CONVENZIONE ATTUATIVA 21 DICEMBRE 2012 E ADDENDUM (2014) SOTTOSCRITTI DA AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA, COCIV, REGIONE LIGURIA E COMUNE DI GENOVA

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA

Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 1

MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO TERMINALE URBANO DEL RIO MOLINASSI

RELAZIONE GEOTECNICA SPECIALISTICA

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV

MWH
BUILDING A BETTER WORLD

COMMESSA	FASE	LOTTO	TIPO DOC.	PROGR.	REV.
4 5 5 0 2 3 7 6	D	1	R	0 0 3	B

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. S. Susani

VERIFICATO:

VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA

IL RUP	ASSISTENTI AL RUP
Dott. Ing. A. Pieracci	Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott.Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi

Nome File: D_1_R003_B_Relazione geotecnica specialistica

INDICE

INDICE....2
1. PREMESSA....4
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE....5
3. NORMATIVA UTILIZZATA....11
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI....12
5. MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO....14
6. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO....15
7. ANALISI NUMERICHE....19
7.1. MODELLO STRUTTURALE....19
7.2. ANALISI CONDOTTE....19
8. CARATTERIZZAZIONE JET GROUTING: PARATIA E TAPPO DI FONDO....22
8.1. Rigidezza paratie in jet grouting....22
8.1. Caratteristiche tappo di fondo....22
9. VERIFICHE OPERE PROVVISIONALI....24
9.1. Intervento tipo 1, sezione n 31....24
9.1.1. Verifiche degli elementi strutturali....28
9.1.1.1. Verifica armatura micropali....28
9.1.1.2. Verifica dell'armatura dei pali inclinati....29
9.1.1.3. Verifica del bulbo d'ancoraggio pali inclinati....30
9.1.1.1. Verifica del cordolo sommitale....30
9.2. Intervento tipo 2, sezione n 27....32
9.2.1. Verifiche degli elementi strutturali....36
9.2.1.1. Verifica armatura paratia....36
9.2.1.2. Verifica dei puntoni sommitali....37
9.2.1.3. Verifica del cordolo sommitale della paratia....38
9.3. Intervento tipo 3. Sezione n 21....40
9.3.1. Verifiche degli elementi strutturali....45
9.3.1.1. Verifica armatura micropali....45
9.3.1.2. Verifica dei puntoni sommitali....46
9.3.1.3. Verifica del cordolo sommitale....47
9.4. Intervento tipo 4: sezione n 16....49
9.4.1. Verifiche degli elementi strutturali....54
9.4.1.1. Verifica armatura micropali....54

9.4.1.2. Verifica del cordolo sommitale 54
9.5. Intervento tipo 5: sezione n 14 55
9.5.1. Verifiche degli elementi strutturali 64
9.5.1.1. Verifica armatura micropali 64
9.5.1.2. Verifica dei puntoni sommitali 65
9.5.1.3. Verifica del cordolo sommitale 67
9.6. Intervento tipo 7: sezione n 13 69
9.6.1. Verifiche degli elementi strutturali 73
9.6.1.1. Verifica armatura paratia 73
9.6.1.2. Verifica dei tiranti passivi 74
9.6.1.3. Verifica del cordolo sommitale 75
9.7. Intervento tipo 8: sezione n 7 77
9.7.1. Verifiche degli elementi strutturali 81
9.7.1.1. Verifica palancole 81
9.8. Intervento tipo 9: soglia sbocco canale 82
9.8.1. Verifiche degli elementi strutturali 86
9.8.1.1. Verifica palancole 86
10. MURO DI SOSTEGNO 88
10.1. Carichi agenti 88
10.2. Verifiche geotecniche muri: verifica a ribaltamento scorrimento e capacità portante 92
10.1. Verifica strutturale muri di sostegno 96

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle opere di sostegno provvisionali, necessarie per la costruzione dei nuovi manufatti in cemento armato che costituiscono il nuovo percorso del Rio Molinassi a Genova.

È necessario eseguire una trincea verticale, lungo tutto il percorso del fiume, non potendo, per ragioni di spazio eseguire sbancamenti inclinati per tutta altezza dello scavo, che è previsto essere dell'ordine dei 5-6 m dal piano campagna attuale.

Si sono individuate 8 tipologie di interventi, a seconda delle condizioni al contorno: presenza di falda, attraversamenti stradali/ferroviari, esecuzione degli scavi in prossimità di edifici:

Nella parte terminale del documento si riportano inoltre le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno ubicato nella parte finale del rio, in corrispondenza del punto dove sfocia in mare.

Le verifiche sono eseguite agli Stati limite, secondo la normativa vigente (D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008).

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera in progetto consiste nello spostamento del percorso del Rio Molinassi a Genova, mediante incanalamento in manufatti idraulici di nuova costruzione.



Figura 2-1 aerofoto dell'area interessata dall'intervento

Oggetto del presente documento è quello di definire e verificare le opere di sostegno provvisionali necessarie al raggiungimento dell'imposta dei manufatti idraulici di nuova costruzione. Infatti, a causa della forte urbanizzazione dell'area in cui si opererà e della presenza della falda a quote superiori al fondo scavo, non risulta possibile operare tali sbancamenti in trincea.

La tipologia di opere di sostegno previste sono di seguito descritte, partendo da monte, dove il tracciato del Rio esce dall'attuale sedime, fino ad arrivare al mare:

- Intervento tipo 1, dalla sezione n 36, corrispondente al punto di deviazione dall'attuale tracciato del Rio, alla sezione n 27, inizio attraversamento di Via Merano: due file di paratie in colonne di Jet Grouting compenetrate solidarizzate in testa da pali inclinati con funzione di tiranti di tipo passivo. Sezione verificata n 31;
- Intervento tipo 2, dalla sezione 27 alla sezione n 26: attraversamento di Via Merano. due file di paratie in colonne di Jet Grouting compenetrate, vincolate in testa da puntelli in acciaio. Sezione verificata n 27;

- Intervento tipo 3, dalla sezione n 27, inizio tracciato Rio all'interno del Capannone di Fincantieri, alla sezione n 20, appena dopo l'attraversamento di Via Brennero: due file di paratie in colonne di Jet Grouting compenetrate, vincolate in testa da puntelli in acciaio;
- Intervento tipo 4, dalla sezione n 20 alla sezione n 16 dove iniziano i binari della ferrovia: paratia in jet grouting eseguita previo prescavo in sbancamento, in modo da evitare il puntello sommitale. Sezione verificata n 16;
- Intervento tipo 5, dalla sezione 16 alla sezione n 14 dove esce il molite di sotto attraversamento dei binari; doppia paratia in jet grouting compenetrato puntellata in sommità e tappo di fondo fra le due paratie. Sezione verificata n 14;
- Intervento tipo 6, tratto di attraversamento in spingitubo sotto i due binari della ferrovia che non possono essere interrotti. L'attraversamento è effettuato tramitee un monolite a spinta previa esecuzione di un tappo di fondo inclinato lungo l'attraversamento. Essendo il monolite inserito al di sotto dei binari a spinta, a parte il tappo di fondo non sono presenti paratie di sostegno degli scavi;
- Intervento tipo 7, dalla sezione n 13 alla sezione n 8. Doppia paratia in Jet Grouting tirantata in testa con barre autoperforanti con funzione di tiranti passivi e tappo di fondo fra le due paratie. Sezione verificata n 13;
- Intervento tipo 8, dalla sezione n 8 alla sezione n 7, dove il rio sfocia in mare. Lo scavo è effettuato tramite l'esecuzione di un prescavo fino al livello della falda e da li a fondo scavo tramite palancole infisse fino ad intercettare le argille di ortovero impermeabili. Sezione verificata n 8;
- Intervento tipo 9, soglia in corrispondenza dello sbocco del rio in mare. Lo scavo è effettuato tramite l'esecuzione di palancole infisse fino ad intercettare le argille di ortovero impermeabili.

Al fine di evitare ingressi di acqua all'interno dello scavo, tutte le paratie (palancole e jet grouting), vengono immorsate all'interno dello strado delle Argille di ortovero impermeabili.

Le sezioni verificate sono (scendendo da nord a sud) riepilogate nelle seguenti tabelle.

Intervento tipo 1: sezione n 31	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni singola colonna 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 10.0 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo	-5.75 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Palo inclinato a 30° con funzione di tirante passivo, Øperf 250 mm armato con tubolari Ø 168.3/10 mm in acciaio S355 posti ad interasse 2.4 m. lunghezza pali 12.0 m
Sovraccarichi	0.50 m di peso di terreno appena a tergo della paratia, 0.50x19 = 9.5 kN/m. Sovraccarico accidentale di 20 kPa, a monte della paratia
Dislivello falda di progetto max	2.70 m

Intervento tipo 2: sezione n 27	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni singola colonna 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 11.0 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-6.20 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Puntello orizzontale di collegamento paratie, costituito da tubolare Ø 219.1/12.5 mm, lunghezza 11.4 m
Sovraccarichi	0.50 m di peso di terreno appena a tergo della berlinese, 0.50x19 = 9.50 kN/m. Sovraccarico accidentale di 20 kPa, a monte della paratia
Dislivello falda di progetto max	2.70 m

Intervento tipo 3: sezione n 21	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni singola colonna 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 16.0 m. lunghezza profilati 11 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-5.50 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Puntello orizzontale di collegamento paratie, costituito da tubolare Ø 273/10 mm, lunghezza 16.0 m
Sovraccarichi	0.50 m di peso di terreno appena a tergo della berlinese, 0.50x19 = 9.5 kN/m. Sovraccarico accidentale di 20 kPa, a monte della paratia lato sinistro, scarico plinto di fondazione capannone Fincosit latto destro: 100kPa per 2 m di larghezza a partire da 1.0 m da asse paratia di destra
Dislivello falda di progetto max	2.50 m

Intervento tipo 4: sezione n 16	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni singola colonna 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 9.0 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-3.45 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Nessuno
Sovraccarichi	Carico triangolare che simula le spinte dovute alla trincea di scavo: 0.0 kPa in asse paratia, 3.00 m di peso di terreno -5.9 m da asse paratia = 3.0x19 = 57 kPa. Sovraccarico accidentale di 20 kPa, da -5.90 m in poi
Dislivello falda di progetto max	1.44 m

Intervento tipo 5: sezione n 14	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni singola colonna 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 12.0 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-7.40 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Puntelli in acciaio
Sovraccarichi	0.10 m di peso di terreno appena a tergo della paratia, 0.10x19 = 1.9 kN/m. Sovraccarico accidentale di 50 kPa, a monte della paratia, che simula il transito dei treni
Tappo di fondo	Colonne compenetrate circolari Ø1.3 m, altezza colonne 5.1 m
Dislivello falda di progetto max	2.80 m

Intervento tipo 7: sezione n 13	
Opera di sostegno	Paratia in colonne di Jet Grouting a caramella compenetrate dimensioni 80x50 cm, interasse 60 cm, armate con tubolari Ø 177.8/12 mm in acciaio S355 posti ad interasse 0.6 m. lunghezza paratia 12.0 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	7.50 m da testa cordolo
Vincoli in testa	Barre autoperforanti con funzione di tiranti passivi inclinate a 20° sull'orizzontale, aventi le seguenti caratteristiche. Øperf 90 mm, Øest 38 mm, Øint 19 mm Rersistenza ultima a rottura 500 kN, resistenza minima di snervamento 400 kN, interasse 2.40 m, lunghezza barre 16 m
Sovraccarichi	0.10 m di peso di terreno appena a tergo della paratia, 0.10x19 = 1.9 kN/m. Sovraccarico accidentale di 20 kPa, a monte della paratia
Tappo di fondo	Colonne compenetrate circolari Ø1.3 m, altezza colonne da fondo scavo 5.1 m
Dislivello falda di progetto max	2.80 m

Intervento tipo 8: sezione n 7	
Opera di sostegno	Palancole tipo AZ 39 - 700, acciaio S355. Lunghezza profilati 18 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-4.85 m da testa palancola
Vincoli in testa	Nessuno
Sovraccarichi	Sovraccarico accidentale di 20 kPa, da -5.0 m in poi
Dislivello falda di progetto max	4.35 m

Intervento tipo 9: soglia sbocco canale	
Opera di sostegno	Palancole tipo AZ 39 - 700, acciaio S355. Lunghezza profilati 18 m
Inclinazione piano campagna originario	i = 0.0°
Fondo scavo max	-4.85 m da testa palancola
Vincoli in testa	Nessuno
Sovraccarichi	Sovraccarico accidentale di 20 kPa, da -5.0 m in poi
Dislivello falda di progetto max	4.35 m

3. NORMATIVA UTILIZZATA

I calcoli sviluppati sono stati svolti secondo il metodo degli Stati Limite nel rispetto della Normativa vigente; in particolare la documentazione e la normativa cui si fa riferimento per la redazione del presente lavoro sono di seguito riportate:

[1] Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le costruzioni" G.U. 4 febbraio 2008, n 29.

[2] Circolare Applicativa n.617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008"

[3] UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2: - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

[4] Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari - RFI

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo per cordoli opere di sostegno provvisionali

Classe del calcestruzzo	C35/45
Tipo di Cemento:	CEM IV/A (P-V) 42,5R
Classe di Resistenza :	Rck = 45 MPa
Massimo diametro dell'aggregato:	16mm
Massimo rapporto Acqua/Cemento;	0.50
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/m3
Classe di consistenza (SLUMP):	S4
Copriferro minimo netto:	cmin 4.00cm
Classe d'esposizione:	XC4 (secondo UNI 11104)

Descrizione della classe di esposizione: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.

Modulo di Young:	Ecm	34 077 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck	35.00 MPa
Resistenza di calcolo cilindrica:	fcd	19.83 MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	fctk	2.25 MPa
Resistenza media a trazione	fctm	3.86 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd	1.50 MPa

Calcestruzzo per muro di sostegno:

Il cemento utilizzabile in fase di progettazione deve essere di tipo:

Classe del calcestruzzo	C35/45
Tipo di Cemento:	CEM IV/A (P-V) 42,5R
Classe di Resistenza :	Rck = 45 MPa
Massimo diametro dell'aggregato:	16mm
Massimo rapporto Acqua/Cemento;	0.45
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/m3
Classe di consistenza (SLUMP):	S4
Copriferro minimo netto:	cmin 5.00cm

Classe d'esposizione: XS3 (secondo UNI 11104)

Descrizione della classe di esposizione: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Modulo di Young:	Ecm	34 077 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck	35.00 MPa
Resistenza di calcolo cilindrica:	fcd	19.83 MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	fctk	2.25 MPa
Resistenza media a trazione	fctm	3.86 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd	1.50 MPa

Acciaio per profilati laminati a caldo (Micropali, puntelli di contrasto e palancole):

☐ Profilati in acciaio S355H:

☐ tensione caratteristica di rottura: ftk ≥ 430 MPa

☐ tensione caratteristica di snervamento: fyk ≥ 275 MPa

☐ Resistenza di calcolo fyd = fyk/γs

con: γs = 105 per SLU

Stati limite:

☐ resistenza caratteristica di calcolo SLU: fyd = 261.90 MPa

Barre autoperforanti

Auto perforanti cave, qualità acciaio secondo EN 10083-1, costituite da aste perforanti (diametro esterno 38 mm, diametro interno 19 mm), iniettate in avanzamento con boiacca di cemento 325, caratterizzate dalle seguenti caratteristiche di resistenza:

- carico di rottura 500 kN,
- carico di snervamento minimo garantito 400 kN, filettatura tipo ISO 10208

Compreso punte di perforazione, manicotti di giunzione.

5. MODELLO DI CALCOLO UTILIZZATO

PROGRAMMA PARATIE: BERLINESE DI MICROPALI

E' stato utilizzato il programma Paratie versione 2011, sviluppato da CeA.S. per il calcolo delle sollecitazioni nelle paratie.

Il programma Paratie affronta il problema della simulazione di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili attraverso il metodo degli elementi finiti, la schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo "Trave su suolo elastico", detto anche "terreno alla Winkler".

Le paratie vengono schematizzate come elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie.

Con questo modello di calcolo la realizzazione dello scavo sostenuto da paratie tirantate viene seguita in tutte le successive fasi. L'analisi con il modello a elementi finiti è quindi un'analisi "Statica Incrementale": ogni passo coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una data quota di scavo, da un determinato insieme di tiranti applicati, da una distribuzione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo di deformazioni plastiche a un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli steps successivi.

I parametri che caratterizzano il modello possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K0, il coefficiente di spinta attiva Ka e il coefficiente di spinta passiva Kp. I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle.

Le due componenti di sforzo verticale e orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene definita una funzione di plasticità dipendente da esse, e la funzione anzidetta determina i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, esso reagisce con differenti caratteristiche di rigidezza. Sono possibili tre situazioni:

Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati. Questa fase viene identificata con la sigla UL-RL (Unloading-Reloading).

Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai ancora sperimentati. La fase incrudente è identificata dalla sigla V - C (Virgin Compression)

Collasso : il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva. Il collasso viene identificato attraverso la parola Active o Passive.

6. PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

La stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo sono desunti dal documento "Relazione Geotecnica e Sismica Rio Molinassi", allegata al progetto.

In particolare, interagenti con le opere, sono presenti i seguenti materiali:

- **riporto eterogeneo (R)**: costituito da ghiaia eterometrica con sabbia eterometrica debolmente limosa e ciottolosa: presenza di clasti poligenici con frammenti di calcestruzzo e laterizi disseminati. Lo spessore di tale strato è pari a circa 1.60 – 3.0 m;
- **alluvioni ghiaiose sabbiose (G)**: costituite da ghiaia eterometrica sabbioso - limosa, sabbia eterometrica ghiaiosa – limosa, presenti nell'area del tracciato del Rio Molinassi, per uno spessore variabile da circa 7.5 m nella parte alta del tracciato, fino ad assottigliarsi a circa 5.5 m nella parte terminale;
- **alluvioni sabbiose e limose (B)**: costituite da sabbia fine debolmente limosa. Presenti lungo il tracciato per uno spessore variabile da 0.0 m nella parte alta del tracciato fino a uno spessore di 9.5 m nella parte terminale;
- **Argille di Ortovero (A)**, presenti in maniera continua su tutta l'area in esame al di sotto dello strato B con potenze massime investigate di 12m.

L'interpretazione delle prove effettuate su tali materiali, ha fornito la seguente parametrizzazione geotecnica:

R	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**46** ± 19
φ' (°)	**33** ± 3
vs (m/s)	**159** ± 22
G_o(MPa)	**50** ± 13
E_o(MPa)	**129** ± 34
E' (MPa)	25-7
k (m/sec)	1.0E-0.3 – 1.0E-05

Tabella 6-1: riporto parametrizzazione geotecnica

G	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**51** ± 11
φ' (°)	**37.5** ± 1.5
vs (m/s)	**214** ± 26
G_o(MPa)	**90** ± 22
E_o(MPa)	**234** ± 58
E' (MPa)	47-11.6
k (m/sec)	1.0E-0.5 – 4.5E-05

Tabella 6-2: alluvioni sabbiose, parametrizzazione geotecnica

B	
γ (kN/m^3)	19
D_r (%)	**42** ± 6
φ' (°)	**32** ± 1
vs (m/s)	**185** ± 7
G_o(MPa)	**67** ± 5
E_o(MPa)	**180** ± 14
E' (MPa)	**36** ± 3
k (m/sec)	1.0E-0.5 – 1.0E-06

Tabella 6-3: alluvioni sabbiose, parametrizzazione geotecnica

Simbologia:

- φ' = angolo di attrito operativo;
- Dr = densità relativa;
- vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;
- Go = modulo di taglio iniziale riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- Eo = modulo di Young secante riferito a pressioni efficaci pari a quelle geostatiche;
- E' = modulo elastico operativo;
- k = conducibiltà idraulica;

A	
γ_t (kN/m^3)	**19.20** ± 0.2
e_o (-)	**0.81 – 0.89**
φ' (°)	**29.5°** ± 1.5
c' (kPa)	**41.5** ± 9.5
c_u (kPa)	**175** ± 75
OCR=σ_{vy}'/σ_{vo}' (-)	**4 - 5**
C_c (-)	**0.232** ± 0.045
C_r (-)	**Cc/5**
C_α (%)	**0.115** ± 0.015
k (m/sec)	**3.0 x 10^{-10}**
c_v (m^2/sec)	**8.44 x 10^{-7}** ± 4.0 x 10^{-7}
V_s (m/sec)	**513** ± 99
G_o (MPa)	**526** ± 171
E0 (MPa)	**1420** ± 460
E1' (MPa)	**280**± 90
E2' (MPa)	**140**± 45
M (MPa)	**23.87** ± 3.8

Tabella 6-4: argille di ortovero, parametrizzazione geotecnica

Simbologia:

γ_t = peso di volume naturale;

φ' = angolo di attrito operativo;

c' = intercetta di coesione operativa;

c_u = resistenza al taglio non drenata riferita a tensioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a condizioni di carico tipo quelle delle prove triassiali di compressione e carico;

Vs = velocità di propagazione delle onde di taglio;

G_o = modulo di taglio iniziale;

E_0 = modulo elastico iniziale;

E_1' = modulo elastico operativo opere di sostegno;

E_2' = modulo elastico operativo cedimento fondazioni e rilevati.

Dai valori soprariportati si sono desunti i parametri di resistenza dei terreni, utilizzati nelle seguenti verifiche e di seguito riportati:

R	
γ (kN/m^3)	19
φ' (°)	30
c' (kPa)	0
Evc (MPa)	20
Eur (MPa)	30
k (m/sec)	1.0E-04

Tabella 6-5: parametri geotecnici di calcolo Riporto

G	
γ (kN/m^3)	19
φ' (°)	37
c' (kPa)	0
Evc (MPa)	50
Eur (MPa)	75
k (m/sec)	2.5E-05

Tabella 6-6. Parametri geotecnici di calcolo alluvioni ghiaiose

B	
γ (kN/m^3)	19
φ' (°)	31
c' (kPa)	0
Evc (MPa)	30
Eur (MPa)	45
k (m/sec)	1.0E-06

Tabella 6-7: parametri geotecnici di calcolo alluvioni sabbiose

A	
γ (kN/m^3)	19
φ' (°)	28
c' (kPa)	30
cu (kPa)	120
Evc (MPa)	20
Eur (MPa)	60
k (m/sec)	3.0E-10

Tabella 6-8: parametri geotecnici di calcolo argille di Ortovero

Nei capitoli successivi, per ogni sezione di calcolo individuata, verrà riportata la stratigrafia di calcolo.

7. ANALISI NUMERICHE

7.1. MODELLO STRUTTURALE

Il calcolo delle opere di sostegno è stato eseguito mediante il programma di calcolo PARATIE Vers. 11.0, sviluppato dalla Ce.A.S. - Milano.

Si sono prese in considerazione le diverse fasi operative valutando lo stato di sollecitazione e di deformazione sia nell'elemento strutturale che nel terreno al contorno delle paratie, a seguito delle progressive operazioni di scavo e posa in opera dei tiranti.

7.2. ANALISI CONDOTTE

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove Ed è il valore di progetto dell'effetto dell'azione:

$$E_d = \gamma_E \cdot E\left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

e dove Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnica:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right]$$

Effetto delle azioni e della resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto Ed=Ek·γE, dei parametri di progetto Xk/γM e della geometria di progetto. Nella formulazione della resistenza compare esplicitamente il coefficiente γR che opera direttamente sulla resistenza.

Le verifiche della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnicI (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi.

Nel caso delle paratie si adotta l'approccio 1 per cui sono previste due diverse combinazioni di cui la prima, definita STR, generalmente più gravosa per le verifiche strutturali, mentre la seconda, definita GEO, generalmente più gravosa per le verifiche di tipo geotecnico.

I coefficienti parziali γE relativi alle azioni sono indicati nella tabella seguente:

Coefficienti parziali per le azioni o per gi effetti delle azioni					
Carichi	**Effetto**	**Coefficiente parziale γ_E**	**EQU**	**(A1) STR**	**(A2) GEO**
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 7-1: coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni

Il valore della resistenza Rd sarà determinato in maniera analitica con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno, divisi per gli opportuni coefficienti parziali γM specificati nella tabella successiva, tenendo conto, caso per caso dei coefficienti parziali γR specificati nel seguito relativamente allo SLU specifico:

Coefficienti parziali per i parametri del terreno				
Parametro	**Grandezza di riferimento**	**Coefficiente parziale γ_M**	**(M1)**	**(M2)**
Tangente angolo attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficacie	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Tabella 7-2: coefficienti parziali per i parametrici del terreno

Per l'opera in oggetto trattandosi di una paratia sollecitata prevalentemente a flessione e taglio, essendo decisamente meno importante il carico assiale, si andranno ad eseguire le seguenti verifiche agli SLU:

SLU di tipo geotecnica (GEO):

- Profondità di infissione della berlinese (spinta passiva mobilitata rispetto alla spinta passiva massima disponibile).

SLU di tipo strutturale (STR):

- Raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

Accertando che la condizione Ed<Rd, sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Tutte le verifiche precedentemente elencate dovranno essere condotte unicamente facendo riferimento all'Approccio 1 secondo quanto specificato nel seguito.

- SLU di tipo strutturale (STR):

Raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento strutturale (STR) l'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso i coefficienti parziali amplificativi delle azioni saranno applicati direttamente sulle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. Nel caso specifico, per la Combinazione 1, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) diversi, si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma Q/\gamma G1=1.5/1.3=1.154$ e moltiplicando successivamente gli effetti delle azioni $Ed=Ek\cdot\gamma E$ per $\gamma E=\gamma G1=1.3$. Tale implementazione è operata direttamente dal programma PARATIE.

- SLU di tipo geotecnico (GEO):

Profondità di infissione della berlinese

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificatamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi sarà condotta con riferimento alla Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γR sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto delle spinte attiva e passiva risultano rispettivamente maggiore e minore, se riferiti a quelli calcolati con i parametri caratteristici. Nel caso specifico, per la Combinazione 2, essendo i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti pari ad 1.0 e dei variabili pari ad 1.3 (gruppo A2), si opererà applicando in fase di calcolo un coefficiente moltiplicativo ai carichi variabili pari a $\gamma Q=1.3$. Tale implementazione è operata direttamente dal programma PARATIE.

8. CARATTERIZZAZIONE JET GROUTING: PARATIA E TAPPO DI FONDO

8.1. Rigidezza paratie in jet grouting

Lungo tutto il tracciato del rio Molinassi (a parte la parte terminale dove gli scavi provvisionali sono sostenuti da palancole), lo scavo è sostenuto tramite colonne in jet grouting.

La paratia in jet grouting è schematizzata nel programma dio calcolo PARATIE attraverso un elemento beam, spessore pari a 50 cm, in calcestruzzo avente scadenti caratteristiche di elasticità.

Il modulo elastico del materiale trattato può essere in via preliminare ricavato da dati di letteratura.

Si riportano nella seguente tabella valori di E consigliati a seconda del tipo di terreno da trattare e della tecnologia utilizzata per la esecuzione delle colonne.

Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione σ_c (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1,0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. (c_u<50kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Tabella 8-1: caratteristiche di resistenza e di elasticità delle colonne in jet grouting

Le colonne sono eseguite prevalentemente in corrispondenza degli strati R, G.

Nel caso in esame si assume un modulo elastico del terreno trattato pari a E = 7500 MPa.

8.1. Caratteristiche tappo di fondo

Nel tratto in corrispondenza dell'attraversamento con monolite della ferrovia (intervento n 5 e n 7), si prevede al di sotto del manufatto di eseguire un tappo di fondo con colonne in jet grouting, al fine di contrastare le sottospinte idrauliche.

Le colonne saranno ubicate in prevalenza in corrispondenza dello strato B.

Nella verifica delle opere operata con il programma di calcolo Paratie, è necessario inserire al materiale compreso fra le paratie, alle quote corrispondenti all'ingombro del tappo di fondo, dei parametri del terreno trattato, che simulino i seguenti parametri che vengono modificati in seguito alla esecuzione delle colonne.

- aumento del modulo elastico del terreno;
- aumento della coesione del materiale;

- diminuzione della permeabilità.

Si riportano nella seguente tabella dei valori tipici (da dati di letteratura) delle caratteristiche meccaniche delle colonne consolidate.

