

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV01 – FERMATA FINALE LIGURE

Relazione di calcolo

Paratie di micropali

SCALA:

-

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

I V 0 1 | 0 0 | D | 2 6 | C L | F V 0 1 0 0 | 0 0 1 | A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.L. Carci <i>P.L. Carci</i>	Febbraio 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Febbraio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Febbraio 2022	A Perego Febbraio 2022



File: IV0100D26CLFV0100001A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2.1	GEOMETRIA	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.2	ELABORATI PROGETTUALI	5
4	MATERIALI	5
4.1	ELEMENTI IN C.A.	5
4.2	ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA (TUBI MIRCOPALI)	6
4.3	MALTA CEMENTIZIA PER L'INIEZIONE DEI MICROPALI	7
4.4	DURABILITÀ STRUTTURALE ELEMENTI IN C.A.	7
4.4.1	<i>Classe di esposizione</i>	7
4.4.2	<i>Copriferro</i>	8
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
6	ANALISI DEI CARICHI	10
6.1	PESI PROPRI	10
6.2	CARICHI DI MONTE	10
6.3	VINCOLI	11
6.3.1	<i>Azione sismica</i>	11
6.3.2	<i>Parametri sismici</i>	12
7	COMBINAZIONI DI CALCOLO	15
8	MODELLO DI CALCOLO	16
8.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA	18
8.2	MODALITÀ DI APPLICAZIONE DEI CARICHI	19
8.2.1	<i>Spinta delle terre</i>	19
8.2.2	<i>Analisi per Fasi di Scavo</i>	19
8.2.3	<i>Verifica alla stabilità globale</i>	20
8.2.4	<i>Origine e caratteristiche dei codici di calcolo</i>	20
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	21
10	VERIFICHE DI RESISTENZA	25
11	VERIFICA DI STABILITÀ PARATIA+TERRENO	26
12	VERIFICA DEI PUNTONI	27

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative alle paratie di micropali provvisorie da realizzarsi nell'ambito dei lavori di sistemazione della fermata FV01 – Finale Ligure nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 92+053.

In particolare la presente relazione si riferisce alle verifiche di sicurezza delle paratie di micropali da realizzare:

- Per il prolungamento del sottopasso scatolare esistente;
- per la realizzazione delle nuove rampe scale di collegamento tra banchina e sottopasso

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La paratia provvisoria di micropali sarà realizzata con perforazioni $\varnothing 240$ L = 12.00 armate con tubi circolari in carpenteria metallica $\varnothing 193.7$ spessore 10 mm disposti ad interasse 40 cm e collegati superiormente da un cordolo sommitale in c.a. a sezione rettangolare 50x60 cm.

Lo scavo massimo da p.c. previsto per l'utilizzo della paratia è 4.77m circa.

Per contenere le deformazioni orizzontali della struttura una volta realizzato il cordolo sommitale e prima dell'inizio dello scavo vero e proprio verranno posizionati una serie di puntoni orizzontali di contrasto realizzati con profili HEB200 disposti ad interasse 2 m poggianti tramite delle piastre di ripartizione direttamente sulle facce interne dei cordoli sommitali delle paratie.

La paratia verrà utilizzata come opera provvisoria di sostegno dei terreni per:

- La realizzazione del prolungamento dello scatolare;
- La realizzazione dei nuovi vani scala-ascensore nella banchina centrale;
- La realizzazione del nuovo ascensore in prossimità del fabbricato di stazione.

2.1 Geometria

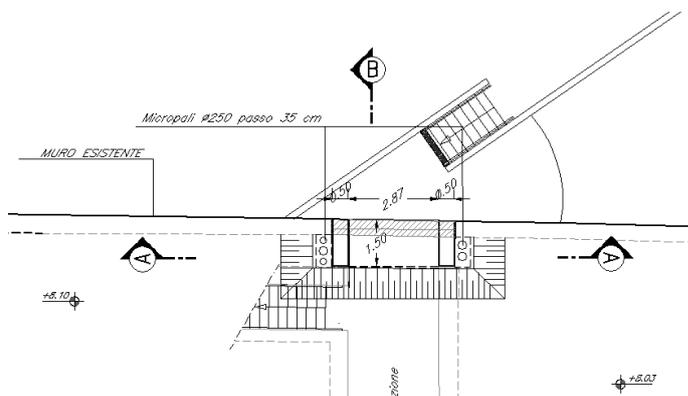


Figura 1 – paratia per prolungamento scatolare

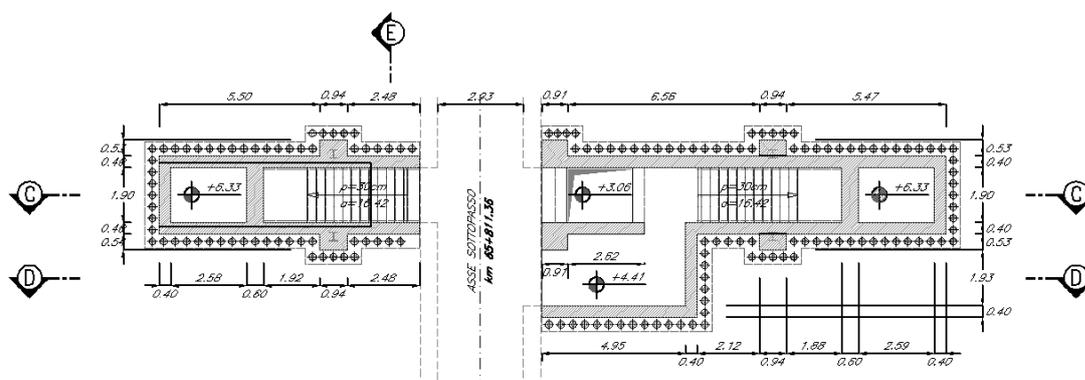


Figura 2 – paratia per realizzazione scale- ascensore

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normative di riferimento

- [1]. L. n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2]. L. n. 64 del 2/2/1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [4]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [7]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [8]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [9]. UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [10]. UNI EN 1991-1-2 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali
- [11]. UNI EN 1997-1 (2005) - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [12]. UNI EN 1998-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [13]. UNI EN 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [14]. D.M. 31.07.2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.
- [15]. HILTI – Manuale di Tecnologia del Fissaggio Ed. 2008

3.2 Elaborati progettuali

Prolungam. Sottop. - Carpenterie - Piante sezioni e particolari costruttivi	IV0I00D26BZFFV0100001B
Prolungam. Sottop. - Carpenterie sezioni	IV0I00D26BAFV0100003B
Scale e ascensori - Carpenterie - Sezioni e particolari costruttivi	IV0I00D26BZFFV0100002A
Scale e ascensori - Carpenterie - Piante	IV0I00D26BAFV0100002A

4 MATERIALI

4.1 Elementi in c.a.

Per le strutture di fondazione ed elevazione, sono prescritti materiali di qualità certificata; di seguito sono riportati i valori di calcolo per i materiali.

Calcestruzzo per cordolo sommitale ($\gamma_m = 1,5$): **Classe C25/30**

PROPRIETA' MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO	
$R_{ck} = 30$ N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
$f_{ck} = 25$ N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo <i>Anche $f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$</i>
$f_{cd} = 14.17$ N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo <i>$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$</i>
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = 33$ N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo <i>$f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm²]</i>
$E_{cm} = 31476$ N/mm ²	Modulo elastico (di Young) da assumere in sede di progettazione per il cls <i>$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3}$ [N/mm²]</i>
$f_{ctm} = 2.56$ N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo <i>$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²] per classi $\leq C50/60$ <i>$f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + (f_{cm}/10)]$ [N/mm²] per classi $> C50/60$</i></i>
$f_{ctk,0.05} = 1.80$ N/mm ²	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% <i>$f_{ctk,0.05} = 0.7 * f_{ctm}$</i>
$f_{ctd,0.05} = 1.20$ N/mm ²	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% <i>$f_{ctd,0.05} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$</i>
$f_{bk,0.05} = 4.04$ N/mm ²	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza corrispondente al frattile 5%) <i>$f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.05}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32mm$ $\eta = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro superiore</i>
$f_{bd,0.05} = 2.69$ N/mm ²	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 5%) <i>$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$</i>
$f_{ctk,0.95} = 3.33$ N/mm ²	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% <i>$f_{ctk,0.95} = 1.3 * f_{ctm}$</i>
$f_{ctd,0.95} = 2.22$ N/mm ²	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% <i>$f_{ctd,0.95} = f_{ctk,0.95} / \gamma_c$</i>

$f_{bk,0.95} = 7.50 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95%) $f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.95}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32 \text{ mm}$ $\eta = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro superiore
$f_{bd,0.95} = 5.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95) $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$
$f_{ctm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$	Valore medio della resistenza a trazione per flessione $f_{ctm} = 1.2 * f_{ctm}$