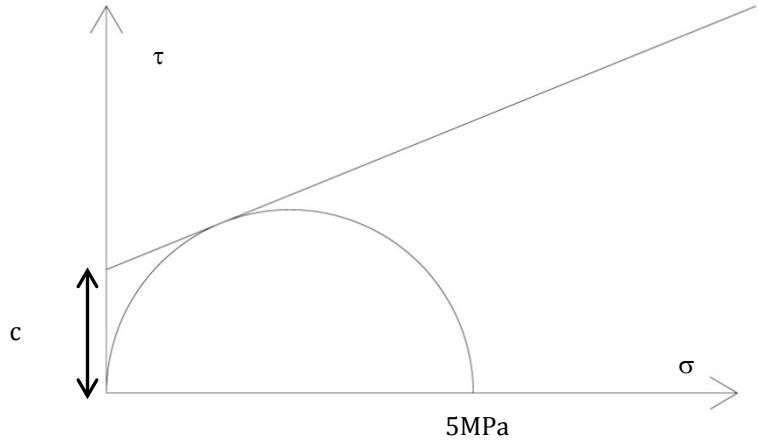
Nei calcoli seguenti si adottano le seguenti caratteristiche meccaniche.

Resistenza a compressione σ_c = 5 MPa

Modulo elastico 2500 MPa.

La coesione del terreno trattato può essere ricavata dalla resistenza a compressione e dall'angolo del terreno del terreno (31°), utilizzando il criterio di rottura di Mohr Coulomb.

La figura sottostante chiarisce quanto detto.



Per un materiale avente resistenza compressione ad espansione laterale libera (pari a 5 MPa) e angolo di attrito dato, il calcolo della coesione è data dalla seguente relazione:

$$c = \frac{0.5 \cdot \sigma_c \cdot (1 - sen\varphi)}{\cos\varphi}$$

Si ottiene una coesione pari a 1400 kPa. A favore di sicurezza tale valore viene dimezzato, 700 kPa.

Al materiale trattato si assume una permeabilità pari a 1e-9 m/sec.

In conclusione al tappo di fondo, si assumo nei calcoli i seguenti parametri:

resistenza a compressione [σc]	5000 kPa;
modulo elastico [E]	2500 MPa
coesione [c]	700 kPa
permeabilità [k]	1e-9 m/sec

9. VERIFICHE OPERE PROVVISIONALI

Si riportano di seguito le verifiche delle opere in progetto.

9.1. Intervento tipo 1, sezione n 31

Si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo

R 0.0 – 1.5 m

G 1.5 - 9.3 m

A da 9.3 m in poi

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

0. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
1. esecuzione pali inclinati;
2. scavo a – 5.75 m da testa cordolo.

I pali inclinati sono simulati come dei tiranti di tipo passivo, aventi lunghezza libera pari a 1/3 volte la lunghezza totale: 1/3x12 = 4 m.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Reazioni sui vincoli.

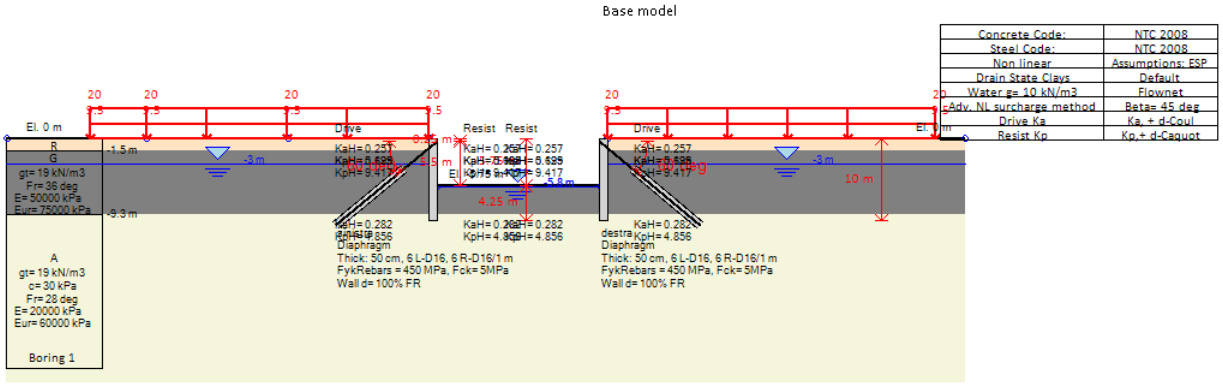


Figura 9-1: modello di calcolo, step n 2

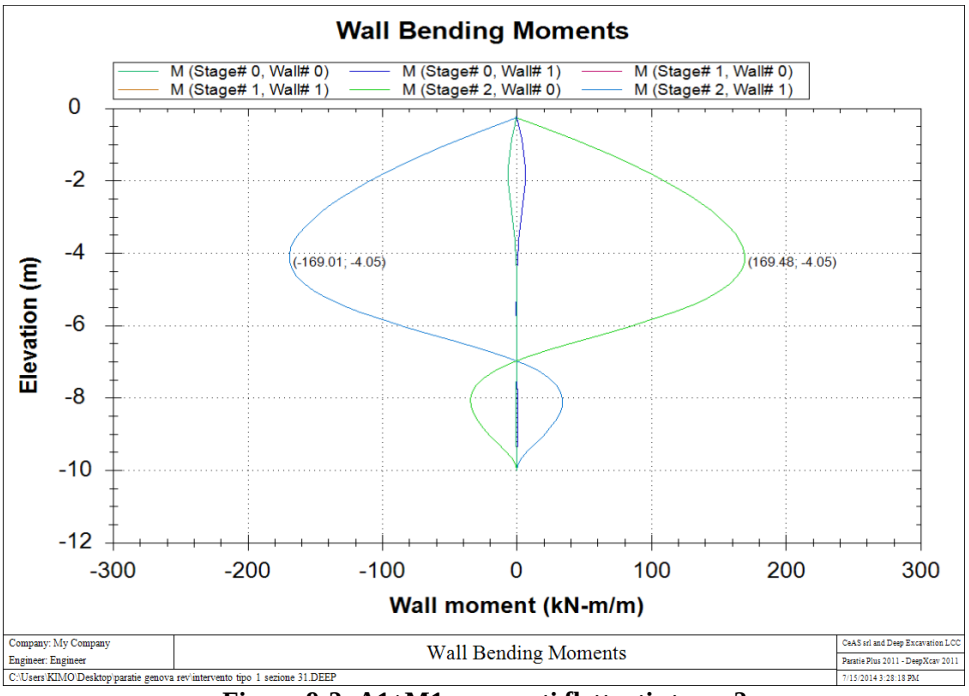


Figura 9-2: A1+M1, momenti flettenti step n 2

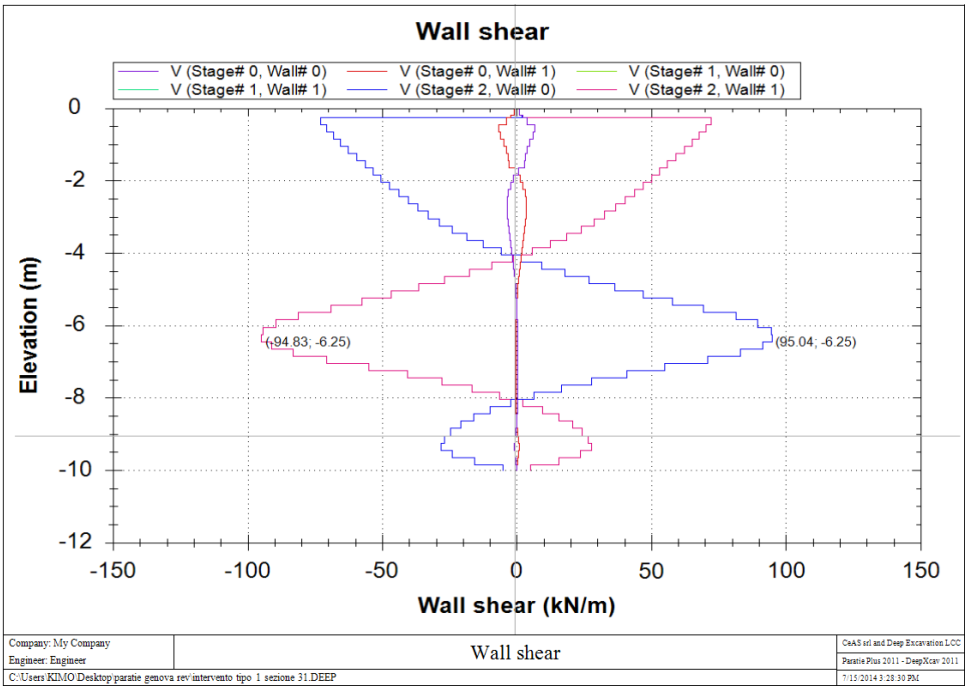


Figura 9-3: A1+M1, tagli step n 2

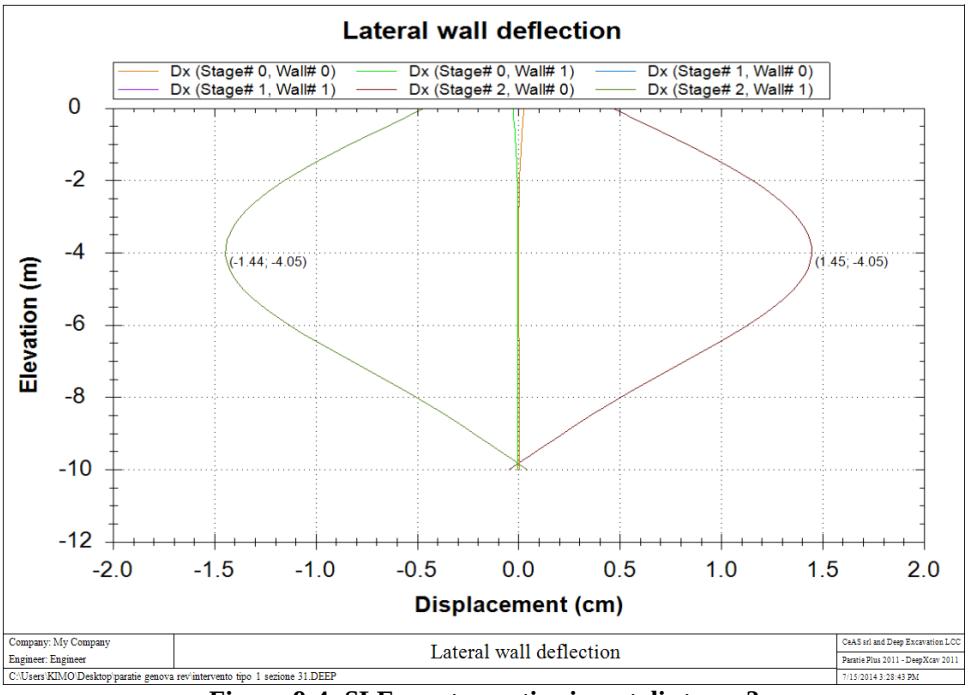


Figura 9-4: SLE spostamenti orizzontali step n 2

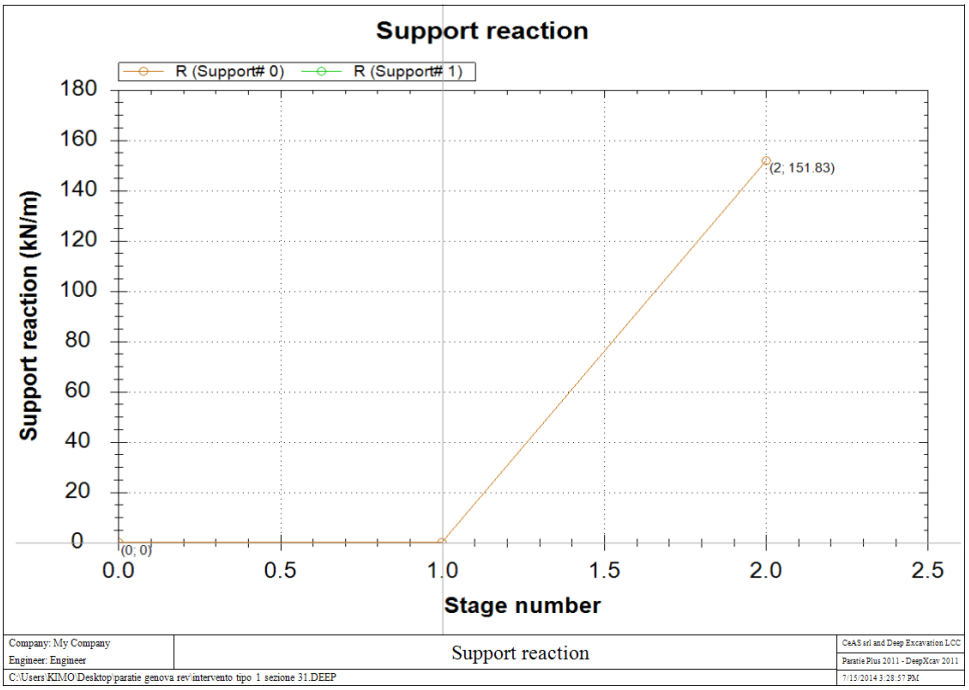


Figura 9-5: A1+M1 trazioni sui vincoli step n 2

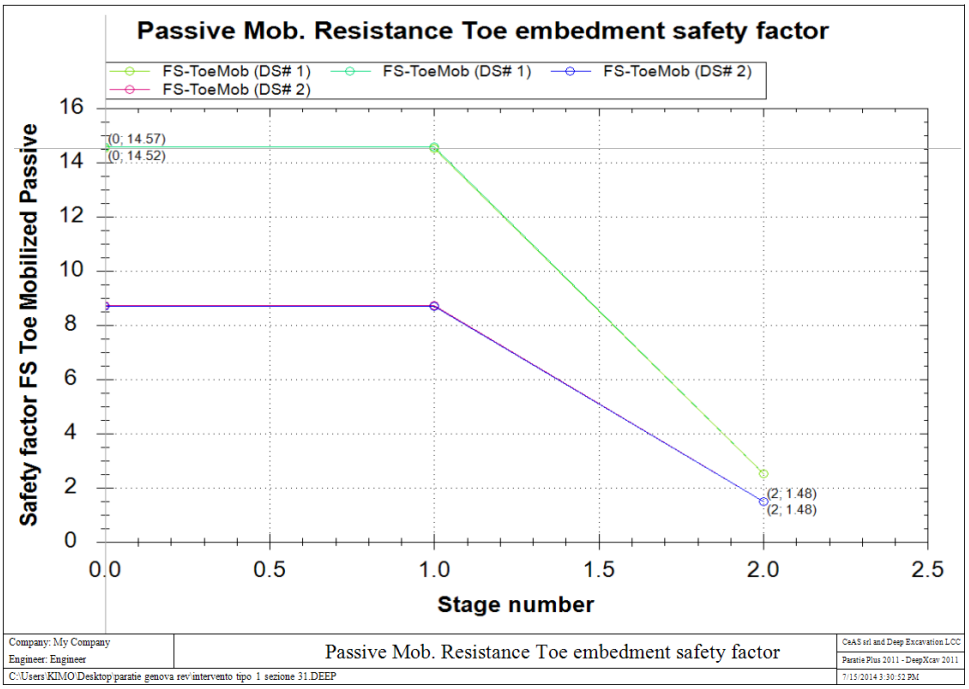


Figura 9-6: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

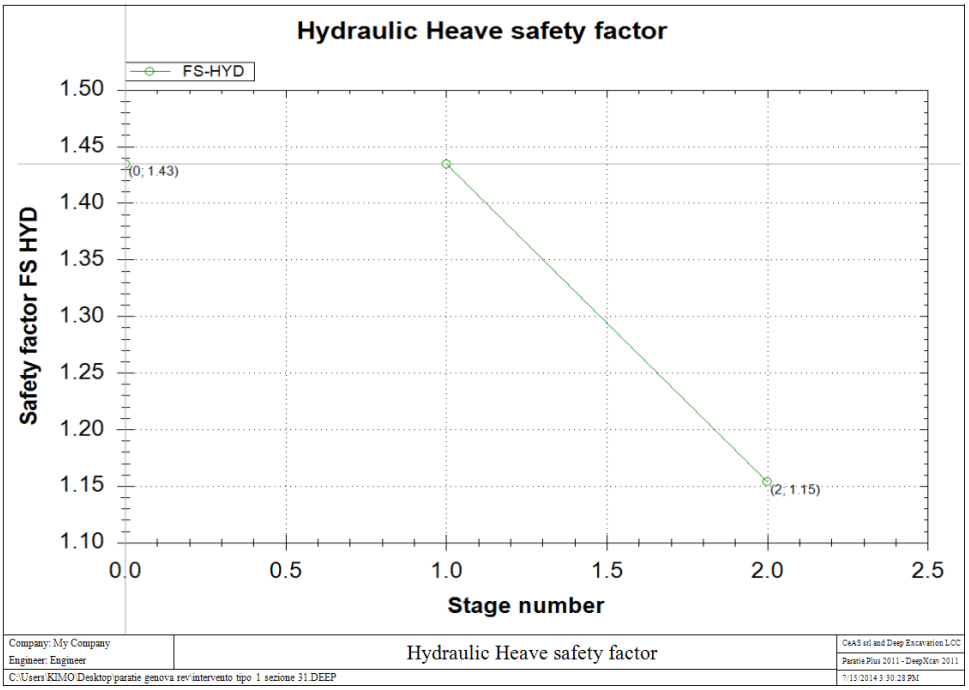


Figura 9-7: A1+M1, verifica a sifonamento

	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	Sp mobilitata	
Intervento tipo 1 Sezione n 31	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A2+M2
	1.45	-4.05	169	-4.05	95	-6.25	40.0	67.6

u_{max} = spostamento orizzontale massimo
z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo
v_{max} = spostamento verticale massimo
z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo
M_{max} = momento flettente massimo
z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax
T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo
z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax
Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.1.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.1.1.1. Verifica armatura micropali

L'armatura della berlinese è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.6 m.

Le verifiche strutturali sono condotte agli Stati Limite Ultimi (SLU).

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi la malta cementizia.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 1	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	169,5	kNm/m	
V_{Ed}	95	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	95	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-1: intervento n 1: verifica armatura micropali

9.1.1.2. Verifica dell'armatura dei pali inclinati

L'armatura dei pali inclinati è costituita da tubolari ∅168.3 sp 8 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 2.4 m, lunghezza totale 12 m.

I tubolari presentano area pari a 40.2 cm^2.

Nella tabella che segue sono riassunti i risultati delle verifiche condotte.

Passo (m)	Trazione (A1+M1) (kN/m)	Pd: Trazione (A1+M1) (kN)	Rd (kN)
3.0	151.8	364.3	1350

Tabella 9-2: verifica armatura tiranti

La verifica di resistenza risulta soddisfatta, essendo Pd < Rd.

9.1.1.3. Verifica del bulbo d'ancoraggio pali inclinati

La resistenza caratteristica Rak viene valutata mediante la relazione di Bustamante & Doix, a cui si applicano i coefficienti di correlazione medi ξa3.

Si verifica che:

$$P_d < R_{ad}$$

$$R_{ak} = \frac{\pi \cdot d_f \cdot l_b \cdot \tau_{\lim}}{\xi_{a3}}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R}$$

τlim = aderenza limite bulbo-terreno. Si assume una resistenza di attrito ultima pari a 120 kPa;

df = diametro di perforazione del micropalo, 250 mm;

lb = lunghezza di ancoraggio. Si assume una lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 2/3 della lunghezza totale del palo inclinato: 12x2/3 = 8 m;

ξa3 = 1.80;

γR= 1.1 (ancoraggi provvisori)

Si riporta nella tabella successiva la verifica a sfilamento dei tiranti.

Lbulbo considerata (m)	**Pd (kN)**	**Rad (kN)**
8	364.3	380.6

Tabella 9-3: verifica a sfilamento tiranti

La verifica di resistenza risulta soddisfatta, essendo Pd < Rad.

9.1.1.1. Verifica del cordolo sommitale

Il cordolo della paratia presenta sezione 50×50cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 4+4 Ø14, acciaio FeB44k.

La verifica è stata condotta considerando i cordoli nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro e di interasse orizzontale dei tiranti ricavati dalle analisi condotte. Le situazioni

più gravose sono rappresentate dal caso con tiro massimo scaturito dalle analisi di calcolo, pari a 151.8xsen30 = 75.9 kN/m (in corrispondenza di un interasse dei tiranti di 3.0 m).

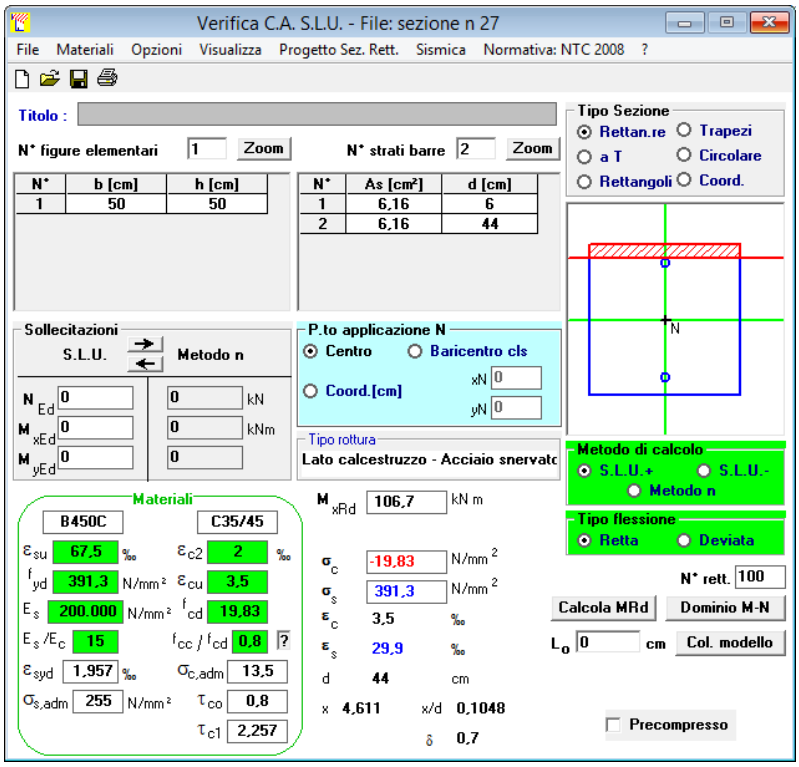
Il massimo momento sollecitante i cordoli è calcolato con la seguente formulazione:

Md = (p i^2)/10 = momento di calcolo.

Dove p è il massimo tiro sollecitante il tirante e i è l'interasse dei tiranti.

Si ottiene un momento pari a 43.7 kNm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento resistente.



Il momento resistente, pari a 106.7 kNm è superiore al momento sollecitante 43.7 kNm. La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio sollecitante l'opera è:

Td = 0.5 p i = taglio di calcolo

Si ottiene un valore pari a 91.08 kN interasse dei pali inclinati pari a 2.4 m..

Il cordolo presenta staffe Ø8/20.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	500	[mm]	d utile	440	[mm]
altezza	500	[mm]	area	250000	[mm^2]
copriferro	60	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**91,08**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,67				
vmin	0,449				
Asl	615,44	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0,003	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**94,56**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	98,68	[kN]	
VRd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

9.2. Intervento tipo 2, sezione n 27

si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo.

R 0.0 - 2.0 m

G 2.0 – 10.5 m

A da 10.5 m in poi

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

3. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
4. esecuzione puntello sommitale;
5. scavo a – 6.20 m da testa cordolo.

Il vincolo in testa è garantito tramite puntelli in acciaio, ad interasse di 5 m.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Reazioni sui vincoli.

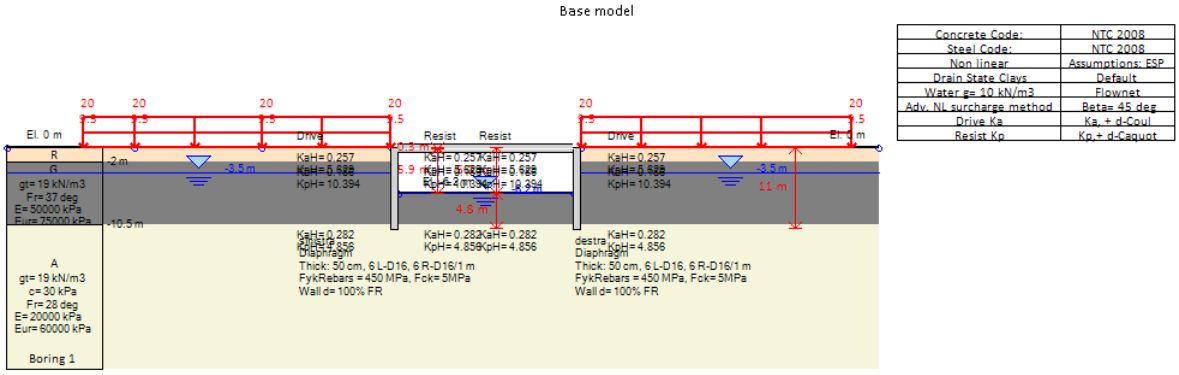


Figura 9-8: modello di calcolo, step n 2

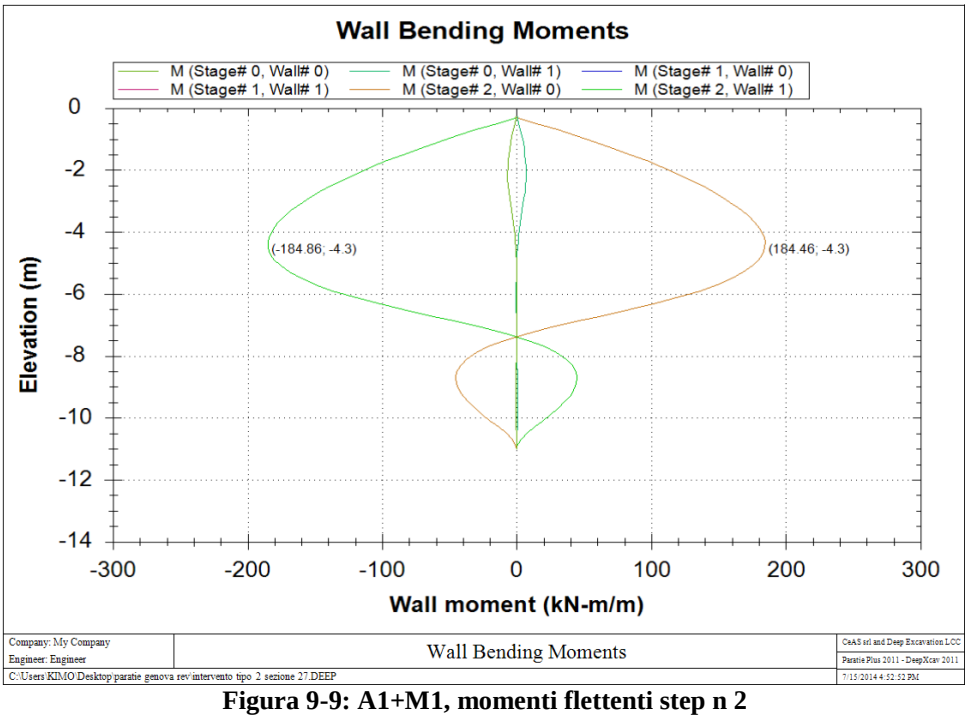


Figura 9-9: A1+M1, momenti flettenti step n 2

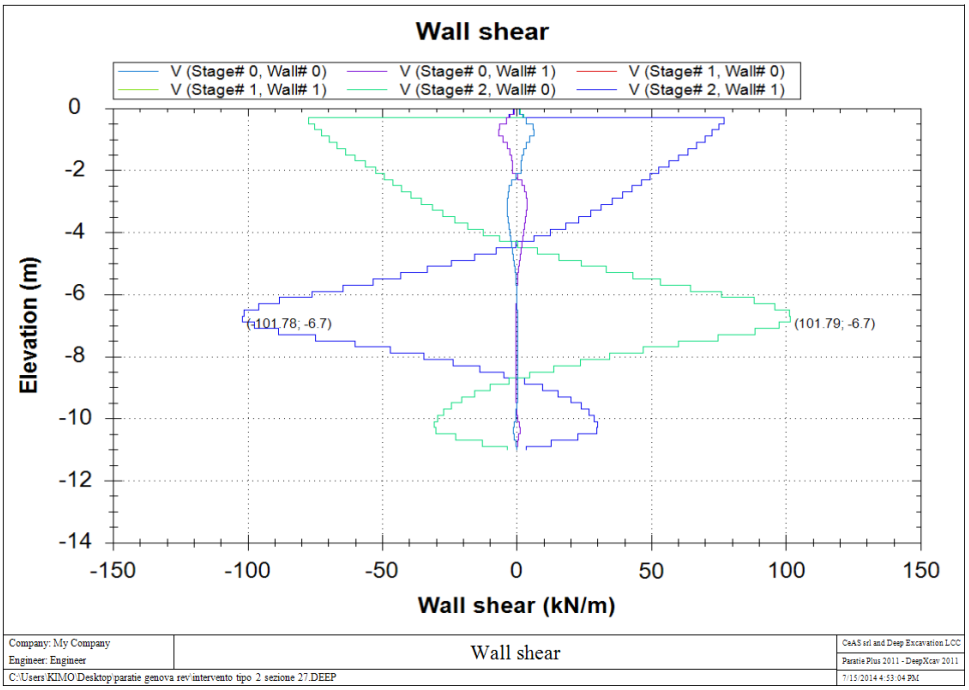


Figura 9-10: A1+M1, tagli step n 2

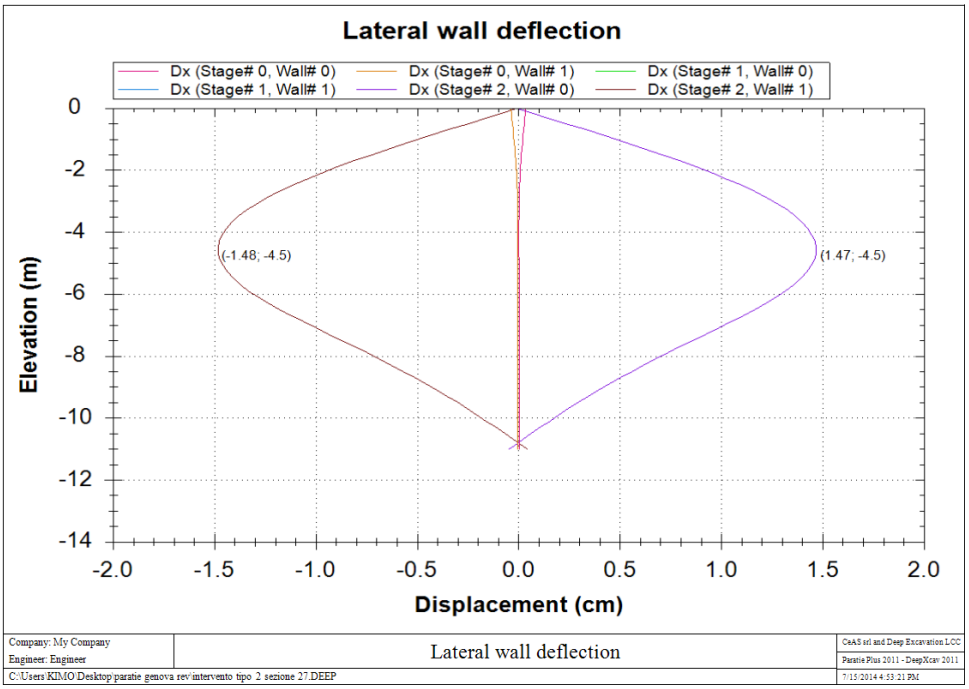


Figura 9-11: SLE spostamenti orizzontali step n 2

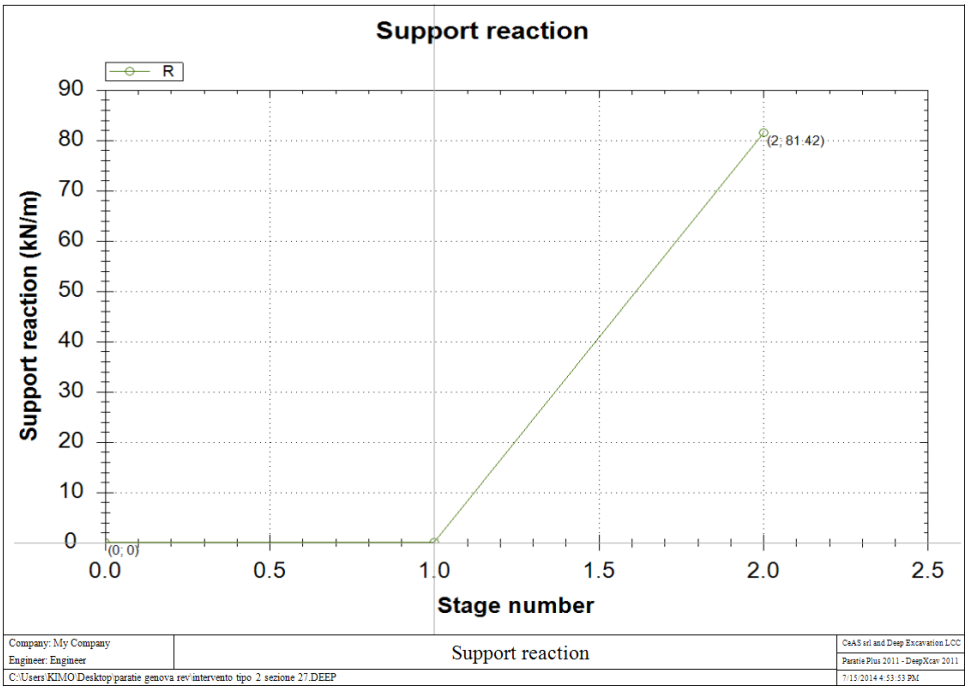


Figura 9-12: A1+M1 compressione puntelli step n 2

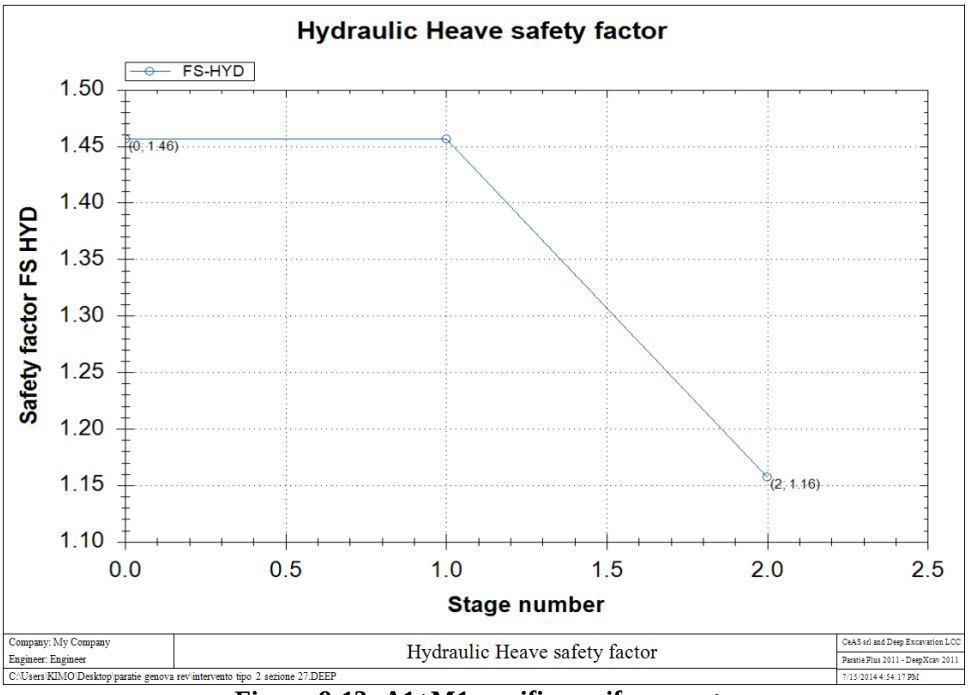


Figura 9-13: A1+M1, verifica a sifonamento

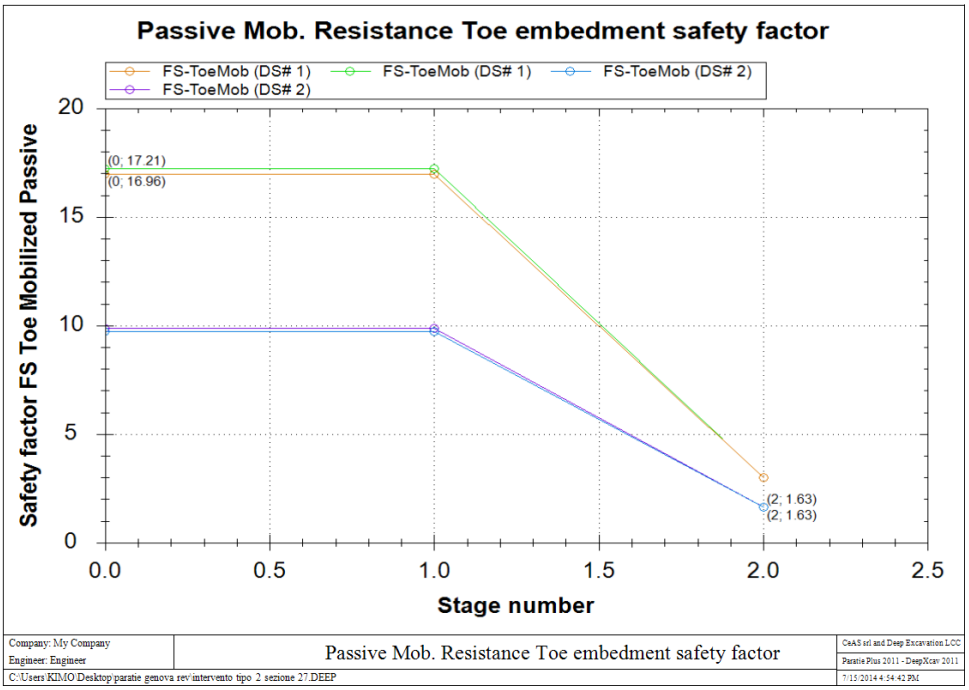


Figura 9-14: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[%]	[%]
Intervento tipo 2. Sezione n 27	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A2+M2
	1.48	-4.5	184.9	-4.30	101.8	-6.70	33.5	61.3

u_{max} = spostamento orizzontale massimo
z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo
v_{max} = spostamento verticale massimo
z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo
M_{max} = momento flettente massimo
z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax
T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo
z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax
Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.2.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.2.1.1. Verifica armatura paratia

L'armatura della berlinese è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.5 m.

Le verifiche strutturali sono condotte agli Stati Limite Ultimi (SLU).

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi la malta cementizia.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 2	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	184,9	kNm/m	
V_{Ed}	102	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	102	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-4: intervento n 1: verifica armatura micropali

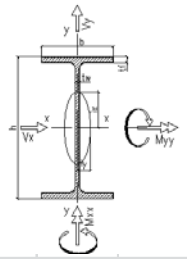
9.2.1.2. Verifica dei puntoni sommitali

La berlinese è vincolata in testa tramite puntoni in acciaio aventi le seguenti caratteristiche:

La massima compressione sul puntello, 219.1 sp 12.5 mm in acciaio S355, lunghezza max 12 m, interasse 5.0 m, è pari a 81.42x5 = 407.1 kN.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione dei puntelli.

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3								
Geometrics Dimensions				**Statics Characteristic**				
Shape	Ø 219,1x12,5			A=	81,1	cm2	Weight= 63,7	kg/m
				Awx =	81,1	cm2	Awy= 81,1	cm2
				Jxx =	4345,7	cm4	Jyy = 4345,7	cm4
				Wxx =	396,7	cm3	Wyy = 396,7	cm3
				Wpl,xx =	534,2	cm3	Wpl,yy = 534,2	cm3
				Sx =	267,1	cm3	Sy = 267,1	cm3
				ix =	7,32	cm	iy = 7,32	cm
				ψx =	1,35		ψy = 1,35	
Material Property and Partial Factor								
Steel grade	S355J0							
E =	2060000	daN/cm2						
fyk=	3550	daN/cm2						
γM0=	1,05							
γM1=	1,05							
Axial Force		Nsd=	40.750	daN				
Internal Force Acting in xx direction				**Internal Force Acting in YY direction**				
Shape of bending moment	Linear			Shape of bending moment	Linear			
Msd,xx,A=	1150	daNm		Msd,yy,A=	0	daNm		
Msd,xx,B=	0	daNm		Msd,yy,B=		daNm		
Msd,xx =	1150	daNm		Msd,yy =	0	daNm		
Vsd,x=	380	daN		Vsd,y=	0	daN		
Effective lenght for flexural buckling								
Buckling curve	c							
Imperfection Factor α =	0,49							
Effective lenght in X direction				**Effective lenght in Y direction**				
lo,x =	1200	cm		lo,y =	1200	cm		
λx =	163,9			λy =	163,9			
σcr,x =	756	daN/cm2		σcr,y =	756	daN/cm2		
χx =	0,171			χy =	0,171			
kx=	1,431			ky=	1,431			
Axial Force Resistance								
Npl,rd =A fy/γM0 =	274163,1	daN					Nsd/Nrd = 0,149	< 1
Shear Plastic Resistance								
Vpl,rd,x=	158.288	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,x	ρ x=	0,000		Vsd,x / Vpl,rd,x = 0,002	< 1
Vpl,rd,y=	158.288	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,y	ρ y=	0,000		Vsd,y / Vpl,rd,y = 0,000	< 1
Bending Moment Resistance								
Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	18060,9	daNm					Msd,xx / Mcrd,xx = 0,064	< 1
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/gM0	18060,9	daNm					Msd,yy / Mcrd,yy = 0,000	< 1
Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance								
Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =				0,149 + 0,064 + 0			0,213	< 1
Buckling resistance								
$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk}/\gamma_{M1}}$ =				0,871 + 0,091 + 0			0,962	< 1



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

9.2.1.3. Verifica del cordolo sommitale della paratia

Il cordolo della berlinese presenta dimensioni 50×50cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 5+5 Ø20, acciaio FeB44k.

La verifica è stata condotta considerando i cordoli nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro e di interasse orizzontale dei tiranti ricavati dalle analisi condotte. Le situazioni più gravose sono rappresentate dal caso con tiro massimo scaturito dalle analisi di calcolo, pari a 81.42 kN/m (in corrispondenza di un interasse dei puntoni di 5.0 m).

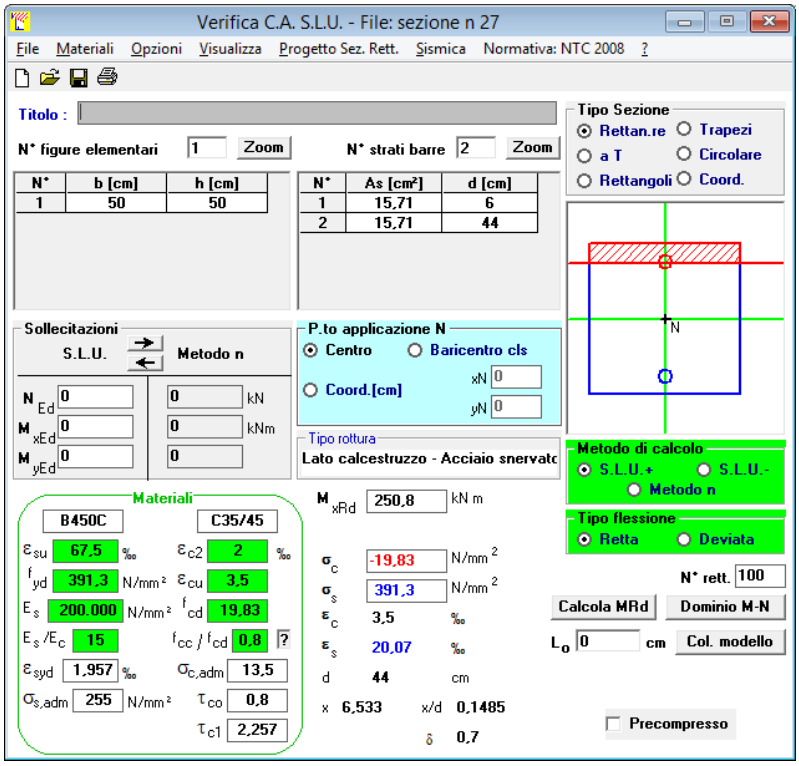
Il massimo momento sollecitante i cordoli è calcolato con la seguente formulazione:

Md = (p i^2)/10 = momento di calcolo.

Dove p è il massimo tiro sollecitante il tirante e i è l'interasse dei tiranti.

Si ottiene un momento pari a 203.55 kNm.

Su riporta di seguito il calcolo del momento resistente.



Il momento resistente, pari a 250.8 kNm è superiore al momento sollecitante 203.55 kNm. La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio sollecitante l'opera è:

Td = 0.5 p i = taglio di calcolo

Si ottiene un valore pari a 203.55 kN interasse dei puntoni pari a 5 m.

Il cordolo presenta staffe Ø10/10.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	500	[mm]	d utile	440	[mm]
altezza	500	[mm]	area	250000	[mm^2]
copriferro	60	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**203,55**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,67				
vmin	0,449				
Asl	1570	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0,007	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**129,20**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	98,68	[kN]	
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1,00				
diam.staffe	10	[mm]			
s	100	[mm] passo staffe			
n° braccia	2				
Asw	157	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0,00				
sen (alfa)	1,00				
teta	45	[°]	inclinazione puntoni cls		
cot (teta)	1,00		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				243	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	243	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	982	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**243**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

9.3. Intervento tipo 3. Sezione n 21

Si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo.

R 0.0 – 1.5 m

G 1.5 - 9.3 m

A da 9.3 m in poi

La paratia è vincolata intesta tramite puntelli in acciaio, interasse 5 m.

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

6. geostatica: esecuzione paratia in jet grouting ed applicazione sovraccarichi;
7. esecuzione puntello sommitale;
8. scavo a – 5.90 m da testa cordolo.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Reazioni sui vincoli.