- Acciaio ordinario per elementi in c.a. ($\gamma_m = 1,15$): **B450C**

PROPRIETA' MECCANICHE DELL'ACCIAIO	
$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$	Valore nominale della tensione di snervamento frattile 5%
$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$	Valore nominale della tensione di rottura (frattile 5%)
$f_{yk} \geq f_{y,nom}$	Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)
$f_{tk} \geq f_{t,nom}$	Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)
$f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
$\gamma_s = 1,50$	Coefficiente parziale di sicurezza
$E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico (di Young) dell'acciaio
$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$	Rapporti di duttilità (frattile 10%)
$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$	Allungamento (frattile 10%)

4.2 Elementi in carpenteria metallica (tubi micropali)

Acciaio per carpenteria:

Materiale:

S235J0 per ambienti esterni

Tensione di rottura a trazione:

$f_t = 360 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento:

$f_y = 235 \text{ MPa}$

modulo elastico

$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale

$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di Poisson

$\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare

$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

(per temperature fino a $100 \text{ }^\circ\text{C}$)

Densità

$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Le rispettive resistenze di calcolo saranno valutate di volta in volta a seconda della verifica trattata.

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER STRUTTURE IN ACCIAIO (NTC 18)

Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali:

resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4

$\gamma_{M0} = 1.05$

resistenza all'instabilità delle membrature

$\gamma_{M1} = 1.05$

resistenza, rispetto alla frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)

$\gamma_{M2} = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per i collegamenti:

resistenza saldature a cordone d'angolo

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

4.3 Malta cementizia per l'iniezione dei micropali

La malta cementizia impiegata è costituita da un calcestruzzo con dosaggio elevato non inferiore a 600 kg di cemento per metro cubo di impasto con rapporto acqua/cemento in peso compreso tra 0.45 e 0.50, con aggiunta di sabbia vagliata con rapporti sabbia/cemento compreso tra 1:1 e 2:1. La massima dimensione dell'inerte non dovrà superare il valore minimo tra 16 mm e 1/6 del diametro interno del tubo utilizzato per il getto di calcestruzzo.

4.4 Durabilità strutturale elementi in c.a.

4.4.1 Classe di esposizione

La durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico-fisiche che possono interessarne gli elementi strutturali nell'arco della vita utile della struttura. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del materiale strutturale ed adeguate disposizioni costruttive.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto quando la struttura, per il periodo di vita previsto, è in grado di assolvere le sue funzioni senza limitazioni d'uso essendo soggetta solo a manutenzione ordinaria.

Per ottenere strutture durabili la EN 206-1:2001 (indicata esplicitamente dalle NTC18) richiede che siano soddisfatti i seguenti criteri per i componenti realizzati in c.a.:

- classificazione degli elementi strutturali in idonee classi di esposizione;
- impiego di calcestruzzo di adeguata composizione;
- protezione dell'armatura metallica

Le condizioni ambientali prevalenti degli elementi strutturali e le tipologie di calcestruzzi sono riportate nelle seguenti tabelle:

- Calcestruzzo cordolo sommitale

CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI-EN 206-1:2006)						
Ambiente	classe di esposizione	Min Classe di Resistenza	Max rapporto a/c	Min contenuto di aria [%]	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Condizioni ambientali
Assenza di rischio di corrosione o attacco	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da carbonatazione	XC2	C25/30	0.6	-	280	Ordinarie
Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti	-	-	-	-	-	-
Attacco chimico	-	-	-	-	-	-

4.4.2 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
Cmin	Co	ambiente	C>Co	Cmin≤C<Co	C>Co	Cmin≤C<Co	C>Co	Cmin≤C<Co	C>Co	Cmin≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm.

Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Vita Nominale	Copriferro nominale
Fondazioni	Ordinario	25	10	10	45

4.4.2.1 Ampiezza massima delle fessure

Condizioni di aggressività per i vari tipi di opere e limiti di apertura delle fessure

Secondo le prescrizioni delle NTC 2018, Tab. 4.1.III.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni di aggressività per opere di fondazione ed in elevazione

Per la classe XC2 delle fondazioni ricadiamo in **condizioni ordinarie**.