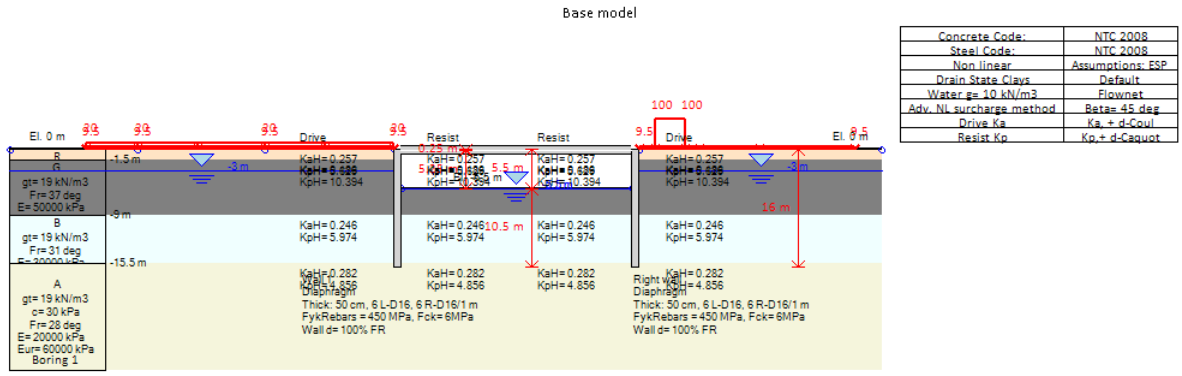


Figura 9-15: modello di calcolo, step n 2

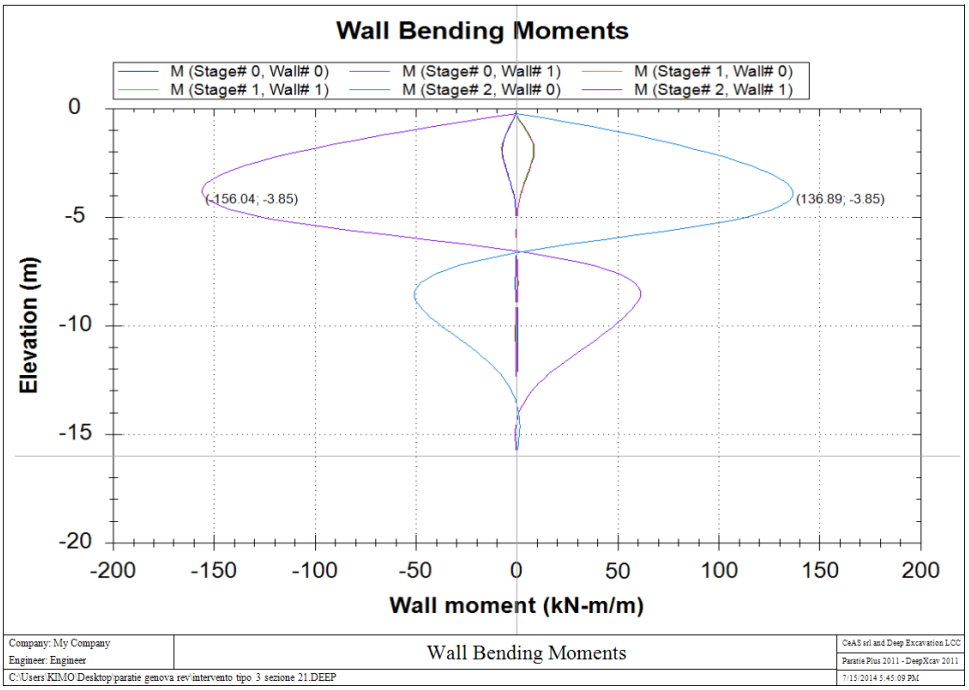


Figura 9-16: A1+M1, momenti flettenti step n 2

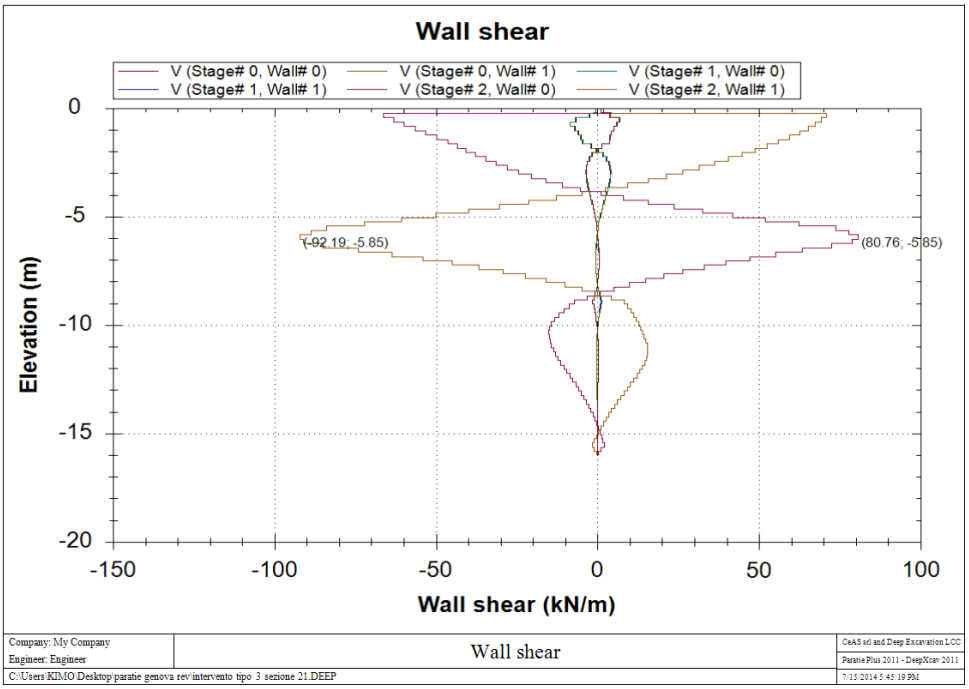


Figura 9-17: A1+M1, tagli step n 2

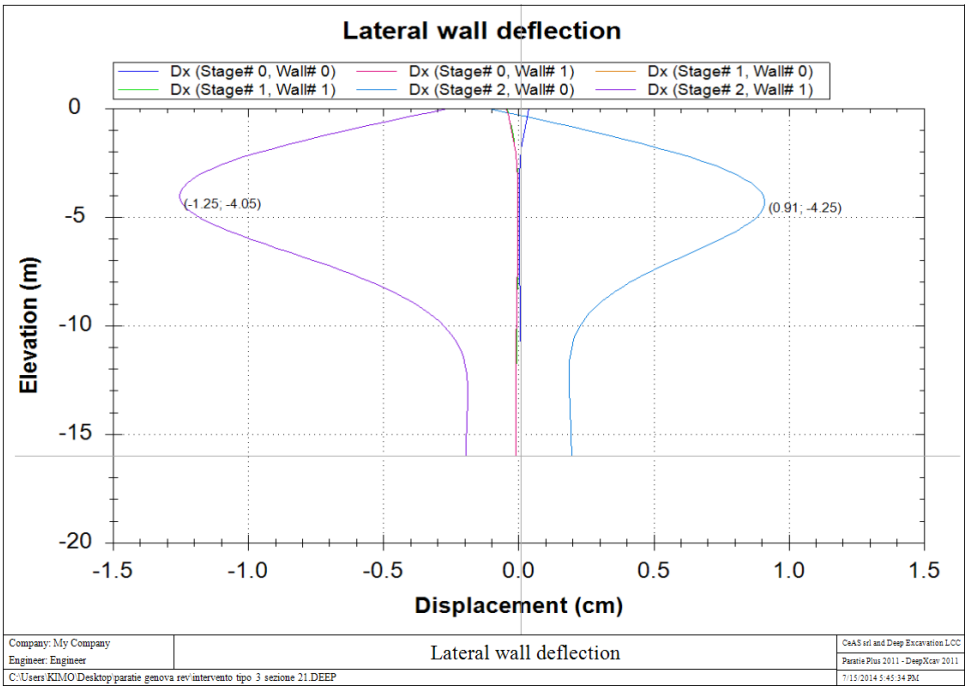


Figura 9-18: SLE spostamenti orizzontali step n 2

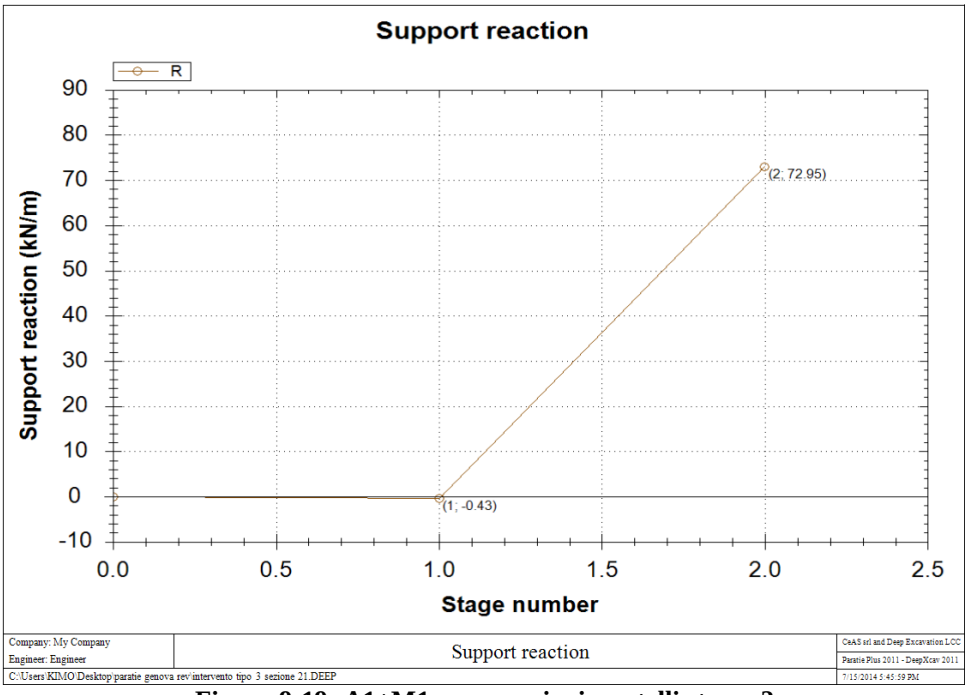


Figura 9-19: A1+M1 compressioni puntelli step n 2

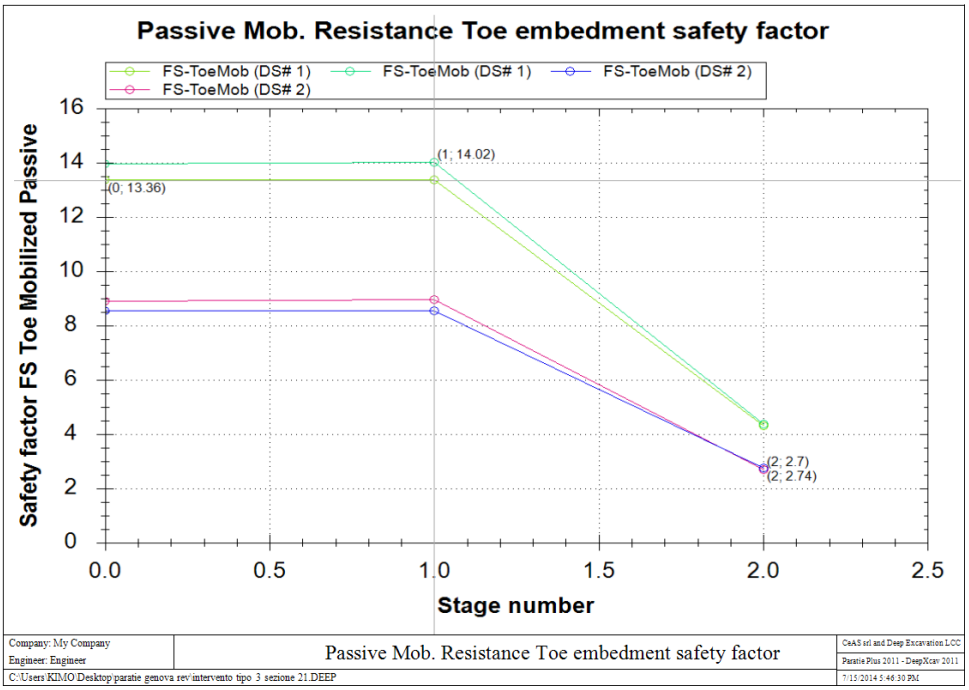


Figura 9-20: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

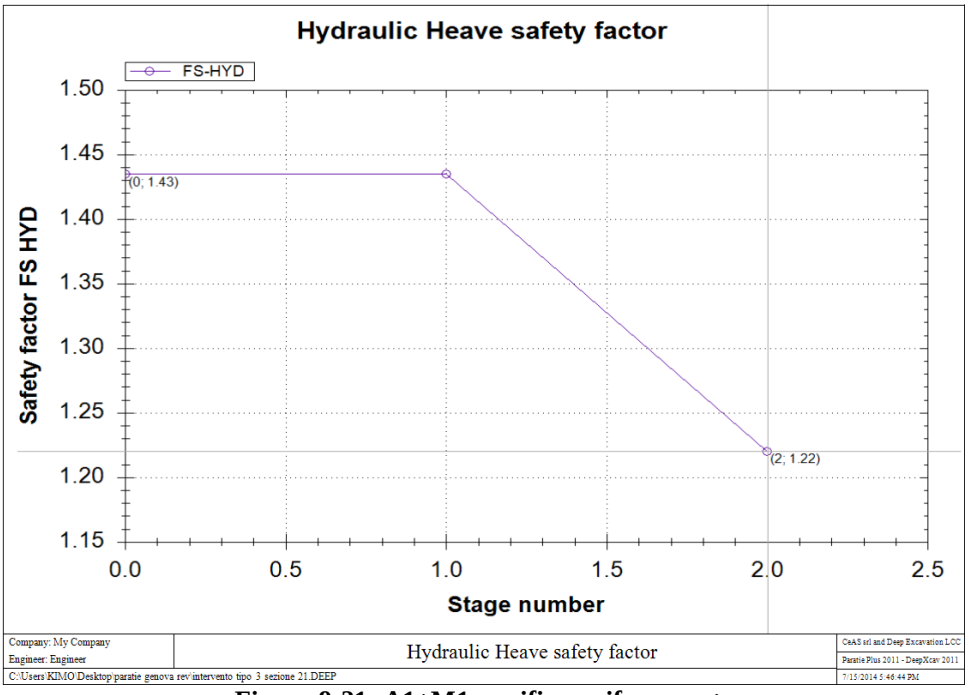


Figura 9-21: A1+M1, verifica a sifonamento

	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[%]	[%]
Intervento tipo 3. Sezione n 21	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A2+M2
	1.25	-4.05	156	-3.85	92	-5.85	23.2	36.5

u_{max} = spostamento orizzontale massimo
z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo
v_{max} = spostamento verticale massimo
z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo
M_{max} = momento flettente massimo
z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax
T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo
z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax
Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.3.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.3.1.1. Verifica armatura micropali

L'armatura della paratia è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.6 m.

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi il trattamento colonnare.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 3	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	156	kNm/m	
V_{Ed}	92	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	92	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-5: intervento n 3: verifica armatura micropali

9.3.1.2. Verifica dei puntoni sommitali

La paratia è vincolata intesta tramite puntoni in acciaio aventi le seguenti caratteristiche:

La massima compressione sul puntello 273 sp 10 mm in acciaio S355, lunghezza max 16 m, interasse 5.0 m.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione dei puntelli.

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3

Geometrics Dimensions

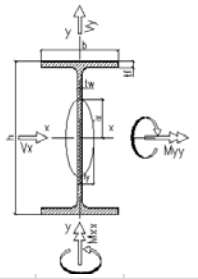
Shape	Ø 273x10

Statics Characteristic

A=	82,6	cm2	Weight=	64,8	kg/m
Avx =	82,6	cm2	Avy=	82,6	cm2
Jxx =	7155,9	cm4	Jyy =	7155,9	cm4
Wxx =	524,2	cm3	Wyy =	524,2	cm3
Wpl,xx =	692,0	cm3	Wpl,yy =	692,0	cm3
Sx =	346,0	cm3	Sy =	346,0	cm3
ix =	9,31	cm	iy =	9,31	cm
ψx =	1,32		ψy =	1,32	

Material Property and Partial Factor

Steel grade	S355J0	
E =	2060000	daN/cm2
fyk=	3550	daN/cm2
γM0=	1,05	
γM1=	1,05	



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Axial Force	Nsd=	36.475	daN

Internal Force Acting in xx direction

Shape of bending moment	Linear	
Msd,xx,A=	2080	daNm
Msd,xx,B=	0	daNm
Msd,xx =	2080	daNm
Vsd,x=	520	daN

Internal Force Acting in YY direction

Shape of bending moment	Linear	
Msd,yy,A=	0	daNm
Msd,yy,B=		daNm
Msd,yy =	0	daNm
Vsd,y=	0	daN

Effective lenght for flexural buckling

Buckling curve	c	
Imperfection Factor α =	0,49	

Effective lenght in X direction			**Effective lenght in Y direction**		
lo,x =	1600	cm	lo,y =	1600	cm
λx =	171,9		λy =	171,9	
σcr,x =	687	daN/cm2	σcr,y =	687	daN/cm2
χx =	0,157		χy =	0,157	
kx=	1,467		ky=	1,467	

Axial Force Resistance

Npl,rd =A fy/γM0 =	279205,8	daN	Nsd/Nrd =	**0,131**	< 1

Shear Plastic Resistance

Vpl,rd,x=	161.200	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,x	ρ x=	0,000	Vsd,x / Vpl,rd,x =	**0,003**	< 1
Vpl,rd,y=	161.200	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,y	ρ y=	0,000	Vsd,y / Vpl,rd,y =	**0,000**	< 1

Bending Moment Resistance

Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	23397,0	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	**0,089**	< 1
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/gM0	23397,0	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	**0,000**	< 1

Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance

Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =	0,131 + 0,089 + 0	**0,220**	< 1

Buckling resistance

$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk}/\gamma_{M1}}$ =	0,832 + 0,13 + 0	**0,962**	< 1

9.3.1.3. Verifica del cordolo sommitale

Il cordolo della paratia in jet grouting presenta dimensioni 50×50cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 5+5 Ø20, acciaio FeB44k.

La verifica è stata condotta considerando i cordoli nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro e di interasse orizzontale dei tiranti ricavati dalle analisi condotte. Le situazioni più gravose sono rappresentate dal caso con tiro massimo scaturito dalle analisi di calcolo, pari a 72.95 kN/m (in corrispondenza di un interasse dei puntoni di 5.0 m).

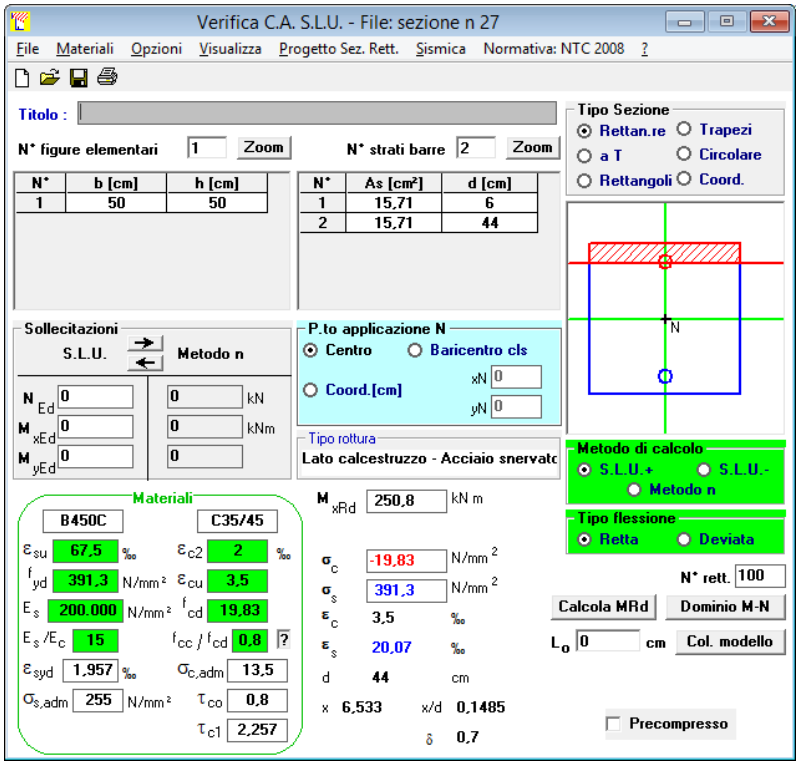
Il massimo momento sollecitante i cordoli è calcolato con la seguente formulazione:

Md = (p i^2)/10 = momento di calcolo.

Dove p è il massimo tiro sollecitante il tirante e i è l'interasse dei tiranti.

Si ottiene un momento pari a 182.37 kNm.

Su riporta di seguito il calcolo del momento resistente.



Il momento resistente, pari a 250.8 kNm è superiore al momento sollecitante 182.37 kNm. La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio sollecitante l'opera è:

Td = 0.5 p i = taglio di calcolo.

Si ottiene un valore pari a 182.37 kN interasse dei puntoni pari a 5 m.

Il cordolo presenta staffe Ø10/10.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	500	[mm]	d utile	440	[mm]
altezza	500	[mm]	area	250000	[mm^2]
copriferro	60	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**182,37**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,67				
vmin	0,449				
Asl	1570	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0,007	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**129,20**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	98,68	[kN]	
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1,00				
diam.staffe	10	[mm]			
s	100	[mm] passo staffe			
n° braccia	2				
Asw	157	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0,00				
sen (alfa)	1,00				
teta	45	[°]	inclinazione puntoni cls		
cot (teta)	1,00		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				243	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	243	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	982	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**243**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

9.4. Intervento tipo 4: sezione n 16

Si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo.

G 0.0 – 6.25 m

B 6.25 – 14.75 m

A da 14.75 m in poi

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

0. geostatica: esecuzione paratia in jet grouting ed applicazione sovraccarichi;
1. scavo a – 3.5 m da testa cordolo.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Verifica a sifonamento.

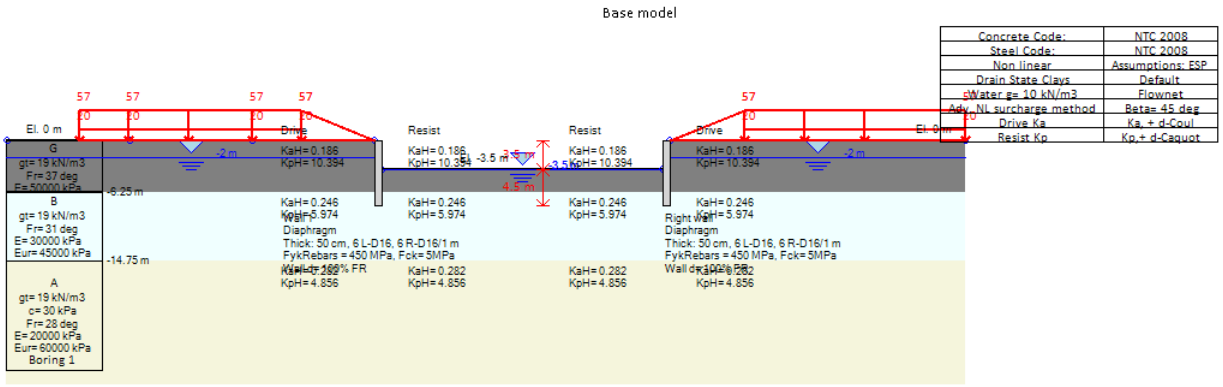


Figura 9-22: modello di calcolo, step n 1

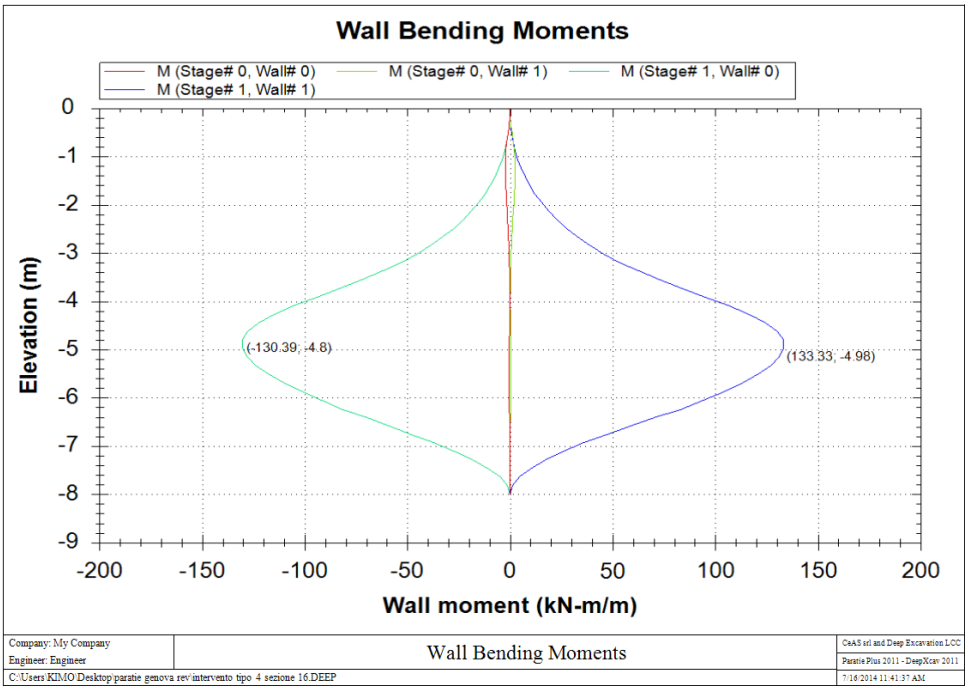


Figura 9-23: A1+M1, momenti flettenti step n 1

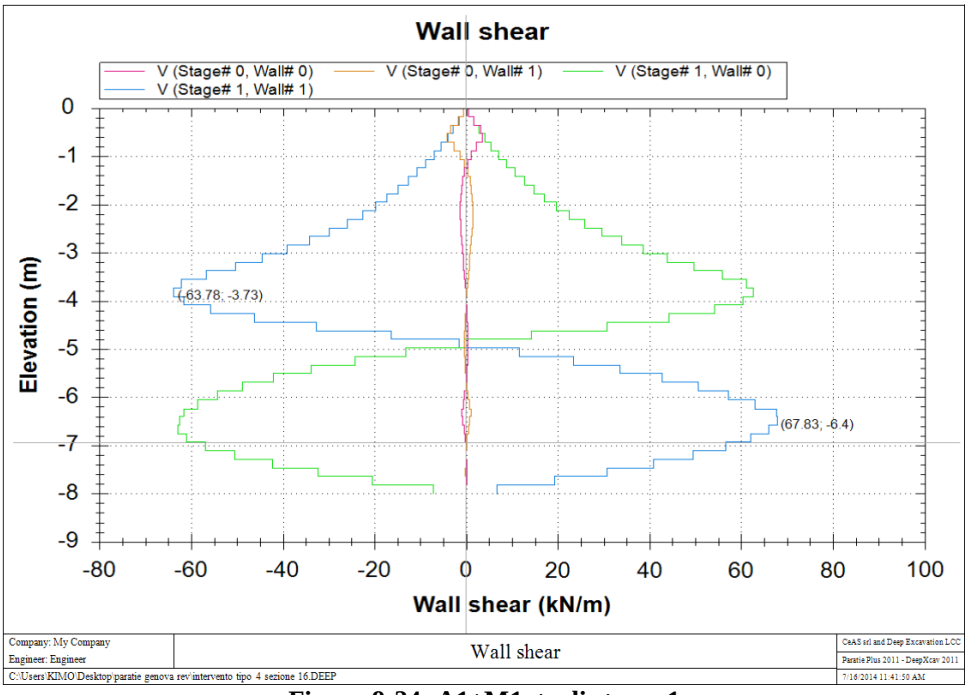


Figura 9-24: A1+M1, tagli step n 1

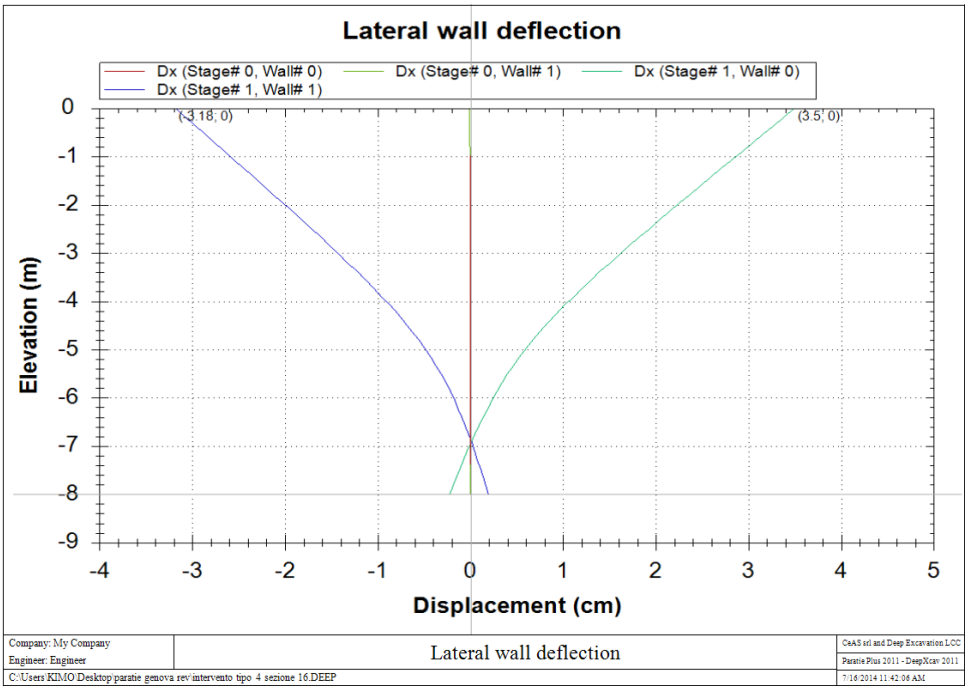


Figura 9-25: SLE spostamenti orizzontali step n 1

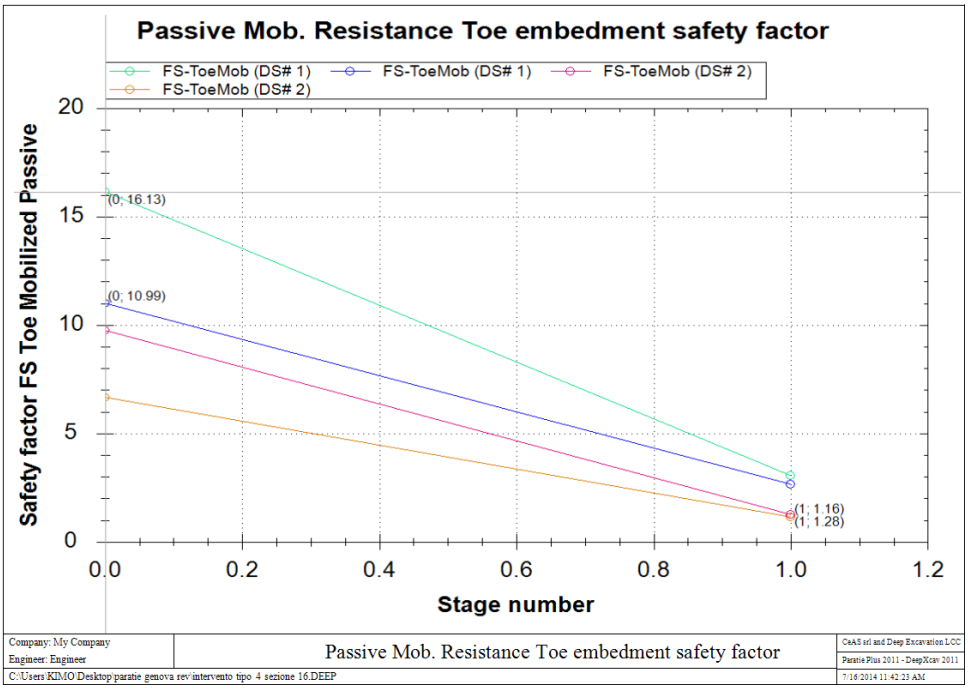


Figura 9-26: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

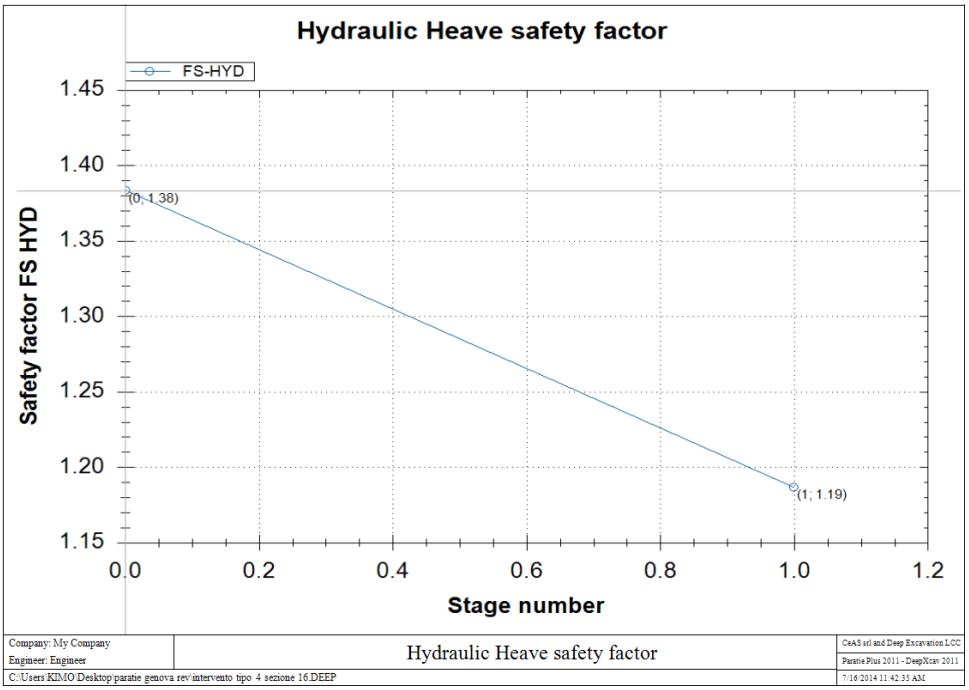


Figura 9-27: verifica a sifonamento

Intervento tipo 4: sezione n 16	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	FS sifonamento	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]		[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A1+M1	A2+M2
	3.5	0.00	133.3	-4.98	67.83	-6.40	1.19	37.45	86.2

u_{max} = spostamento orizzontale massimo

z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo

v_{max} = spostamento verticale massimo

z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo

M_{max} = momento flettente massimo

z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax

T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo

z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax

Fs sifonamento = coefficiente di sicurezza al sifonamento

Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.4.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.4.1.1. Verifica armatura micropali

L'armatura della paratia è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.6 m.

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi il trattamento colonnare.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 4	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	133,3	kNm/m	
V_{Ed}	68	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	68	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-6: intervento n 1: verifica armatura micropali

9.4.1.2. Verifica del cordolo sommitale

Il cordolo della paratia in jet grouting presenta dimensioni 50×50cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 4+4 Ø14, acciaio FeB44k.

La verifica del cordolo non è necessaria in quanto, non essendo la paratia vincolata in testa, le sollecitazioni flettenti e di taglio del cordolo sono trascurabili.

9.5. Intervento tipo 5: sezione n 14

Nella verifica delle opere operata con il programma di calcolo Paratie, è necessario inserire al materiale compreso fra le paratie, alle quote corrispondenti all'ingombro del tappo di fondo, dei parametri del terreno trattato, che simulino i seguenti parametri che vengono modificati:

aumento del modulo elastico del terreno;

aumento della coesione del materiale;

diminuzione della permeabilità.

Si riportano nella seguente tabella dei valori tipici (da dati di letteratura) delle caratteristiche meccaniche delle colonne consolidate.

Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione σ_c (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1,0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. (c_u<50kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Tabella 9-7: caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne consolidate

Il trattamento colonnare viene eseguito in corrispondenza dello strato di terreno G e B.

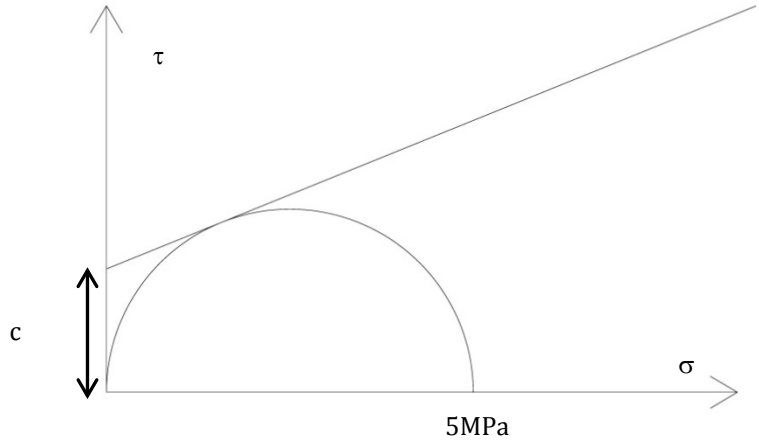
Nei calcoli seguenti si adottano le seguenti caratteristiche meccaniche.

Resistenza a compressione σc = 5 MPa

Modulo elastico 2500 MPa.

La coesione del terreno trattato può essere ricavata dalla resistenza a compressione e dall'angolo del terreno del terreno (31°), utilizzando il criterio di rottura di Mohr Coulomb.

La figura sottostante chiarisce quanto detto.



Per un materiale avente resistenza compressione ad espansione laterale libera (pari a 5 MPa) e angolo di attrito dato, il calcolo della coesione è data dalla seguente relazione:

$$c = \frac{0.5 \cdot \sigma_c \cdot (1 - sen\varphi)}{\cos\varphi}$$

Si ottiene una coesione pari a 1400 kPa. A favore di sicurezza tale valore viene dimezzato, 700 kPa.

Al materiale trattato si assume una permeabilità pari a 1e-9 m/sec.

In conclusione al tappo di fondo, si assumo nei calcoli i seguenti parametri:

resistenza a compressione [σc]	5000 kPa;
modulo elastico [E]	2500 MPa
coesione [c]	700 kPa
permeabilità [k]	1e-9 m/sec

La paratia in jet grouting è schematizzata nel programma dio calcolo PARATIE attraverso un elemento beam, spessore pari a 50 cm, in calcestruzzo avente scadenti caratteristiche di elasticità.

Per la verifica al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante Vinst,d combinazione di azioni permanenti (Ginst,d) (sottospinta idraulica) e variabili (Qinst,d) sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti (Gstb,d) (peso del tappo di fondo).

Le quote per il calcolo dello spessore del tappo di fondo sono:

quota fondo scavo	-2.30 m s.m.m.;
quota falda di progetto	+0.5 m s.m.m.;
larghezza dello scavo	18 m;

altezza tappo di fondo 5.1 m

La sottospinta idraulica

(0.5+2.3+5.1)x10x18x1.1 = 1564.2 kN/m

Tale spinta è contrasta da:

peso del tappo di fondo:

5.1x19x18x0.9 = 1569.78 kN/m

Il coefficiente di sicurezza a sollevamento è quindi pari a:

FS = 1569.78/1564.2 = 1.003

Tale valore è superiore a 1, la verifica è pertanto soddisfatta.

Si considerano due diverse sezioni di verifica.

Paratia n 1

La prima con i lati perpendicolari ai binari: doppia paratia con sovraccarico accidentale a tergo pari al peso dei veicoli di cantiere, 20 kPa.

Paratia n 2

La seconda parallela ai binari: paratia singola con sovraccarico a tergo pari al transito dei treni, 50 kPa.

In questo secondo caso il vincolo sommitale alla paratia è inserito tramite molle che simulano i puntoni inclinati, lunghi 15 m, costituiti da tubolari ∅406.4 sp 12 mm in acciaio S355,area 148.6 cm^2, posti ad interasse di 7.5 m, inclinati a 45°.

La costante elastica è calcola con la seguente formulazione.

K = ExA/L/intxcos45 = 2e8x0.0149/15/7.7xcos60 = 12900 kN/m

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

9. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
10. esecuzione puntello sommitale e tappo di fondo;
11. scavo a – 7.40 m da testa cordolo.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;

- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Reazioni sui vincoli.

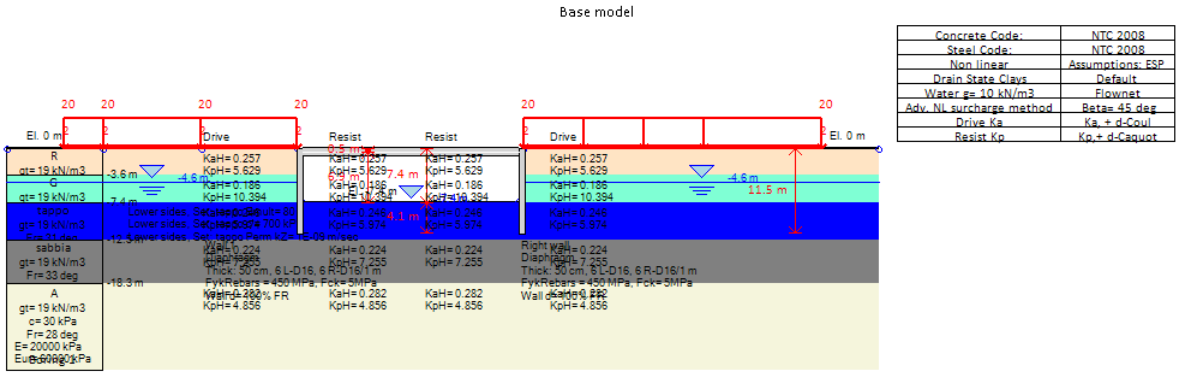


Figura 9-28: paratia n 1, modello di calcolo, step n 2

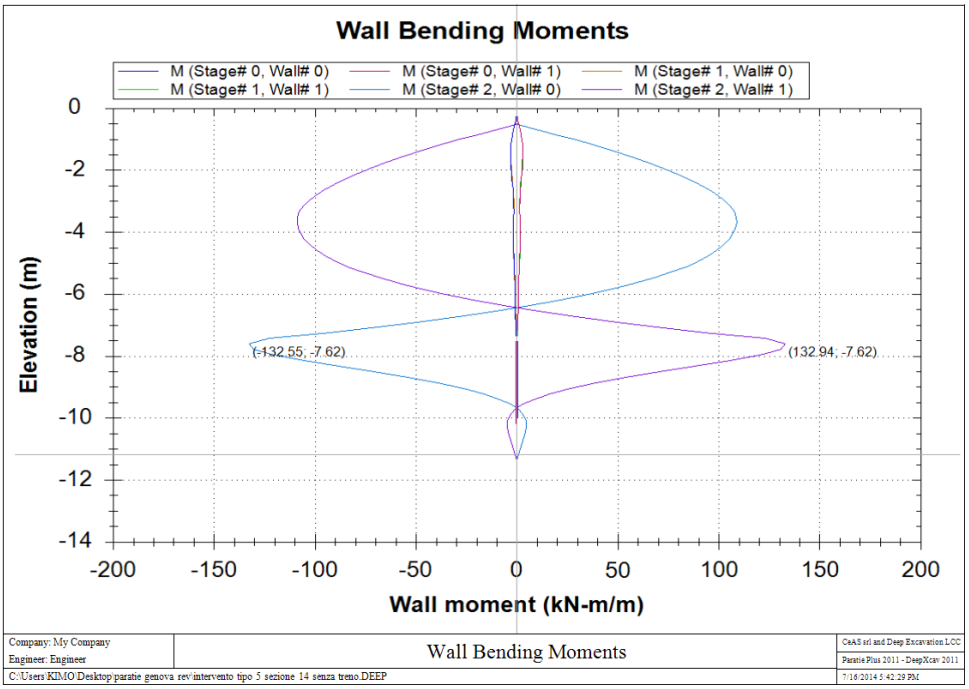


Figura 9-29: paratia n 1, A1+M1, momenti flettenti step n 2

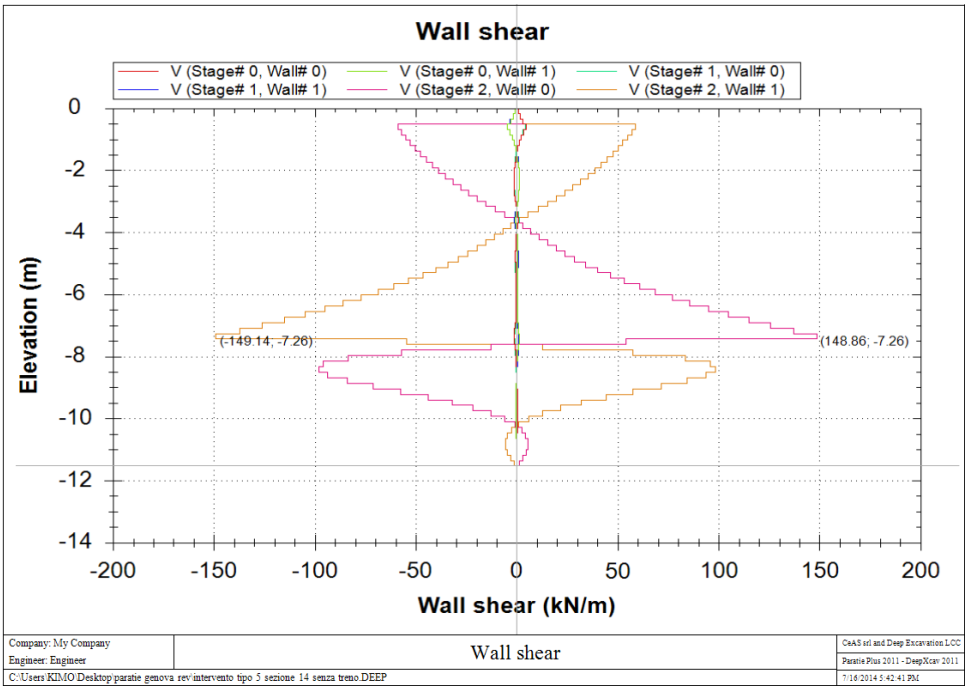


Figura 9-30: paratia n 1, A1+M1, tagli step n 2

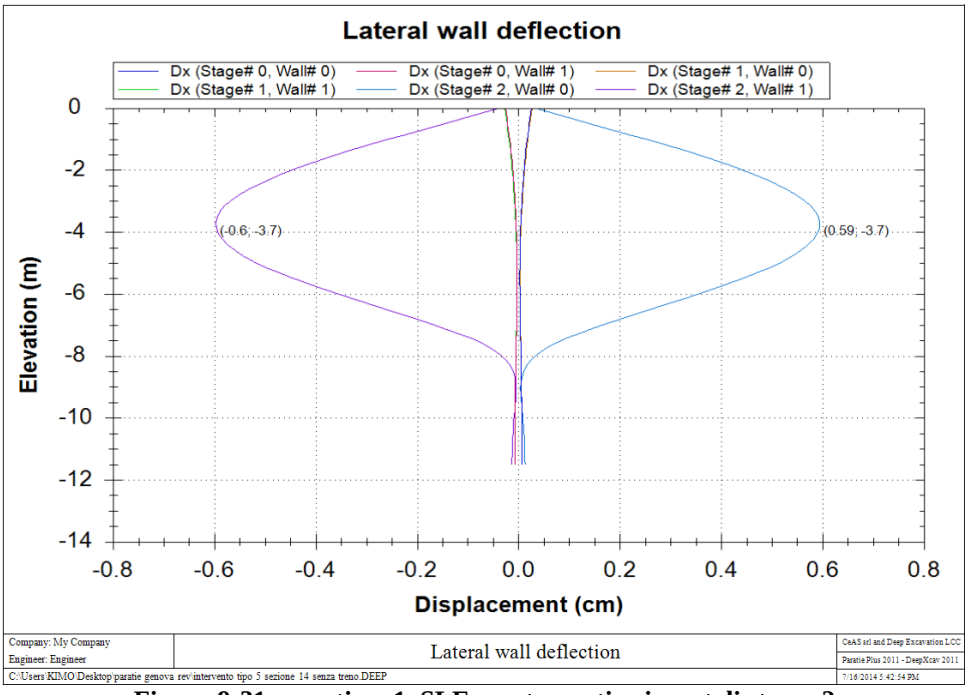


Figura 9-31: paratia n 1, SLE spostamenti orizzontali step n 2

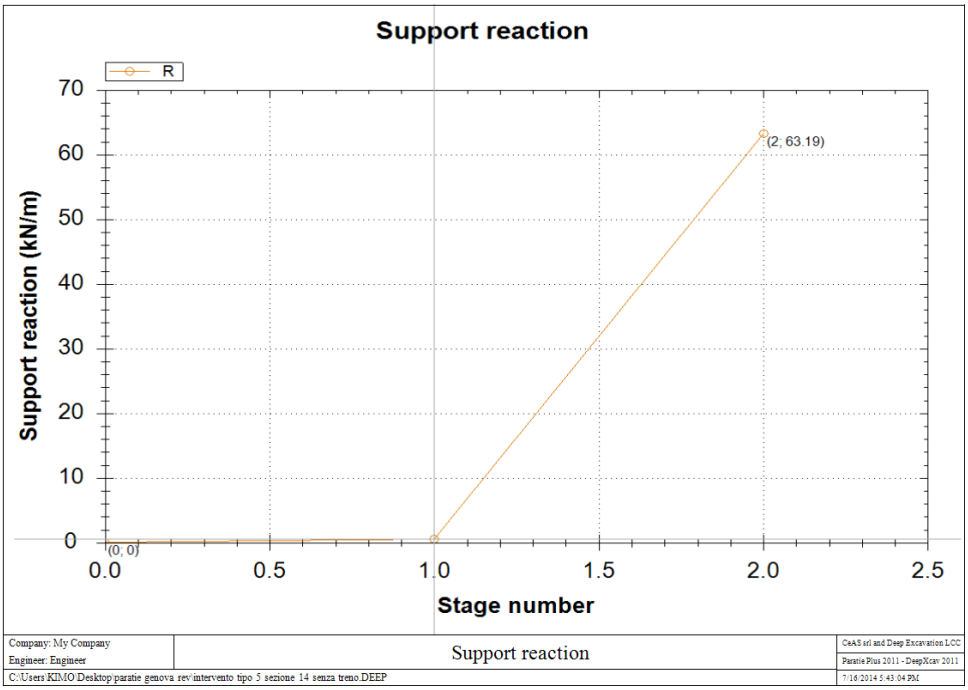


Figura 9-32: paratia n 1, A1+M1 compressione puntelli step n 2

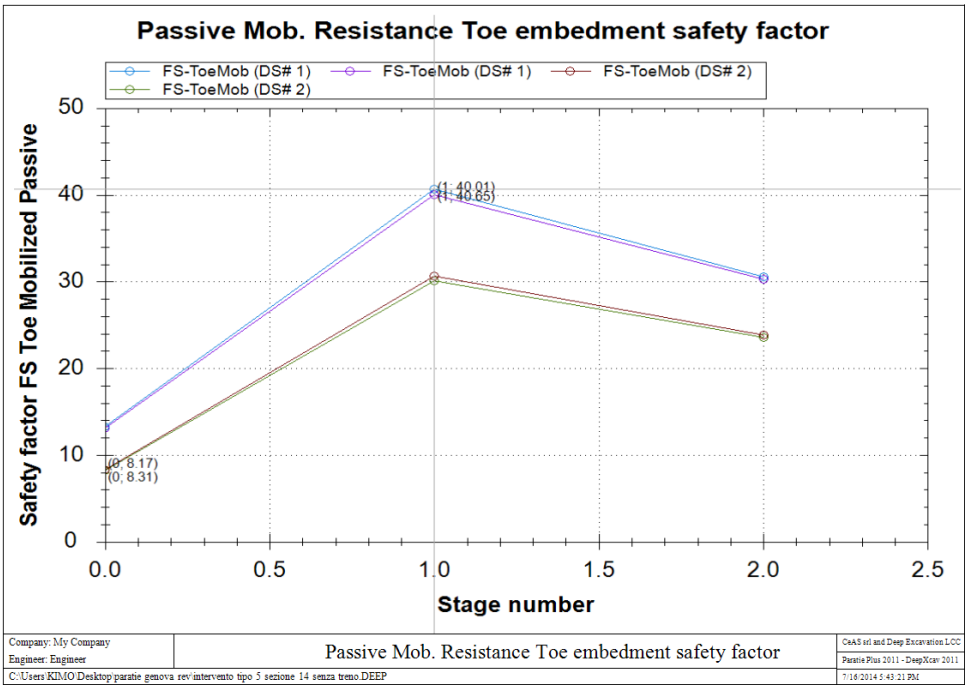


Figura 9-33: paratia n 1, A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

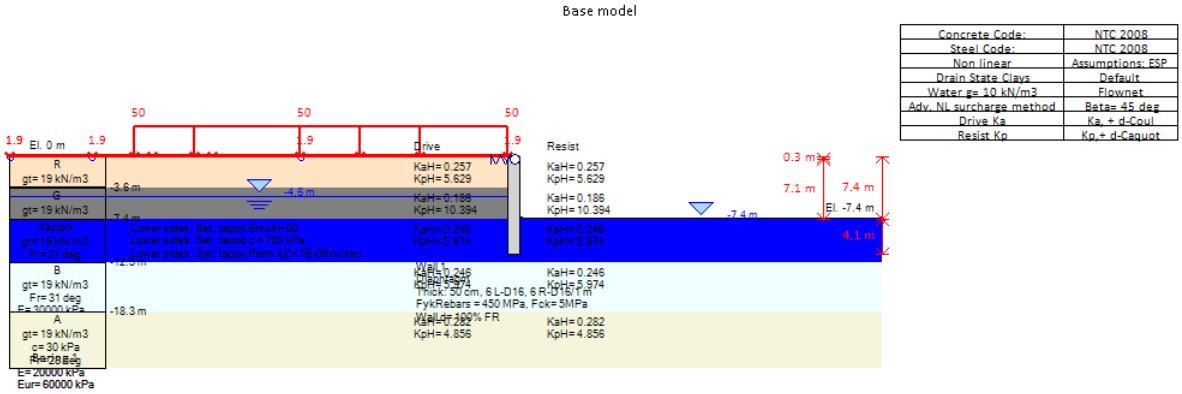


Figura 9-34: paratia n 2, modello di calcolo, step n 2

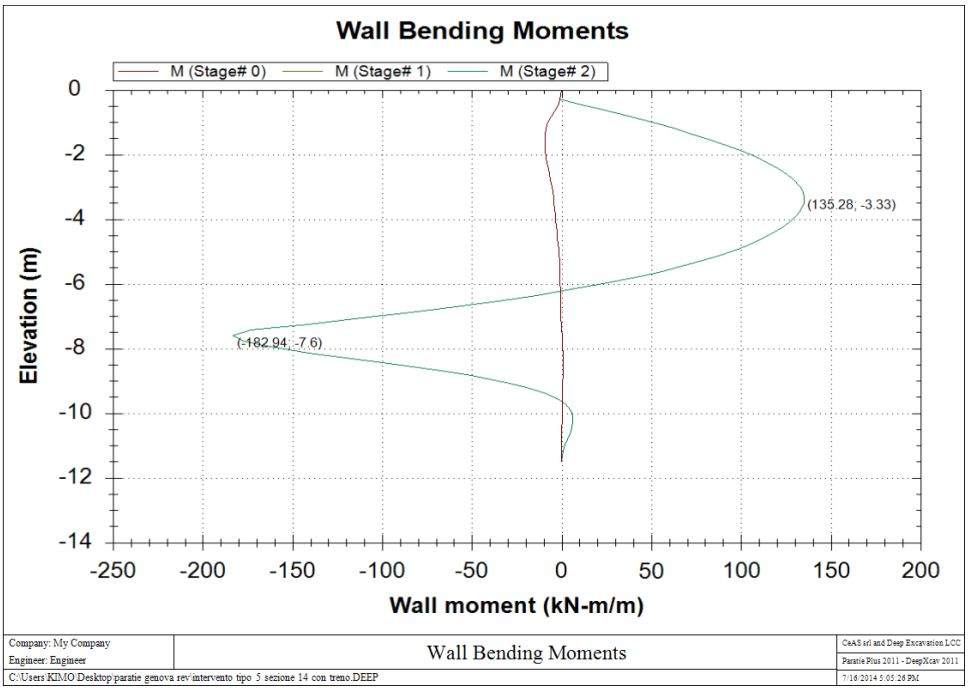


Figura 9-35: paratia n 2, A1+M1, momenti flettenti step n 2

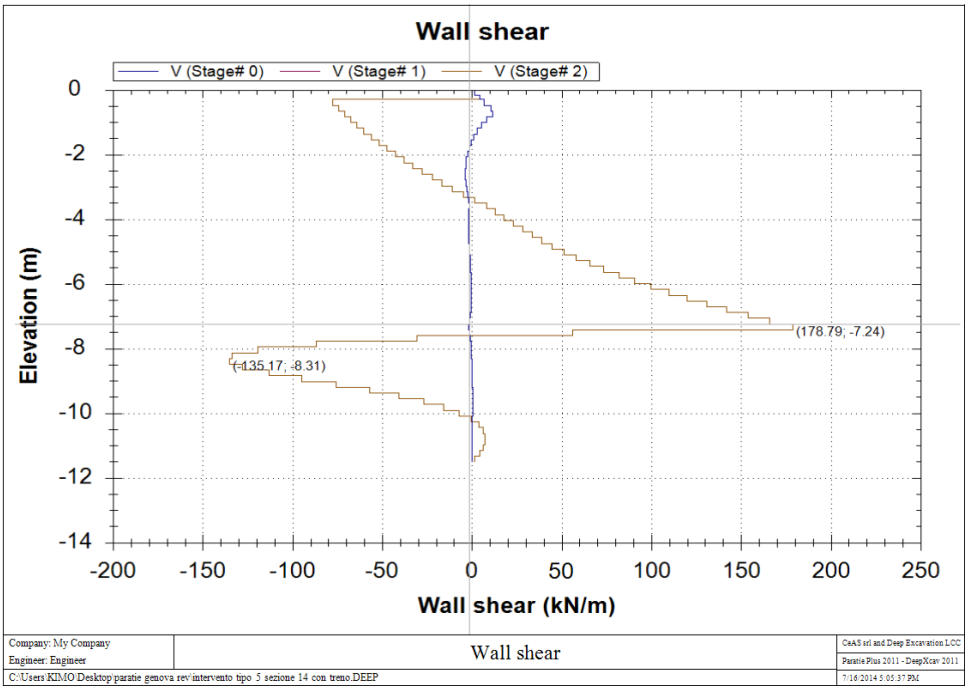


Figura 9-36: paratia n 2, A1+M1, tagli step n 2

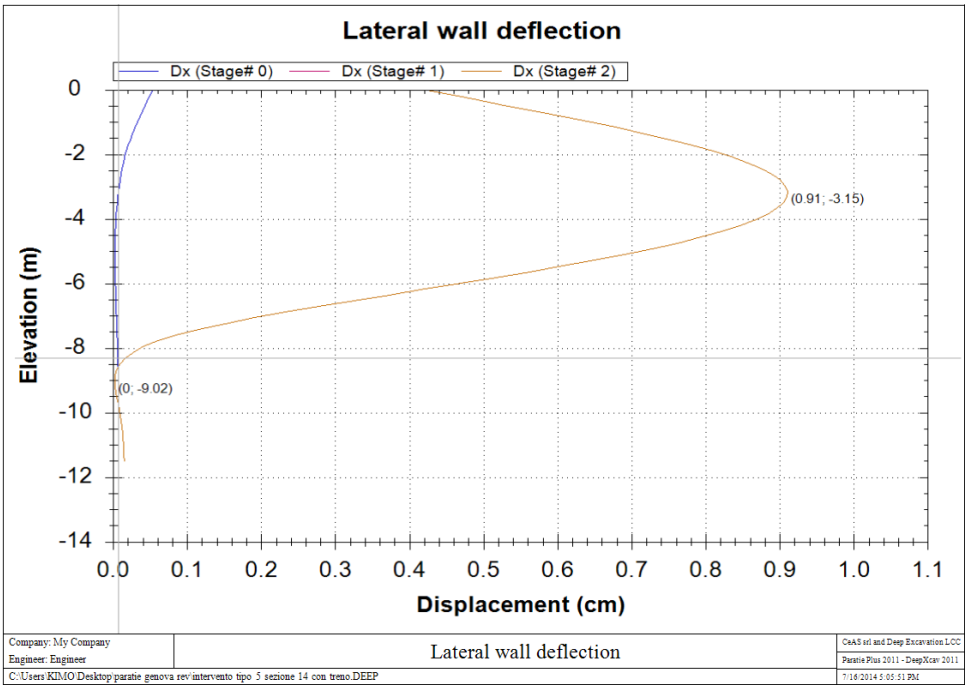


Figura 9-37: paratia n 2, SLE spostamenti orizzontali step n 2

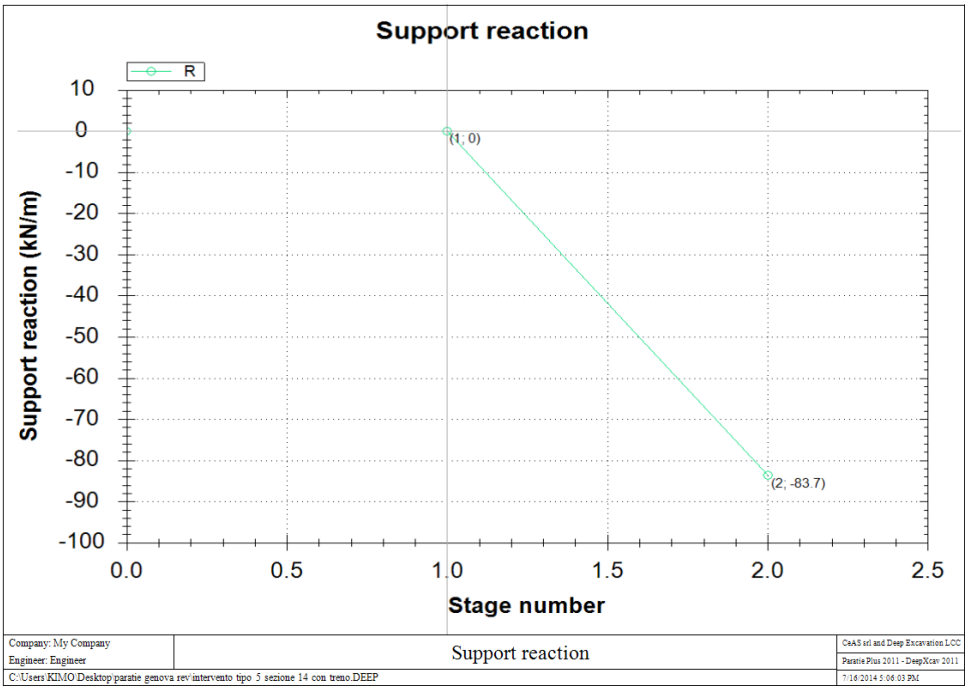


Figura 9-38: paratia n 2, A1+M1 compressione puntelli step n 2

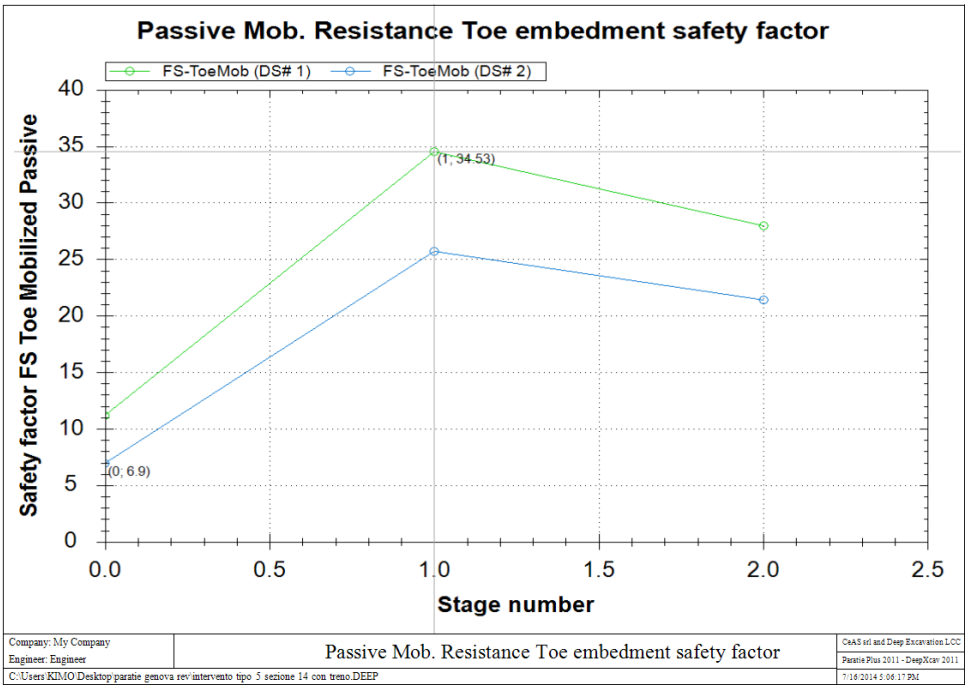


Figura 9-39: paratia n 2, A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

Intervento tipo 5: sezione n 14	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A2+M2
Paratia 1	0.60	-3.70	133	-7.63	149.14	-7.26	2.5	3.3
Paratia 2	0.91	-3.15	184.94	-7.6	178.8	-7.24	2.9	3.9

u_{max} = spostamento orizzontale massimo
z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo
v_{max} = spostamento verticale massimo
z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo
M_{max} = momento flettente massimo
z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax
T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo
z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax
Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.5.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.5.1.1. Verifica armatura micropali

L'armatura della paratia è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.6 m.

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi il trattamento colonnare.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 5: sezione 14	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	184,94	kNm/m	
V_{Ed}	178,8	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	178,8	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-8: intervento n 5: verifica armatura micropali

9.5.1.2. Verifica dei puntoni sommitali

La paratia è vincolata intesta tramite puntoni in acciaio.

Dove è presente il transito dei treni il puntone presente inclinazione massima pari a 60°.

Tubolare Ø406.4/12, lungo 15 m, in acciaio S355.

La massima sollecitazione agente sul puntone è pari a:

83.7x7.7/cos60 = 1288.98 kN.

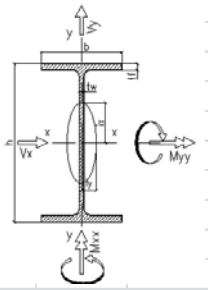
Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione dei puntelli.

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3

Geometrics Dimensions			Statics Characteristic					
Shape	Ø 406,47x12		A=	148,6	cm2	Weight=	116,7	kg/m
			Avx =	148,6	cm2	Avy=	148,6	cm2
			Jxx =	28959,9	cm4	Jyy =	28959,9	cm4
			Wxx =	1424,9	cm3	Wyy =	1424,9	cm3
			Wpl,xx =	1867,9	cm3	Wpl,yy =	1867,9	cm3
			Sx =	933,9	cm3	Sy =	933,9	cm3
			ix =	13,96	cm	iy =	13,96	cm
			ψx =	1,31		ψy =	1,31	

Material Property and Partial Factor

Steel grade	S355J0	
E =	2060000	daN/cm2
fyk=	3550	daN/cm2
γM0=	1,05	
γM1=	1,05	



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Axial Force				
	Nsd=	128.900	daN	

Internal Force Acting in xx direction			Internal Force Acting in YY direction		
Shape of bending moment	Linear		Shape of bending moment	Linear	
Msd,xx,A=	3300	daNm	Msd,yy,A=	0	daNm
Msd,xx,B=	0	daNm	Msd,yy,B=		daNm
Msd,xx =	3300	daNm	Msd,yy =	0	daNm
Vsd,x=	900	daN	Vsd,y=	0	daN

Effective lenght for flexural buckling

Buckling curve	c	
Imperfection Factor α =	0,49	

Effective lenght in X direction			Effective lenght in Y direction		
lo,x =	1500	cm	lo,y =	1500	cm
λx =	107,5		λy =	107,5	
σcr,x =	1759	daN/cm2	σcr,y =	1759	daN/cm2
χx =	0,342		χy =	0,342	
kx=	1,184		ky=	1,184	

Axial Force Resistance

Npl,rd =A fy/γM0 =	502532,2	daN	Nsd/Nrd =	**0,257**	**< 1**

Shear Plastic Resistance

Vpl,rd,x=	290.137	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,x	ρ x=	0,000	Vsd,x / Vpl,rd,x =	**0,003**	**< 1**
Vpl,rd,y=	290.137	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,y	ρ y=	0,000	Vsd,y / Vpl,rd,y =	**0,000**	**< 1**

Bending Moment Resistance

Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	63151,3	daNm			Msd,xx / Mcrd,xx =	**0,052**	**< 1**
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/gM0	63151,3	daNm			Msd,yy / Mcrd,yy =	**0,000**	**< 1**

Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance

Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =	0,257 + 0,052 + 0	**0,309**	**< 1**

Buckling resistance

$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk}/\gamma_{M1}}$ =	0,751 + 0,062 + 0	**0,813**	**< 1**

Dove non è presente il transito dei treni il puntone presenta inclinazione massima pari a 35°.

Tubolare Ø406.4/12, lungo 23 m, in acciaio S355.

La massima sollecitazione agente sul puntone è pari a:

63.19x9/cos35 = 694.3 kN.

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione dei puntelli.

Resistance of cross section beam type in class section 1 and 2 UNI EN 1993-1-1:1994 EC3

Geometrics Dimensions

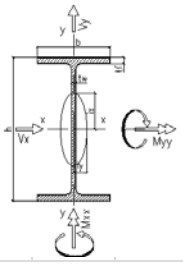
Shape	Ø 406,4x12	

Statics Characteristic

A=	148,6	cm2	Weight=	116,7	kg/m
Avx =	148,6	cm2	Avy=	148,6	cm2
Jxx =	28944,4	cm4	Jyy =	28944,4	cm4
Wxx =	1424,4	cm3	Wyy =	1424,4	cm3
Wpl,xx =	1867,2	cm3	Wpl,yy =	1867,2	cm3
Sx =	933,6	cm3	Sy =	933,6	cm3
ix =	13,96	cm	iy =	13,96	cm
ψx =	1,31		ψy =	1,31	

Material Property and Partial Factor

Steel grade	S355J0	
E =	2060000	daN/cm2
fyk=	3550	daN/cm2
γM0=	1,05	
γM1=	1,05	



$$\lambda_x = \frac{l_{0,x}}{i_y}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0,y}}{i_x}$$

$$\sigma_{crit,x} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2}, \quad \sigma_{crit,y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,x}}}, \quad \bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,y}}}$$

Axial Force	Nsd=	69.430	daN

Internal Force Acting in xx direction

Shape of bending moment	Linear	
Msd,xx,A=	7600	daNm
Msd,xx,B=	0	daNm
Msd,xx =	7600	daNm
Vsd,x=	1300	daN

Internal Force Acting in YY direction

Shape of bending moment	Linear	
Msd,yy,A=	0	daNm
Msd,yy,B=		daNm
Msd,yy =	0	daNm
Vsd,y=	0	daN

Effective lenght for flexural buckling

Buckling curve	c	
Imperfection Factor α =	0,49	

Effective lenght in X direction

lo,x =	2300	cm
λx =	164,8	
σcr,x =	748	daN/cm2
χx =	0,169	
kx=	1,436	

Effective lenght in Y direction

lo,y =	2300	cm
λy =	164,8	
σcr,y =	748	daN/cm2
χy =	0,169	
ky=	1,436	

Axial Force Resistance

Npl,rd =A fy/γM0 =	502443,1	daN	Nsd/Nrd =	**0,138** < 1

Shear Plastic Resistance

Vpl,rd,x=	290.086	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,x	ρ x=	0,000	Vsd,x / Vpl,rd,x =	**0,004** < 1
Vpl,rd,y=	290.086	daN	Vsd,x<0.5 Vpl,rd,y	ρ y=	0,000	Vsd,y / Vpl,rd,y =	**0,000** < 1

Bending Moment Resistance

Mcrd,xx = Wpl,x(1- ρx) fy/γM0	63128,9	daNm	Msd,xx / Mcrd,xx =	**0,120** < 1
Mcrd,yy = Wpl,y(1- ρy) fy/gM0	63128,9	daNm	Msd,yy / Mcrd,yy =	**0,000** < 1

Axial, Bending Moment and Shear Force Resistance

Nsd/Npl,rd + Msd,xx/Mcrd,xx + Msd,yy/Mcrd,yy =	0,138 + 0,12 + 0	**0,258** < 1

Buckling resistance

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_x M_{sd,x}}{W_{pl,yy} f_{yk}/\gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{sd,y}}{W_{pl,xx} f_{yk}/\gamma_{M1}} =$$

0,817 + 0,173 + 0 = **0,990** < 1

9.5.1.3. Verifica del cordolo sommitale

Il cordolo della paratia in jet grouting presenta dimensioni 50×50cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 8+8 Ø24, acciaio FeB44k.

La verifica è stata condotta considerando i cordoli nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro e di interasse orizzontale dei tiranti ricavati dalle analisi condotte. Le situazioni più gravose sono rappresentate dal caso con tiro massimo scaturito dalle analisi di calcolo, pari a 63.19 kN/m (in corrispondenza di un interasse dei puntoni di 9.00 m).

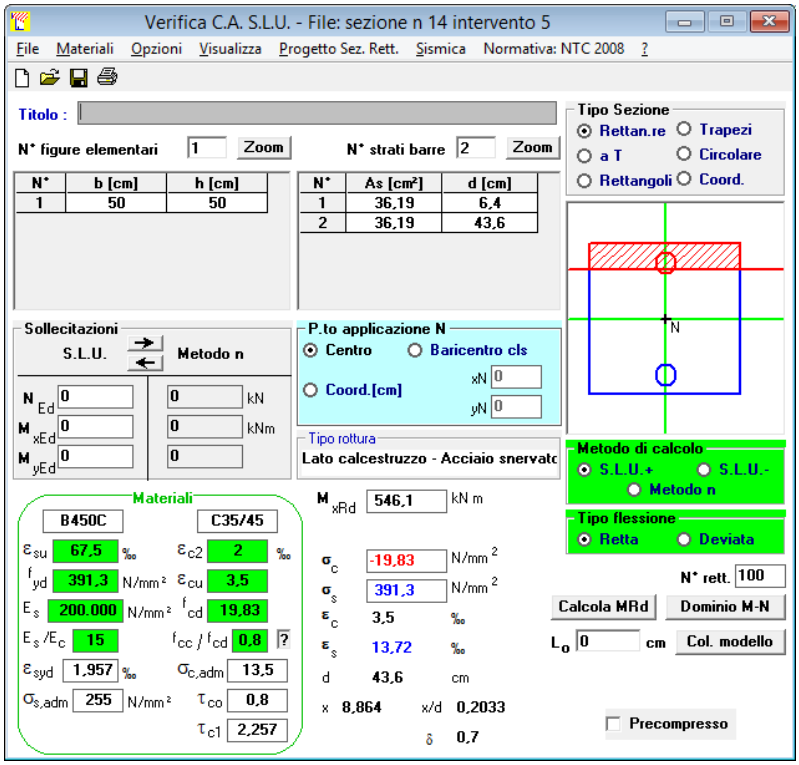
Il massimo momento sollecitante i cordoli è calcolato con la seguente formulazione:

Md = (p i^2)/10 = momento di calcolo.

Dove p è il massimo tiro sollecitante il tirante e i è l'interasse dei tiranti.

Si ottiene un momento pari a 511.83 kNm.

Su riporta di seguito il calcolo del momento resistente.



Il momento resistente, pari a 546 kNm è superiore al momento sollecitante 511.83 kNm. La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio sollecitante l'opera è:

Td = 0.5 p i = taglio di calcolo

Si ottiene un valore pari a 284.4 kN interasse dei puntoni pari a 9 m.

Il cordolo presenta staffe Ø12/10.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	500	[mm]	d utile	436	[mm]
altezza	500	[mm]	area	250000	[mm^2]
copriferro	64	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**284,35**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,68				
vmin	0,450				
Asl	3617,28	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0,017	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**169,92**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	98,05	[kN]	
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1,00				
diam.staffe	12	[mm]			
s	100	[mm] passo staffe			
n° braccia	2				
Asw	226,08	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0,00				
sen (alfa)	1,00				
teta	45	[°]	inclinazione puntoni cls		
cot (teta)	1,00		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				347	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	347	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	973	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**347**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

9.6. Intervento tipo 7: sezione n 13

La stratrigrafia di calcolo e il tappo di fondo sono i medesimi di quelli al paragrafo precedente.

Come vincolo sommitale l'opera presente barre autoperforanti con la funzione di tiranti di tipo passivo.

Gli steps di calcolo sono di seguito riportati.

0. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
1. esecuzione puntello sommitale e tappo di fondo;
2. scavo a – 7.50 m da testa cordolo.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Reazioni sui vincoli.

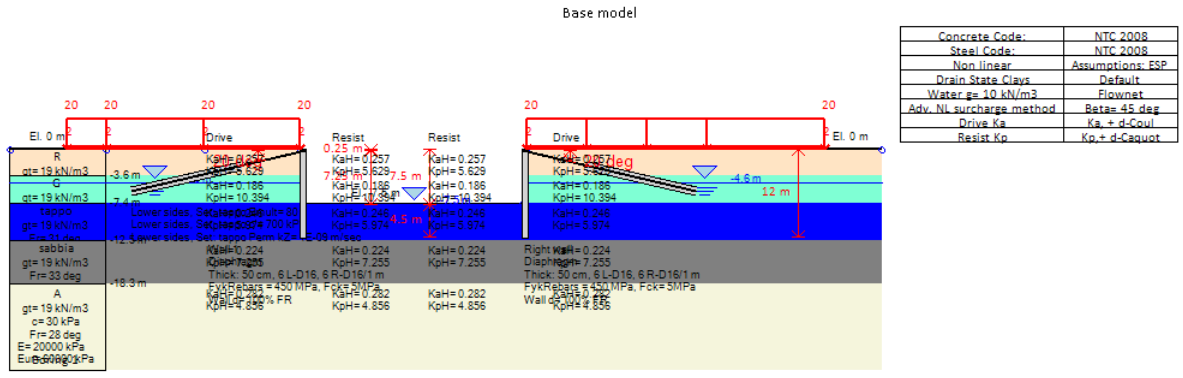


Figura 9-40: modello di calcolo, step n 2

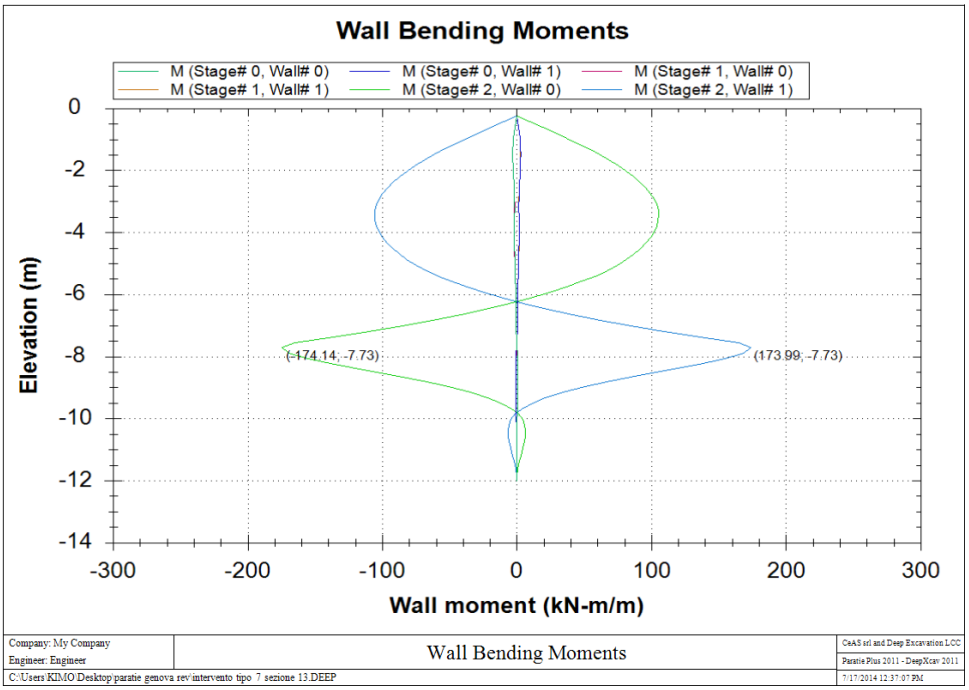


Figura 9-41: paratia n 1, A1+M1, momenti flettenti step n 2

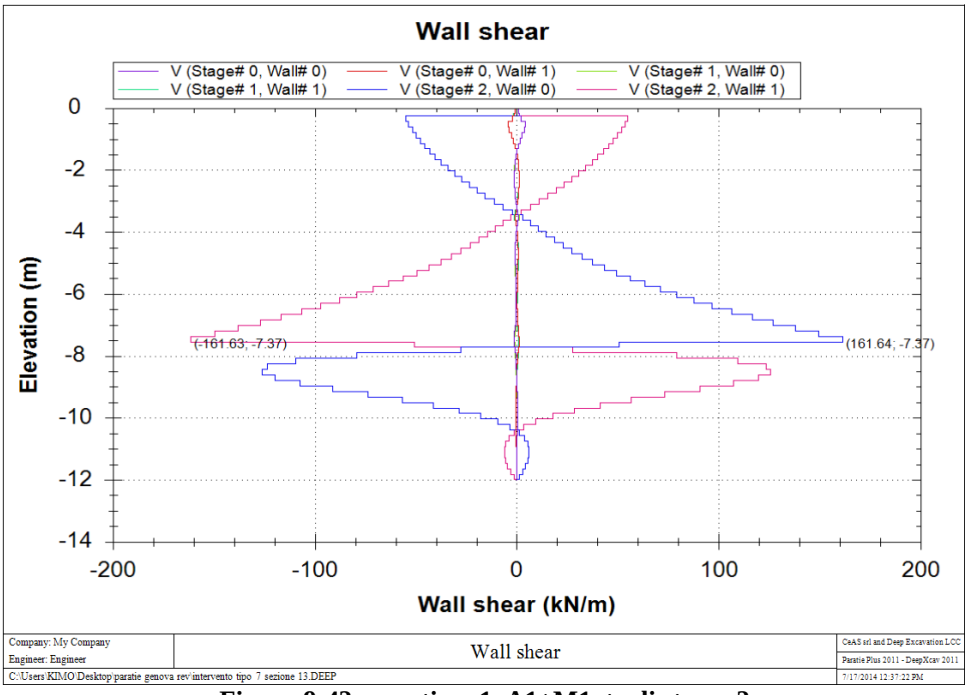


Figura 9-42: paratia n 1, A1+M1, tagli step n 2

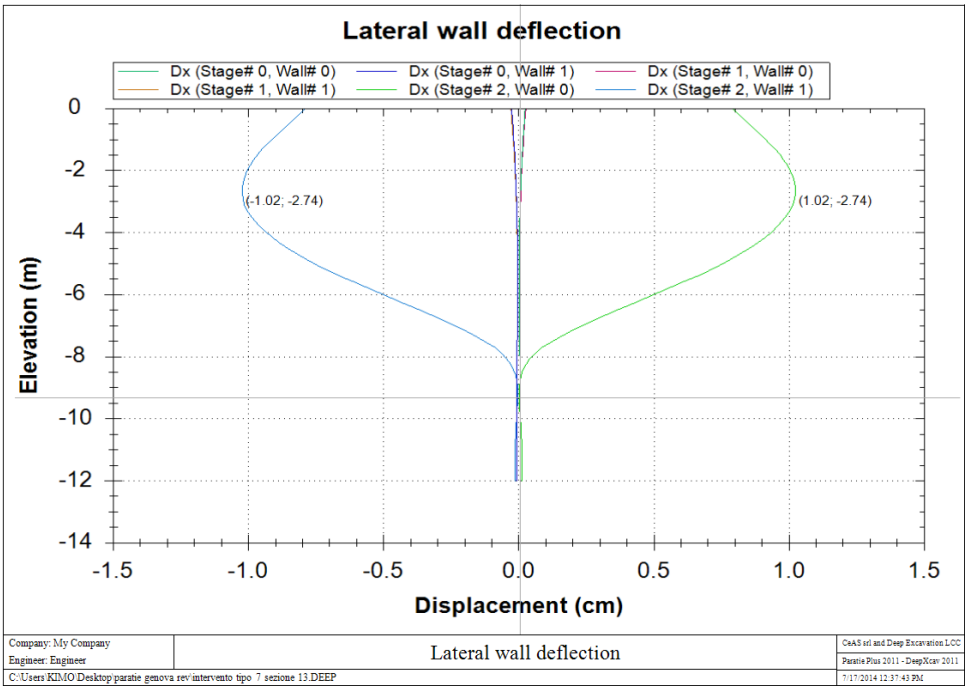


Figura 9-43: paratia n 1, SLE spostamenti orizzontali step n 2

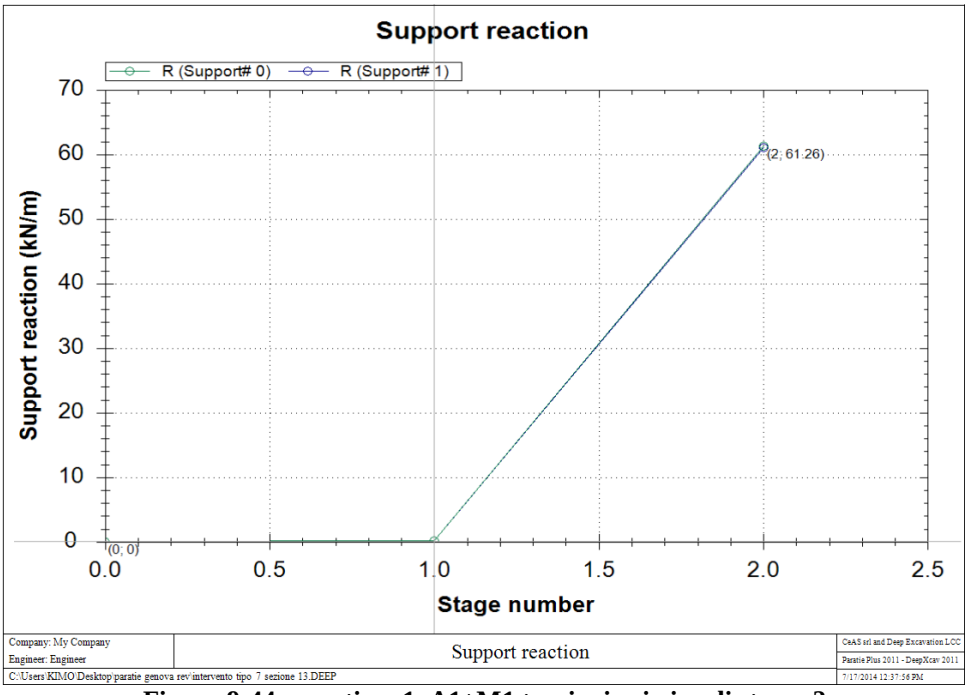


Figura 9-44: paratia n 1, A1+M1 trazioni sui vincoli step n 2

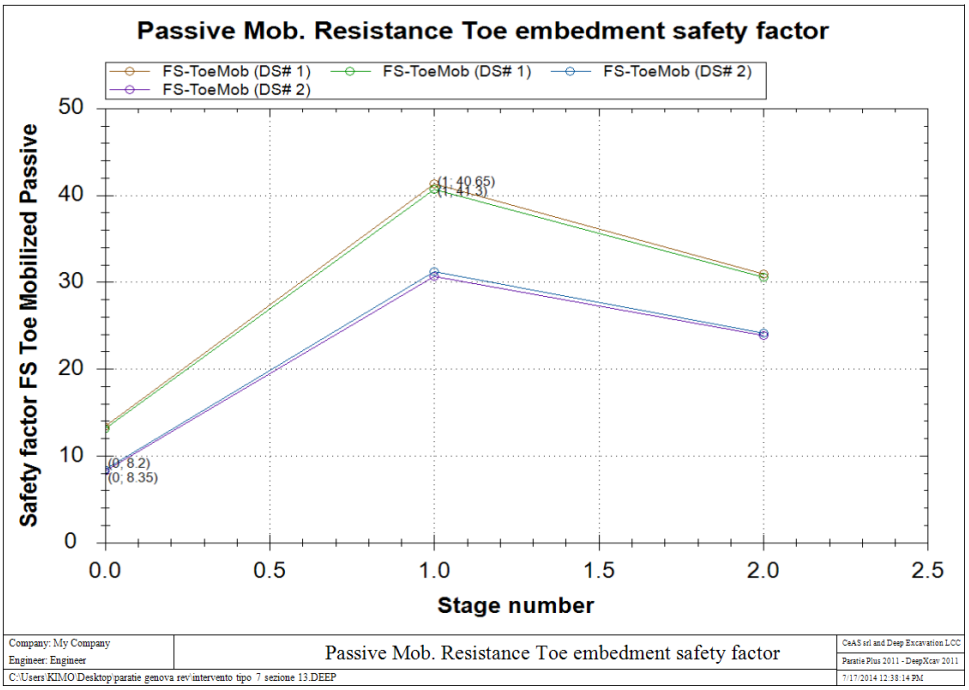


Figura 9-45: paratia n 1, A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

Intervento tipo 7: sezione n 13	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]	[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A2+M2
	1.02	-2.74	174.14	-7.73	161.6	-7.37	2.46	3.26

u_{max} = spostamento orizzontale massimo
z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo
v_{max} = spostamento verticale massimo
z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo
M_{max} = momento flettente massimo
z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax
T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo
z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax
Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.6.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.6.1.1. Verifica armatura paratia

L'armatura della paratia è costituita da tubolari ∅177.8 sp 12 mm in acciaio S355, posti ad interasse di 0.6 m.

A favore di sicurezza si considera resistente soltanto il tubo di armatura, trascurando quindi il trattamento colonnare.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

Intervento n 7: sezione 13	SLU	
Interasse trasversale micropali	0,6	m
Diametro esterno tubo	0,1778	m
Spessore tubo	0,012	m
f_{yk} tubo	355	MPa
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa
Area tubo	0,006247	m^2
J tubo	0,0000216	m^4
$W_{plastico}$ tubo	0,00033045	m^3

Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	174,14	kNm/m	
V_{Ed}	161,6	kN/m	
$M_{c,Rd}$	111,72	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	161,6	kN/m	
$V_{c,Rd}$	776,74	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-9: intervento n 5: verifica armatura micropali

9.6.1.2. Verifica dei tiranti passivi

Per quanto concerne le verifiche dei tiranti passivi, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi viene confrontato con quello limite per l'acciaio (verifica dell'armatura dei tiranti) e con quello limite della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio).

Il tiro massimo a cui le barre sono soggette è pari a 61.26x2.4 = 147 kN.

Le barre autoperforanti presentano le seguenti caratteristiche:

Qualità dell'acciaio: S450

Carico caratteristico di rottura: Ftk ≥ 500 kN

Carico caratteristico di snervamento: Fyk ≥ 400 kN

Diametro di perforazione	90 mm
Lunghezza barre	16 m
Interasse orizzontale	2.4 m

Verifica a sfilamento tiranti passivi

La resistenza caratteristica a sfilamento al metro lineare dei tiranti R_{ak} viene valutata mediante la relazione di Bustamante&Doix, a cui si applicano i coefficienti di correlazione medi ξ_{a3}.

Si verifica che:

$$P_d < R_{ad}$$

$$R_{ak} = \frac{\pi \cdot d_f \cdot \tau_{\lim}}{\xi_{a3}}$$

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_R}$$

τlim = aderenza limite bulbo-terreno. Per la tipologia di terreno incontrato si può assumere una resistenza di attrito limite pari a 120 kPa;

d = diametro reso dei chiodi, 90 mm;

ξa3 = 1.80;

γR= 1.1 (ancoraggi provvisionali).

Si considera un bulbo di ancoraggio avente lunghezza pari a 10 m.

La resistenza allo sfilamento offerto dalle autoperforanti è pari a

Rad = 171 kN

Tale valore è superiore alla massima trazione di calcolo (147 kN). La verifica è soddisfatta.

Verifica armatura barre autoperforanti

$N_{y,d}$=400kN/1.15=348kN.

Tale valore è superiore alla massima trazione di calcolo (147 kN). La verifica è soddisfatta.

9.6.1.3. Verifica del cordolo sommitale

Il cordolo della paratia in jet grouting presenta dimensioni 60×60cm ed è armato con ferri resistenti a flessione 4+4 Ø14, acciaio FeB44k.

La verifica è stata condotta considerando i cordoli nelle condizioni più gravose, in funzione dei massimi valori di tiro e di interasse orizzontale dei tiranti ricavati dalle analisi condotte. Le situazioni più gravose sono rappresentate dal caso con tiro massimo scaturito dalle analisi di calcolo, pari a 61.26 kN/m (in corrispondenza di un interasse dei tiranti di 2.4 m).

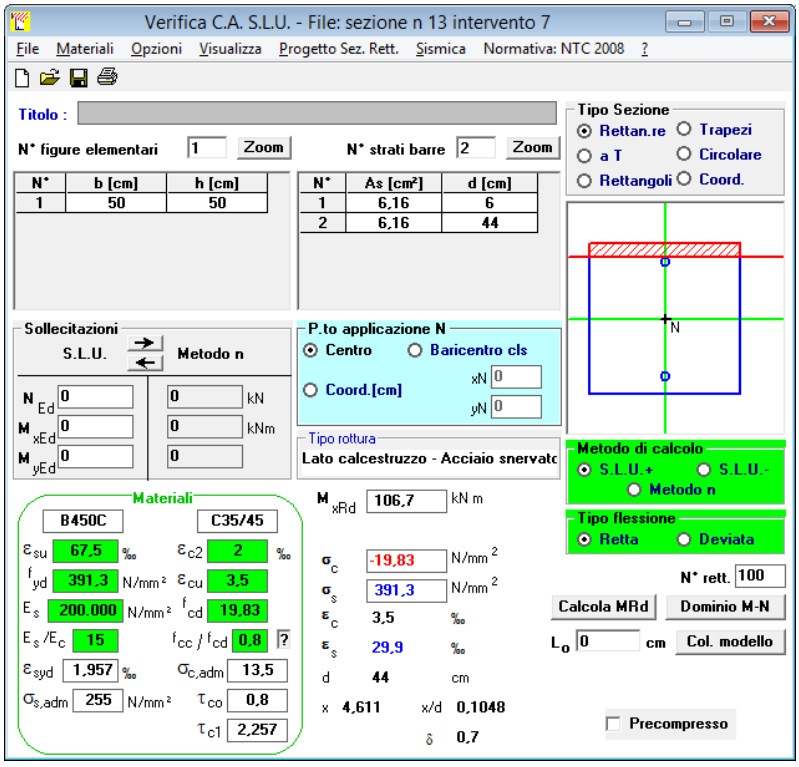
Il massimo momento sollecitante i cordoli è calcolato con la seguente formulazione:

Md = (p i^2)/10 = momento di calcolo.

Dove p è il massimo tiro sollecitante il tirante e i è l'interasse dei tiranti.

Si ottiene un momento pari a 35.3 kNm.

Su riporta di seguito il calcolo del momento resistente.



Il momento resistente, pari a 106.7 kNm è superiore al momento sollecitante 35.3 kNm. La verifica è soddisfatta.

Il massimo taglio sollecitante l'opera è:

Td = 0.5 p i = taglio di calcolo

Si ottiene un valore pari a 73.5 kN interasse dei tiranti 2.4 m.

Il cordolo presenta staffe Ø8/20.

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	500	[mm]	d utile	440	[mm]
altezza	500	[mm]	area	250000	[mm^2]
copriferro	60	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**74**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,67				
vmin	0,449				
Asl	615,44	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0,003	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**94,56**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	98,68	[kN]	
VRd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

9.7. Intervento tipo 8: sezione n 7

L'intervento tipo 8 è eseguito in corrispondenza del vascone, posizionato appena prima dello sbocco in mare del Rio Molinassi.

Lo scavo è sostenuto tramite palancole tipo AZ39-700 in acciaio S355.

Si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo

G 0.0 – 5.50 m

B 5.50 – 14.7 m

A da 14.7 m in poi

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

0. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
1. scavo a – 4.85 m da testa paratia.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Verifica a sifonamento.

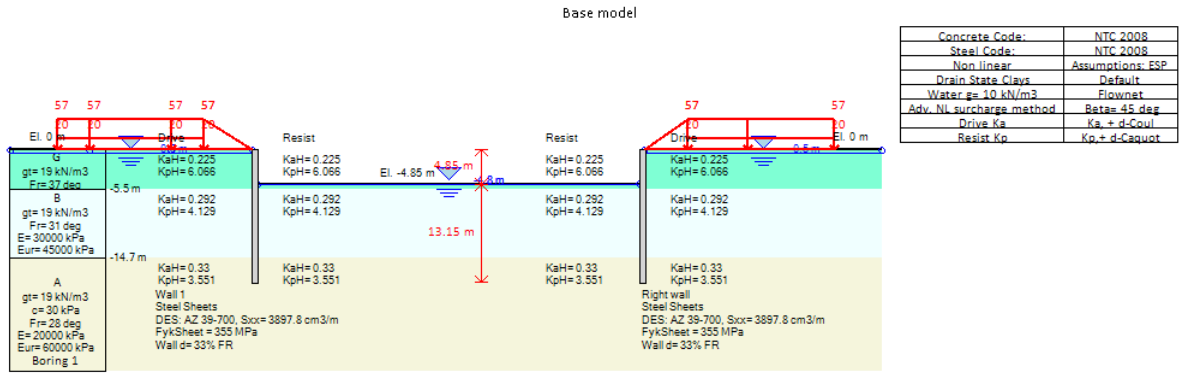


Figura 9-46: modello di calcolo, step n 1

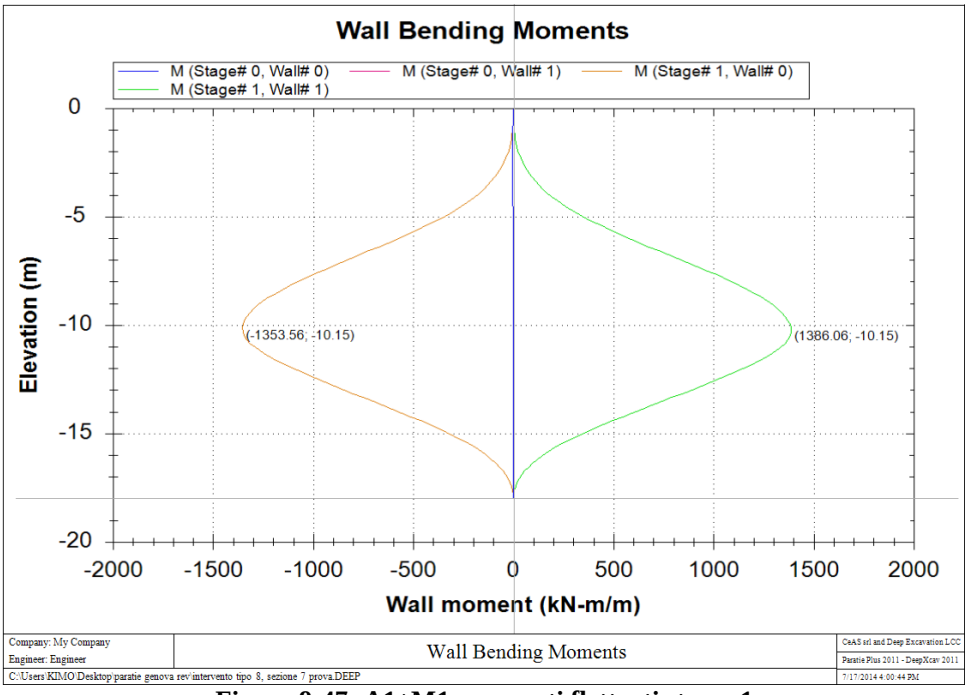


Figura 9-47: A1+M1, momenti flettenti step n 1

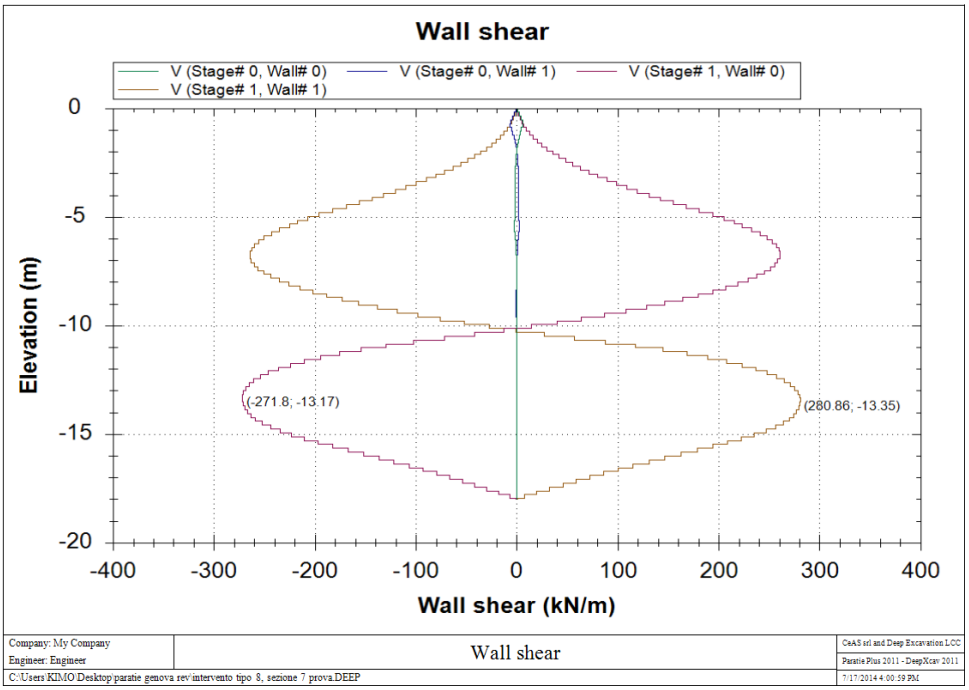


Figura 9-48: A1+M1, tagli step n 1

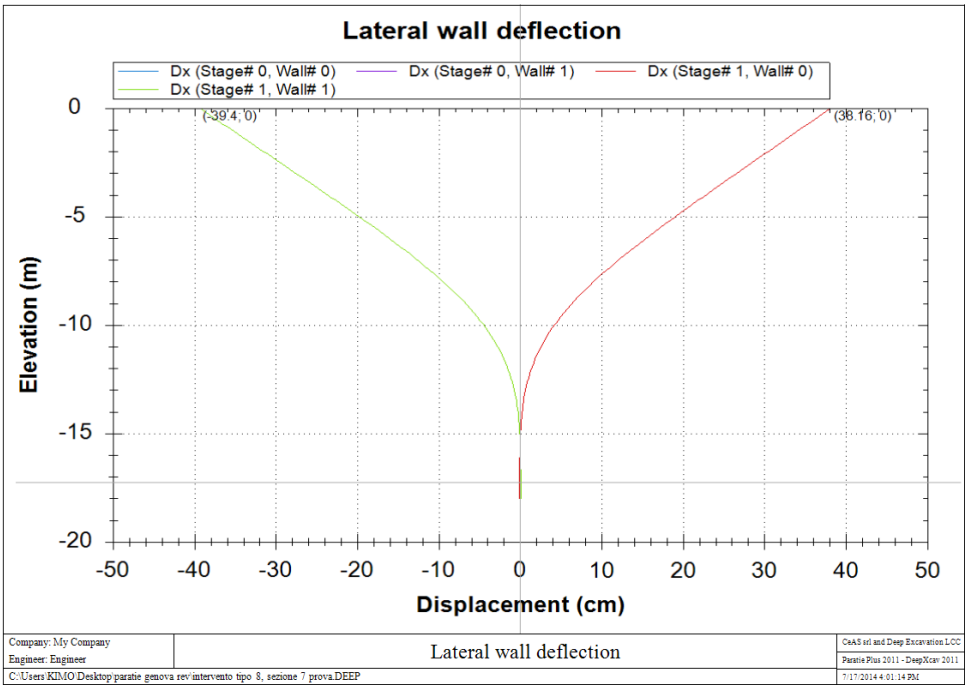


Figura 9-49: SLE spostamenti orizzontali step n 1

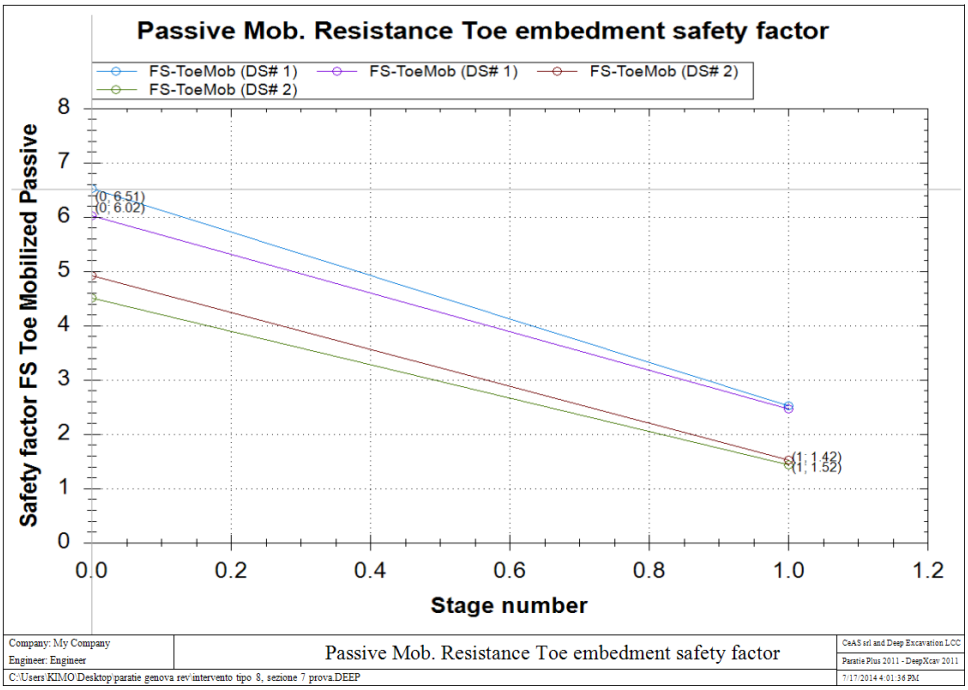


Figura 9-50: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

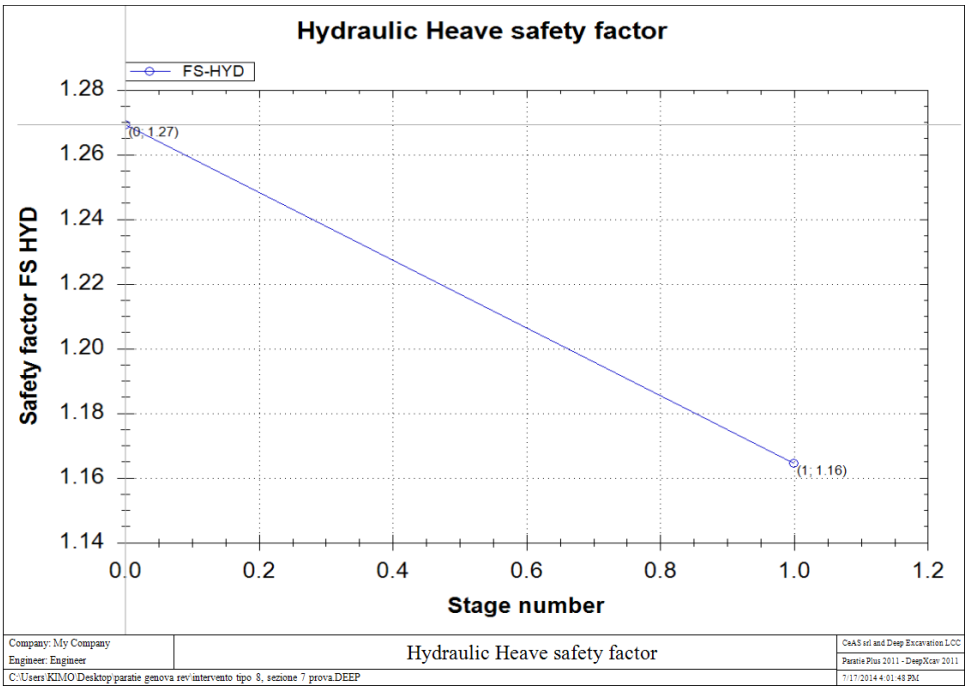


Figura 9-51: verifica a sifonamento

	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	FS sifonamento	Sp mobilitata	
Intervento tipo 8	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]		[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A1+M1	A2+M2
	39.4	0.00	1386.06	-10.15	280.86	-13.35	1.16	40.81	70.50

u_{max} = spostamento orizzontale massimo

z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo

v_{max} = spostamento verticale massimo

z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo

M_{max} = momento flettente massimo

z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax

T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo

z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax

Fs sifonamento = coefficiente di sicurezza al sifonamento

Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.7.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.7.1.1. Verifica palancole

È previsto l'utilizzo di palancole tipo AZ 39-700 in acciaio S355.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

intervento n 8: sezione n 7: palancola AZ 39 - 700			
Interasse trasversale	1	m	
f_{yk} profilato	355	MPa	
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-	
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa	
Area resistente a taglio	0,009000	m^2	
W profilato	0,0045	m^3	
Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	1386,06	kNm/m	
V_{Ed}	280,86	kN/m	
$M_{c,Rd}$	1521,43	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	1756,79	kN	verifica ok!!!
Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	387,08	kN/m	
$V_{c,Rd}$	1756,79	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-10: intervento n 8: verifica armatura palancole

9.8. Intervento tipo 9: soglia sbocco canale

L'intervento tipo 8 è eseguito in corrispondenza del vascone, posizionato appena prima dello sbocco in mare del Rio Molinassi.

Lo scavo è sostenuto tramite palancole tipo AZ39-700 in acciaio S355.

Si riporta di seguito la stratigrafia di calcolo da testa cordolo

G 0.0 – 5.50 m

B 5.50 – 14.7 m

A da 14.7 m in poi

Gli steps di carico sono di seguito riportati:

2. geostatica: esecuzione paratia ed applicazione sovraccarichi;
3. scavo dentro alla vasca a – 4.85 m da testa paratia;
4. tombamento dentro la vasca di 1.0 m e scavo lato mare a -8.5 m da testa paratia.

Sono di seguito forniti i seguenti grafici:

- Modello (ultimo step);
- Inviluppo del momento flettente;
- Inviluppo del taglio;
- Inviluppo degli spostamenti orizzontali;
- Spinta passiva mobilitata al piede;
- Verifica a sifonamento.

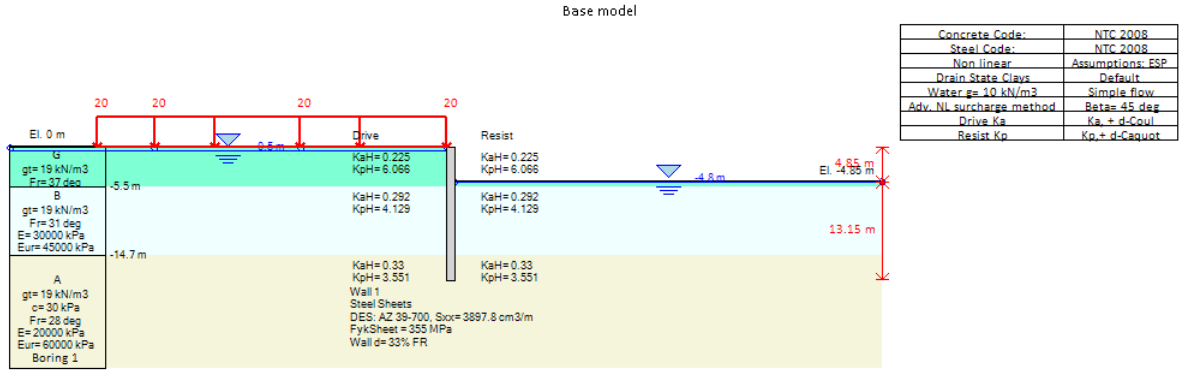


Figura 9-52: modello di calcolo, step n 1

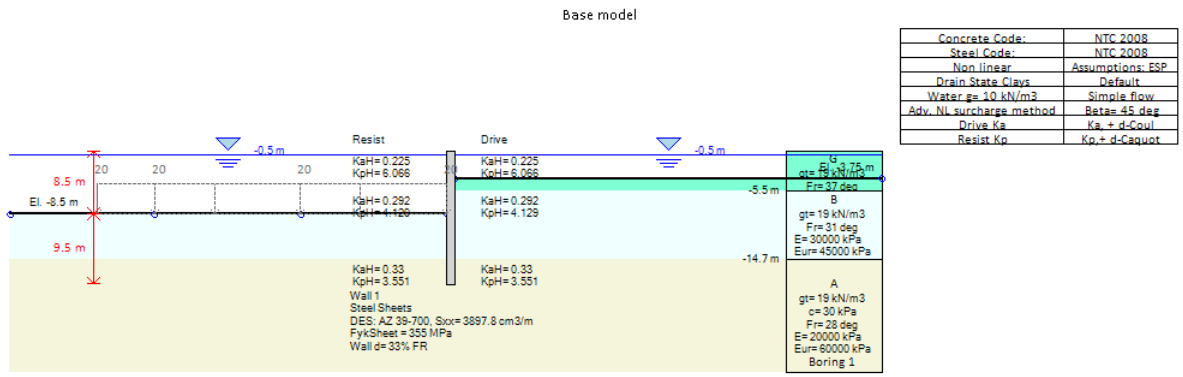


Figura 9-53: modello di calcolo, step n 2

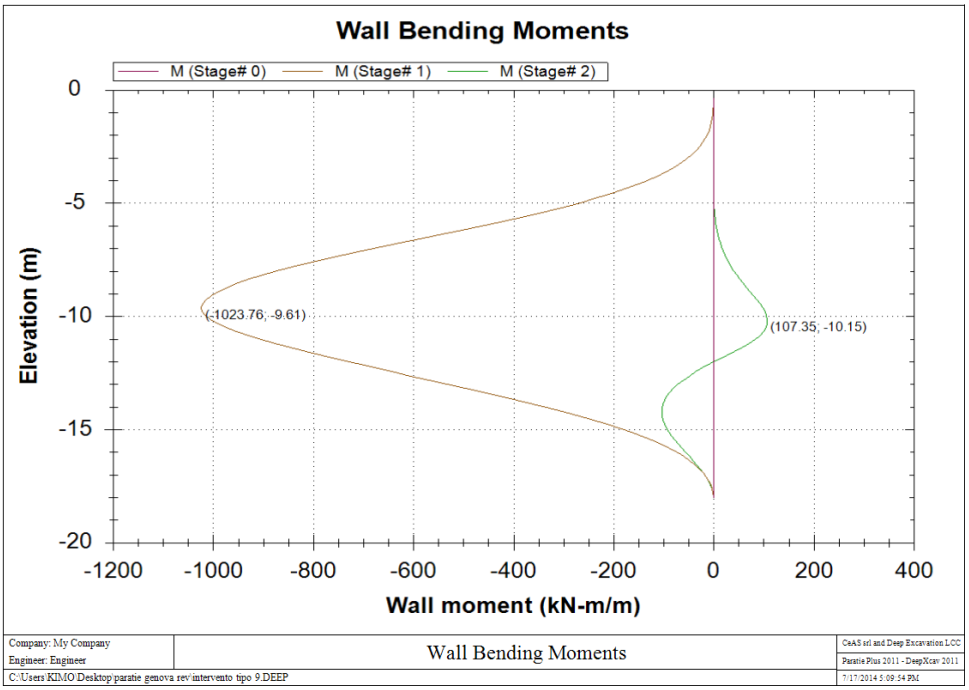


Figura 9-54: A1+M1, momenti flettenti step n 1

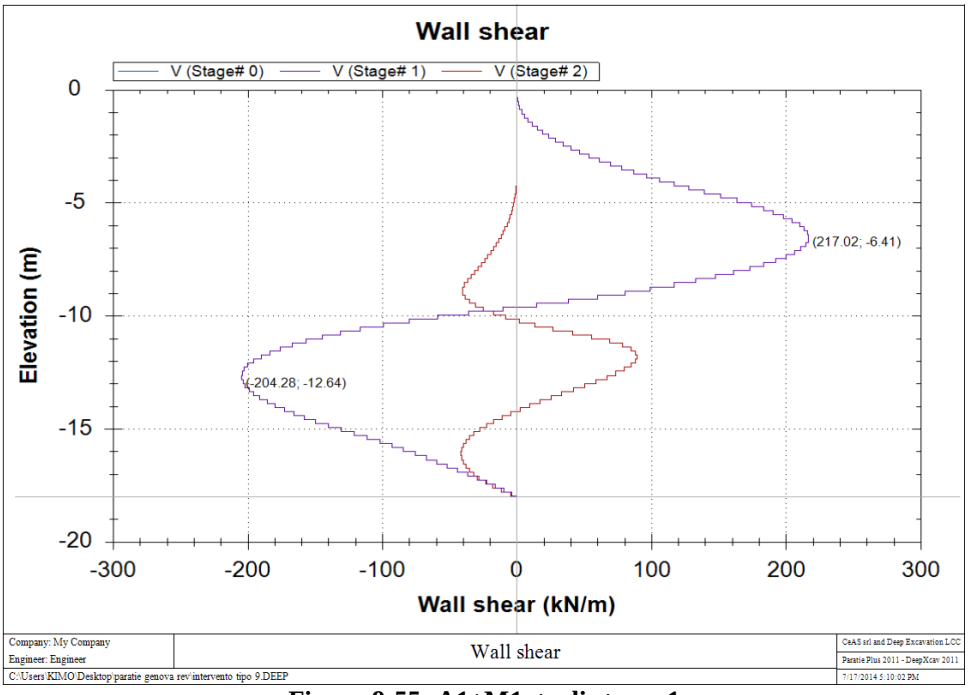


Figura 9-55: A1+M1, tagli step n 1

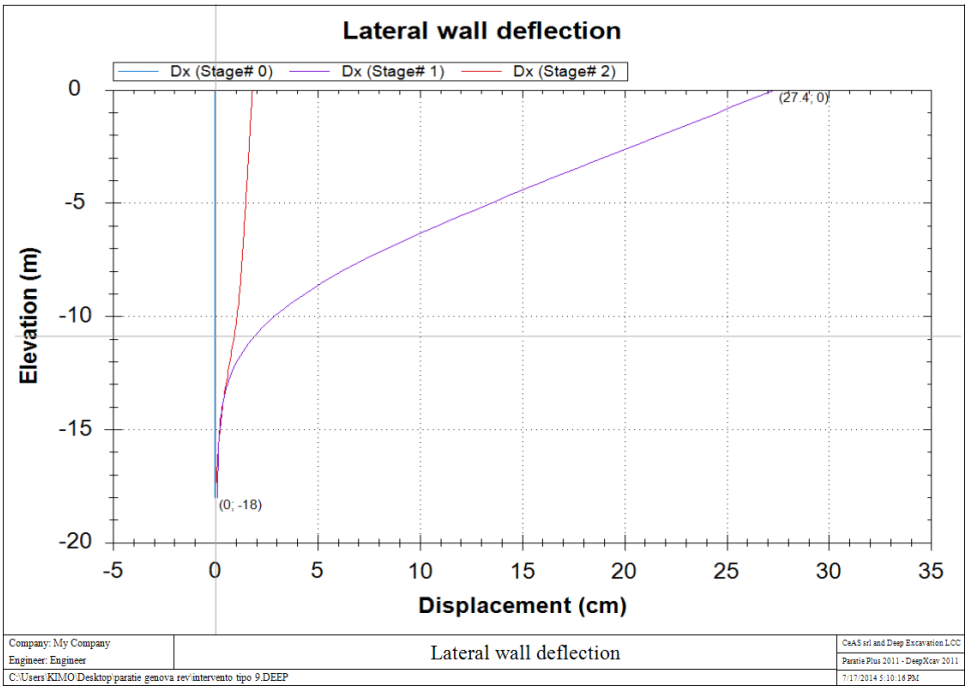


Figura 9-56: SLE spostamenti orizzontali step n 1

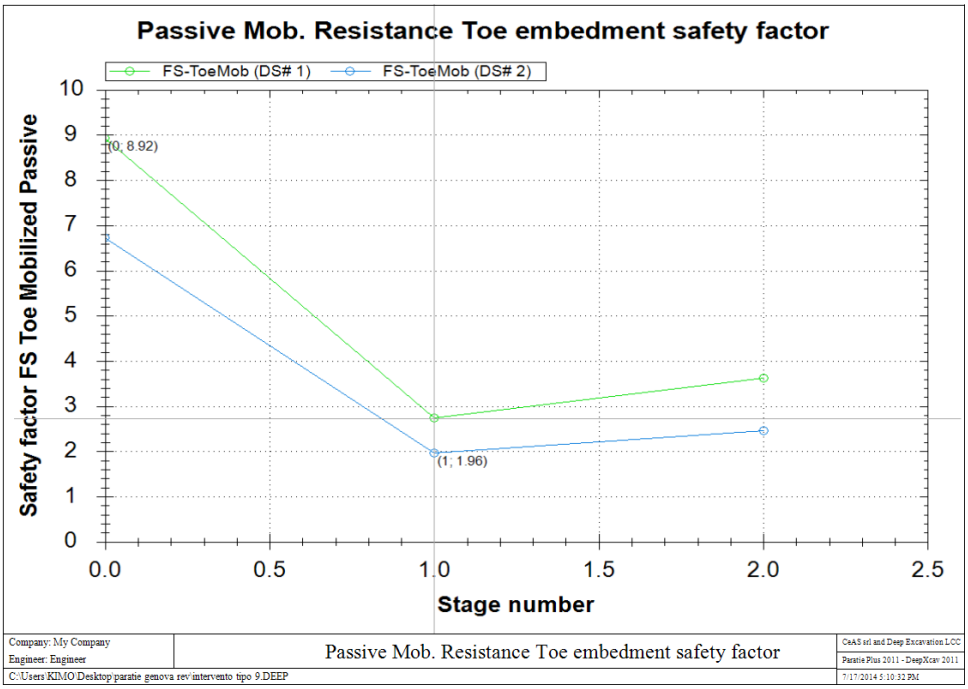


Figura 9-57: A1+M1, A2+M2, spinta passiva mobilitata al piede

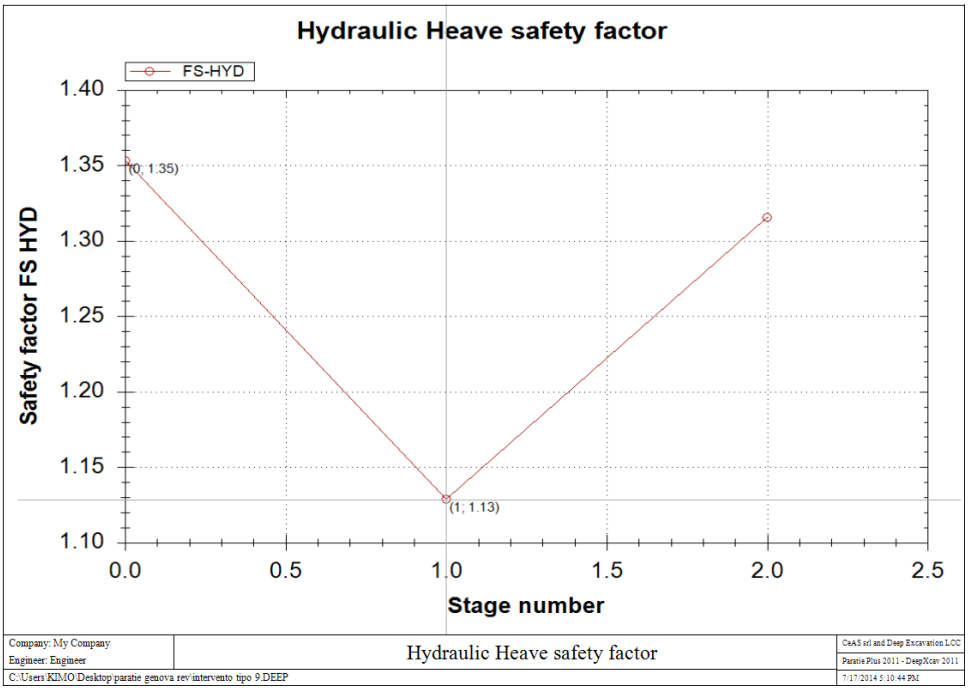


Figura 9-58: verifica a sifonamento

Intervento tipo 9	u_{max}	z_{max}	M_{max}	z_{Mmax}	T_{max}	z_{Tmax}	FS sifonamento	Sp mobilitata	
	[cm]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kN/m]	[m]		[%]	[%]
	SLE		A1+M1		A1+M1		A1+M1	A1+M1	A2+M2
	27.4	0.00	1023.76	-9.61	217.02	-6.41	1.63	36.60	51.00

u_{max} = spostamento orizzontale massimo

z_{umax} = profondità da testa paratia spostamento orizzontale massimo

v_{max} = spostamento verticale massimo

z_{vmax} = distanza da testa paratia spostamento verticale massimo

M_{max} = momento flettente massimo

z_{Mmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Mmax

T_{max} = taglio in corrispondenza del punto a momento massimo

z_{Tmax} = profondità da testa paratia alla quale si riscontra Tmax

Fs sifonamento = coefficiente di sicurezza al sifonamento

Sp mobilitata = percentuale di spinta passiva mobilitata a valle

9.8.1. Verifiche degli elementi strutturali

9.8.1.1. Verifica palancole

È previsto l'utilizzo di palancole tipo AZ 39-700 in acciaio S355.

Si riporta di seguito la verifica a flessione e taglio.

intervento n 9: palancola AZ 39 - 700			
Interasse trasversale	1	m	
f_{yk} profilato	355	MPa	
Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,05	-	
Resistenza di calcolo f_{yd}	338,10	MPa	
Area resistente a taglio	0,009000	m^2	
W profilato	0,0045	m^3	
Condizione di momento massimo			
M_{Ed}	1023,76	kNm/m	
V_{Ed}	217	kN/m	
$M_{c,Rd}$	1521,43	kNm	verifica ok!!!
$V_{c,Rd}$	1756,79	kN	verifica ok!!!
Condizione di taglio massimo			
V_{Ed}	217	kN/m	
$V_{c,Rd}$	1756,79	kN	verifica ok!!!

Tabella 9-11: intervento n 9: verifica armatura palancole

10. MURO DI SOSTEGNO

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno ubicato in corrispondenza della parte finale del Rio Molinassi.

10.1. Carichi agenti

I carichi agenti sono di seguito riportati:

Pesi propri, strutturali e non;

Sovraccarico accidentale a monte, pari a 20 kPa;

Sisma.

Spinta sismica

La spinta sismica viene determinata con riferimento alla massima accelerazione. La determinazione della accelerazione sismica attesa è stata effettuata nella "E*elazione geotecnica generale e sismica"*, allegata al progetto a cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Nelle verifiche di stabilità allo stato limite ultimo, i coefficienti moltiplicativi delle forze gravitazionali, kh e kv, possono esprimersi come:

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

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

Dove:

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito pari, per la categoria di suolo in oggetto (C) e per il valore dell'accelerazione massima sul sito di riferimento rigido, a 0.092g, pari a 0.18;

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito, pari a 0.092g.

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la seguente espressione;

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S = 1.5) e dell'amplificazione topografica (S_T = 1.0);

ag = accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido.

I parametri alla base del calcolo delle azioni sismiche sono quindi i seguenti:

kh	kv
0.025	±0.0125

Il coefficiente di spinta attiva del terreno in condizioni statiche e in presenza di sisma è stato calcolato utilizzando la nota formula di Mononobe Okabe.

Tali coefficienti vengono utilizzati per le verifiche di scorrimento, ribaltamento e capacità portante della terra rinforzata.

A tergo del muro si assume un terreno avente le seguenti caratteristiche:

$\gamma = 19\ kN/m^3$

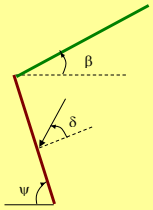
c' = 0 kPa

$\varphi = 30°$

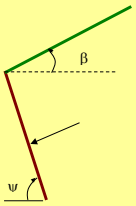
Si riporta di seguito il calcolo di tali valori sia considerando il valore dell'angolo di attrito del terreno tal quale (M1), che per quello ridotto dei coefficienti (M2).

Coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche

(Eurocodice 8 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture")



Spinta attiva



Spinta passiva

DATI DI INGRESSO

Caso:		3	(-)
1	*"Livello di falda al di sotto della struttura di sostegno"*		
2	*"Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda"*		
3	*"Terreno a elevata permeabilità dinamica al di sotto del livello di falda"*		
ϕ =	**angolo di resistenza al taglio del terreno**	30,0	(<45°)
ψ =	**inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro**	90,0	(°)
β =	**inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno**	0,0	(°)
δ =	**angolo di attrito terra-muro**	30,0	(°)
γ =	**peso di volume naturale del terreno**	19,0	(kN/m^3)
γ_d =	**peso di volume secco del terreno**	19,0	(kN/m^3)
γ_w =	**peso di volume dell'acqua**	10,0	(kN/m^3)
k_h =	**coefficiente sismico orizzontale** (I° cat.: K_h=0.10 II° cat.: K_h=0.07 III° cat.: K_h=0.04)	0,025	(-)
kv =	**coefficiente sismico verticale**	0,013	(-)

RISULTATI

Condizioni statiche

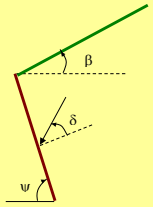
○ Muller-Breslau (sup. rottura piane)	ka	0,30
consigliato per la sola spinta attiva	kp	10,10
○ Caquot-Kerisel (sup. rottura curvilinee)	ka: vedi grafico allegato	
	kp, grafico	6,31
	kp, ridotto	5,54

Condizioni sismiche (Mononobe-Okabe)

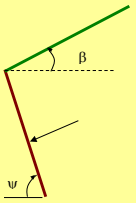
ka	0,33
kp	2,91

Coefficienti di spinta attiva e passiva in condizioni sismiche

(Eurocodice 8 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture")



Spinta attiva



Spinta passiva

DATI DI INGRESSO

Caso:	3	(-)
1 *"Livello di falda al di sotto della struttura di sostegno"*		
2 *"Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda"*		
3 *"Terreno a elevata permeabilità dinamica al di sotto del livello di falda"*		
ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno	24,8	(<45°)
ψ = inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interna del muro	90,0	(°)
β = inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno	0,0	(°)
δ = angolo di attrito terra-muro	24,8	(°)
γ = peso di volume naturale del terreno	19,0	(kN/m^3)
γ_d = peso di volume secco del terreno	19,0	(kN/m^3)
γ_w = peso di volume dell'acqua	10,0	(kN/m^3)
k_h = coefficiente sismico orizzontale (I^a cat.: K_h=0.10 II^a cat.: K_h=0.07 III^a cat.: K_h=0.04)	0,025	(-)
kv = coefficiente sismico verticale	0,013	(-)

RISULTATI

Condizioni statiche

○ Muller-Breslau (sup. rottura piane)	ka	0,36
consigliato per la sola spinta attiva	kp	5,49
○ Caquot-Kerisel (sup. rottura curvilinee)	ka: vedi grafico allegato	
	kp, grafico	4,25
	kp, ridotto	3,88

Condizioni sismiche (Mononobe-Okabe)

ka	0,40
kp	2,36

Coefficienti parziali	Angolo di attrito	ka statico	ka sisma
M1	30	0.30	0.33
M2	24.8	0.36	0.40

Tabella 10-1: coefficienti di spinta attiva utilizzati nelle successive verifiche

La sovraspinta sismica delle terre e del sovraccarico a monte è calcolata sommando alle spinte in condizioni statiche le sovraspinte sismiche, calcolate come differenza fra le spinte statiche e quelle in presenza di sisma. Tale sovra spinta è applicata a metà dell'altezza del muro

In presenza di sisma, alle masse vengono applicate forze orizzontali e verticali pari alla massa stessa, moltiplicata per il coefficiente sismico orizzontale (kh) e verticale (kv) precedentemente

10.2. Verifiche geotecniche muri: verifica a ribaltamento scorrimento e capacità portante

Secondo normativa la struttura deve essere verificata a ribaltamento, scorrimento e capacità portante.

Tipo verifica	Tipo di SLU	Approccio	Combinazione
Collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno	GEO	2	A1+M1+R3
Ribaltamento	EQU	1	EQU+M2+R2
Scorrimento sul piano di posa	GEO	2	A1+M1+R3

Tabella 10-2: verifiche di tipo geotecnico muri di sostegno

I coefficienti parziali sulle azioni A, i coefficienti parziali sui materiali M e i coefficienti parziali sulle resistenze R sono riportati nelle seguenti tabelle.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γF (o γE)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γG1	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevole		1.10	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γG2	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γQi	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevole		1.50	1.50	1.30

Tabella 10-3: coefficienti parziali per le azioni

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γM	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tan φ'k	γφ'	1.00	1.25
Coesione Efficace	c'k	γc'	1.00	1.25
Resistenza non drenata	cuk	γcu	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γγ	1.00	1.00

Tabella 10-4: coefficienti parziali per i parametri geotecnici

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	γR=1,0	γR=1,0	γR=1,4
Scorrimento	γR=1,0	γR=1,0	γR=1,1
Resistenza del terreno a valle	γR=1,0	γR=1,0	γR=1,4

Tabella 10-5: coefficienti parziali per le verifiche agi stati limite STR e GEO dei muri di sostegno

- La verifica sismica è condotta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni;
- La verifica a capacità portante è stata condotta con il metodo di Brinch Hansen;
- A favore di sicurezza si considera agente fra monte e valle un dislivello d'acqua pari a 3.2 m. tale dislivello creare delle sovraspinte instabilizzanti orizzontali, delle sottospinte e delle sovraspinte sismiche aggiuntive.

Si riporta di seguito la geometria del muro di sostegno, e di seguito le verifiche.

Si riportano di seguito le verifiche.

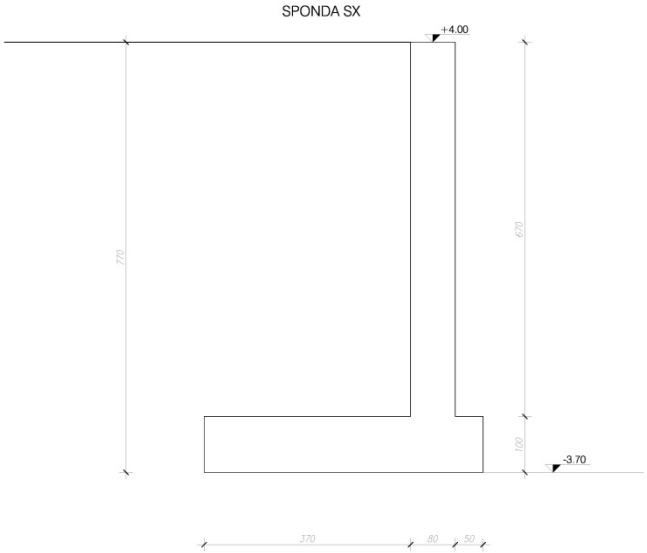


Figura 59: geoemtria muro di sostegno

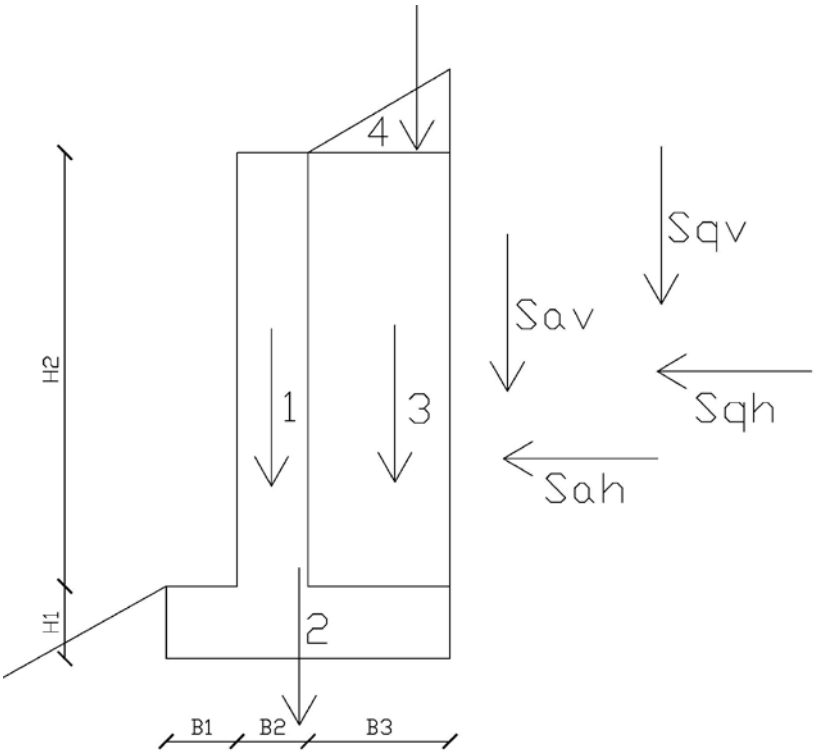


Figura 60: spinte su muro di sostegno

Forze M2		*Forze M1*		*Bracci rispetto*		*Bracci rispetto a*		*Ribaltamento (EQU+M2)*		*Scorrimento (A1+M1)*		*Capacità portante (A1+M1)*	
q [kPa]	20,00	q [kPa]	20,00	*a spigolo di valle*		*baricentro fondazione*		STATICA	SISMA	STATICA	SISMA	STATICA	SISMA
1 [kN/m]	134,00	1 [kN/m]	134,00	B1 [m]	0,90	B1 [m]	-1,60	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2 [kN/m]	125,00	2 [kN/m]	125,00	B2 [m]	2,50	B2 [m]	0,00	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3 [kN/m]	471,01	3 [kN/m]	471,01	B3 [m]	3,15	B3 [m]	0,65	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1h [kN/m]	3,35	1h [kN/m]	3,35	B1h [m]	4,35	B1h [m]	4,35	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
2h [kN/m]	3,13	2h [kN/m]	3,13	B2h [m]	0,50	B2h [m]	0,50	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
3h [kN/m]	11,78	3h [kN/m]	11,78	B3h [m]	4,35	B3h [m]	4,35	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
1v [kN/m]	1,68	1v [kN/m]	1,68	B1v [m]	0,90	B1v [m]	-1,60	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
2v [kN/m]	1,56	2v [kN/m]	1,56	B2v [m]	2,50	B2v [m]	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
3v [kN/m]	5,89	3v [kN/m]	5,89	B3v [m]	3,15	B3v [m]	0,65	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
Sa1h [kN/m]	64,30	Sa1h [kN/m]	49,98	B_{Sa1h} [m]	4,70	B_{Sa1} [m]	4,70	1,10	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00
Sa2h [kN/m]	91,45	Sa2h [kN/m]	71,08	B_{Sa2h} [m]	1,60	B_{Sa2} [m]	1,60	1,10	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00
Sa3h [kN/m]	21,66	Sa3h [kN/m]	16,84	B_{Sa3h} [m]	1,07	B_{Sa3} [m]	1,07	1,10	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00
Sqh [kN/m]	51,48	Sqh [kN/m]	40,01	B_{Sqh} [m]	3,85	B_{Sq} [m]	3,85	1,50	1,00	1,50	1,00	1,50	1,00
Sa1v [kN/m]	25,72	Sa1v [kN/m]	28,86	B_{Sa1h} [m]	5,00	B_{Sa1h} [m]	2,50	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sa2v [kN/m]	36,58	Sa2v [kN/m]	41,04	B_{Sa2h} [m]	5,00	B_{Sa2h} [m]	2,50	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sa3v [kN/m]	8,66	Sa3v [kN/m]	9,72	B_{Sa3h} [m]	5,00	B_{Sa3h} [m]	2,50	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sqv [kN/m]	20,59	Sqv [kN/m]	23,10	B_{Sqv} [m]	5,00	B_{Sqh} [m]	2,50	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Shw [kN/m]	51,20	Shw [kN/m]	51,20	B_{Shw} [m]	1,07	B_{Shw} [m]	1,07	1,10	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00
Svw [kN/m]	80,00	Svw [kN/m]	80,00	B_{Svw} [m]	3,33	B_{Svw} [m]	0,83	1,10	1,00	1,30	1,00	1,30	1,00
ΔSas1 [kN/m]	7,70	ΔSas1 [kN/m]	5,77	$B_{\Delta Sas1}$ [m]	4,70	$B_{\Delta Sas1}$ [m]	4,70	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
ΔSas2 [kN/m]	10,94	ΔSas2 [kN/m]	8,21	$B_{\Delta Sas2}$ [m]	1,60	$B_{\Delta Sas2}$ [m]	1,60	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
ΔSas3 [kN/m]	2,59	ΔSas3 [kN/m]	1,94	$B_{\Delta Sas3}$ [m]	1,07	$B_{\Delta Sas3}$ [m]	1,07	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
ΔShw [kN/m]	8,96	ΔShw [kN/m]	8,96	$B_{\Delta Shw}$ [m]	1,28	$B_{\Delta Shw}$ [m]	1,28	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)			
Statica		Sisma	
Mrib [kNm/m]	1169,49	Mrib [kNm/m]	1150,34
Mstab [kNm/m]	1725,10	Mstab [kNm/m]	2271,58
FS	**1,48**	FS	**1,97**
Verifica a scorrimento (A1+M1)			
Statica		Sisma	
Fist [kN/m]	305,84	Fist [kN/m]	272,24
Fstab [kN/m]	549,13	Fstab [kN/m]	560,34
FS	**1,80**	FS	**2,06**

Verifica a capacità portante (A1+M1)					
Statica			***Sisma***		
Mtot [kNm/m]		516,76	Mtot [kNm/m]		415,68
Ttot [kN/m]		305,84	Ttot [kN/m]		272,24
Ntot [kN/m]		728,73	Ntot [kN/m]		743,60
eccentricità [m]		0,71	eccentricità [m]		0,56
B/6 [m]		0,83	B/6 [m]		0,83
σmax [kPa]		269,77	σmax [kPa]		248,48
σmin [kPa]		21,72	σmin [kPa]		48,96
sezione compressa [m]		5	sezione compressa [m]		5
γ terreno di fondazione [kN/m^3]		9,00	γ terreno di fondazione [kN/m^3]		9,00
ϕ terreno di fondazione [°]		37	ϕ terreno di fondazione [°]		37
c' terreno di fondazione [kPa]		0	c' terreno di fondazione [kPa]		0
Profondità piano fondazione [m]		1,00	Profondità piano fondazione [m]		1,00
Inclinazione piano campagna [°]		0,00	Inclinazione piano campagna [°]		0,00
$B_{fondazione}$ [m]		5,00	$B_{fondazione}$ [m]		5,00
Eccentricità [m]		0,71	Eccentricità [m]		0,56
B'=B-2e [m]		3,58	B'=B-2e [m]		3,88
B/6 [m]		0,83	B/6 [m]		0,83
Coefficienti di capacità portante	N_γ	66,19	Coefficienti di capacità portante	N_γ	66,19
	N_c	55,63		N_c	55,63
	N_q	42,92		N_q	42,92
	d_q	1,05		d_q	1,05
	d_c	1,05		d_c	1,05
	i_γ	0,20		i_γ	0,25
	i_q	0,34		i_q	0,40
	i_c	0,32		i_c	0,39
	g_γ	1,00		g_γ	1,00
	g_q	1,00		g_q	1,00
	g_c	1,00		g_c	1,00
Carico limite [kPa]		344,78	Carico limite [kPa]		457,14
Carico sul piano di posa [kPa]		203,46	Carico sul piano di posa [kPa]		191,55
Fs		**1,69**	**Fs**		**2,39**

Tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

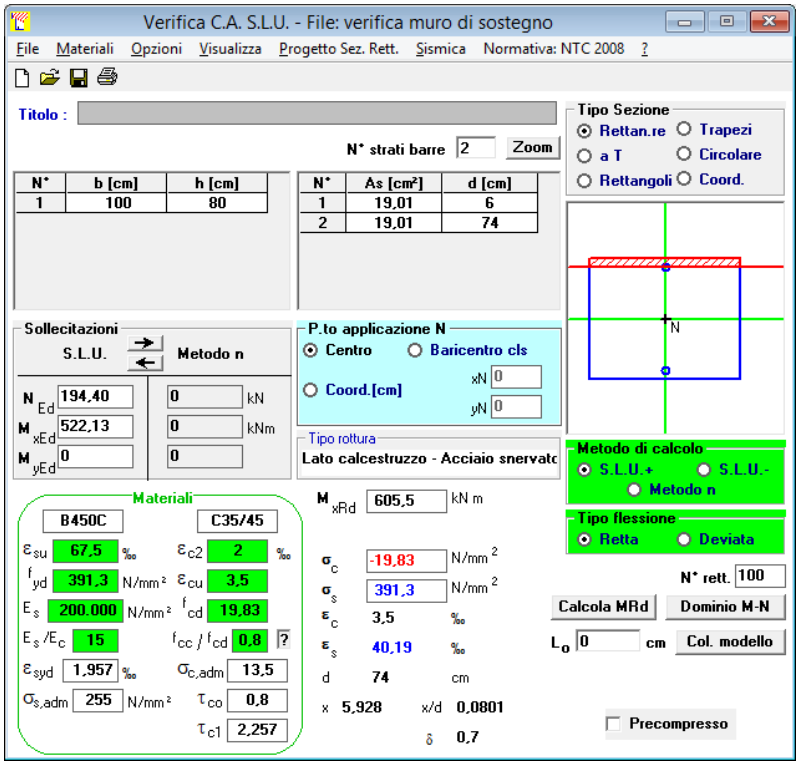
10.1. Verifica strutturale muri di sostegno

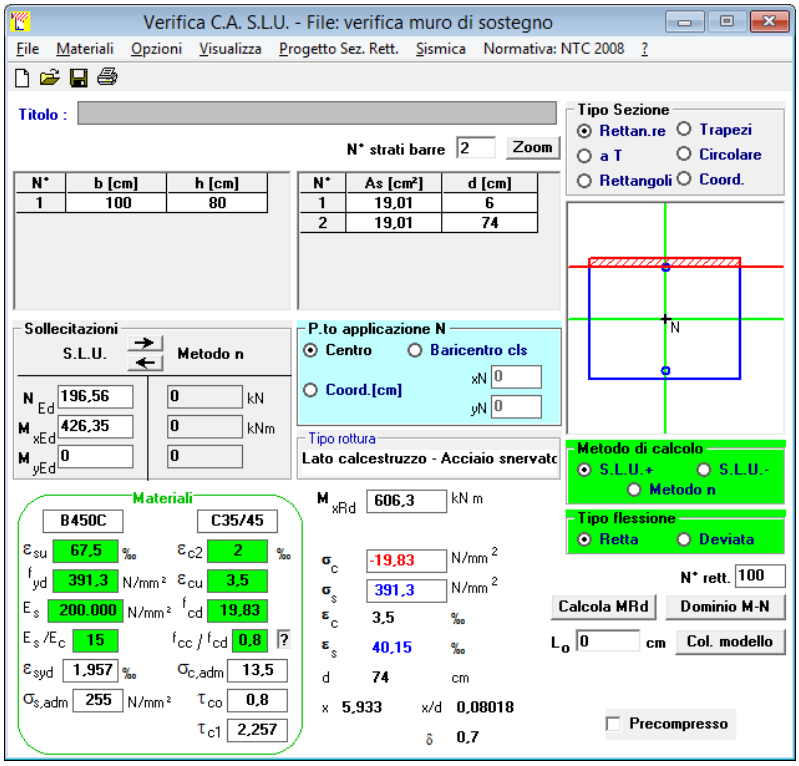
Si riportano di seguito le sollecitazioni all'incastro fra la elevazione del muro e la fondazione.

	SLU statico	SLU sisma
Mtot [kNm/m]	522,13	426,35
Ttot [kN/m]	246,98	208,33
Ntot [kN/m]	194,40	196,56

Tabella 10-6: sollecitazioni massime agenti

Il muro è armato tramite 5+5∅22. Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione.


Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica muro di sostegno
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 80
N° As [cm²] d [cm]
1 19,01 6
2 19,01 74
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 194,40 0 kN
M xEd 522,13 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67,5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391,3 N/mm² εcu 3,5
Es 200.000 N/mm² fcd 19,83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0,8
εsyd 1,957 ‰ σc,adm 13,5
σs,adm 255 N/mm² τco 0,8
τc1 2,257
M xRd 605,5 kN m
σc -19,83 N/mm²
σs 391,3 N/mm²
εc 3,5 ‰
εs 40,19 ‰
d 74 cm
x 5,928 x/d 0,0801
δ 0,7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso
N


Verifica C.A. S.L.U. - File: verifica muro di sostegno
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 80
N° As [cm²] d [cm]
1 19,01 6
2 19,01 74
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 196,56 0 kN
M xEd 426,35 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67,5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391,3 N/mm² εcu 3,5
Es 200.000 N/mm² fcd 19,83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0,8
εsyd 1,957 ‰ σc,adm 13,5
σs,adm 255 N/mm² τco 0,8
τc1 2,257
M xRd 606,3 kN m
σc -19,83 N/mm²
σs 391,3 N/mm²
εc 3,5 ‰
εs 40,15 ‰
d 74 cm
x 5,933 x/d 0,08018
δ 0,7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso
N

Si riporta di seguito la verifica a taglio.

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base bw	1000	[mm]	d utile	740	[mm]
altezza	800	[mm]	area	800000	[mm^2]
copriferro	60	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			Rck	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		fck	35	[N/mm^2]
fyk	450	[N/mm^2]	Yc	1,5	
Ys	1,15		alfa cc	0,85	
fyd	391	[N/mm^2]	fcd	19,8	[N/mm^2]
			f'cd	9,9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**246,98**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1,52				
vmin	0,388				
Asl	1899,7	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0,003	<	0,020		
σcp	0,000	<	3,967	[MPa]	
Nsd	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	**280,58**	[kN] $V_{Rd,c}$ =	287,11	[kN]	
VRd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				