In relazione al MdP "RFI DTC SI PS MA IFS 001 E" §2.5.1.8.3.2.4 avendo armature poco sensibili si ha:

Per le fondazioni:

Limite di apertura delle fessure per Combinazione di azioni rara

$$\delta \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

4.4.2.2 Valori limite delle tensioni

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): 0,55 fck;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: 0,40 fck ;

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare 0,75 fyk.

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La stratigrafia dei terreni con i quali la struttura interagisce è stata determinata in base al profilo geotecnico di Finale Ligure. Si riporta di seguito la successione stratigrafica dei terreni in corrispondenza delle opere in esame:

Strato 1 - dal p.c. alla profondità di 8.10m (cioè da quota +8.10 m s.l.m. a +0.00 m s.l.m.)

UNITÀ 1 - Terreno vegetale e materiale di riporto eterogeneo composto generalmente da sabbia e ghiaia da debolmente limosa a limosa, di colore variabile da marrone rossastro a grigio verdastro. Si rinvencono saltuariamente frammenti di laterizi, materiale organico e plastico, clasti litoidi maggiori di 10cm.

Strato 2 - dalla profondità di 8.10 m alla profondità di 21.10 m (cioè da quota +0.00 m s.l.m. a -13.00 m s.l.m.)

UNITÀ 2 - Ghiaia da con sabbia a sabbiosa localmente limosa, saltuariamente ghiaia con argilla, sabbia da media a grossolana, con ghiaia e/o con limo o debolmente limoso ghiaiosa, da moderatamente addensata a molto addensata. I clasti sono poligenici, da subangolari a subarrotondati, con diametro variabile da 3 a 10 cm. Il colore è nocciola ocreo, marrone, marrone giallastro, marrone rossastro o verdastro, talvolta grigio. Sono presenti, a varie quote, blocchi poligenici generalmente silicatici a volte di natura calcarea e/o arenacea.

Strato 3 - dalla profondità di 21.00 m alla profondità di 35.50 m (cioè da quota -13.00 m s.l.m. a -27.50 m s.l.m.)

SUBSTRATO LITOIDE - QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN): quarziti biancastre e verdoline, in strati e banchi, a volte scistose e cloritiche, con intercalazioni di peliti verso la sommità (Scitico).

DOLOMIE DI SAN PIETRO DEI MONTI (SPM): dolomie calcaree e calcari dolomitici (Ladinico - Anisico).

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici medi dei terreni descritti:

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	ν	OCR
Unità 1	18.0	-	0	27÷31	10÷20	0.3	-
Unità 2	19.0	-	0	30÷32	25÷30	0.3	-

Il livello della falda risulta alla profondità di circa 7.00 m dal p.c..

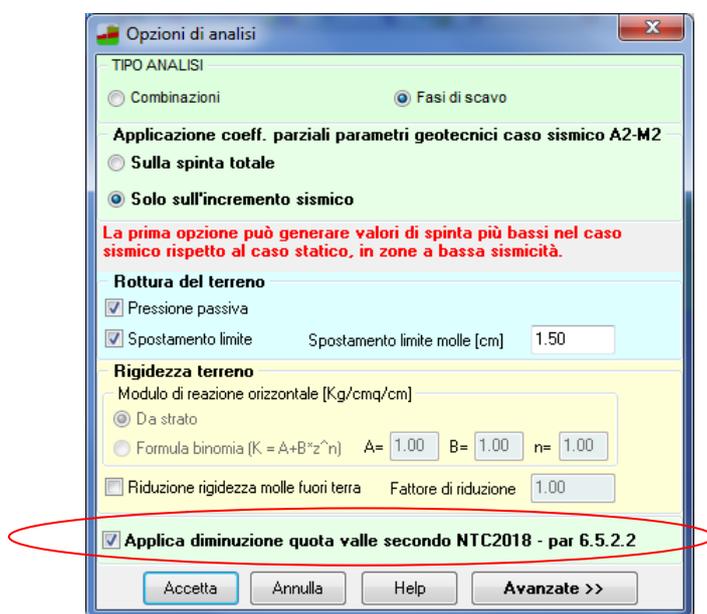
In base alla relazione geotecnica della tratta Finale Ligure – Andora, relativa alle tratte all'aperto (documento L371 00 26 RB GE0005 001A), ai fini del calcolo dell'azione sismica il terreno relativo alla tratta all'aperto di Finale Ligure risulta definito come segue:

Categoria di suolo di fondazione di tipo **“B”** ovvero *“depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa”*).

Per le porzioni in rilevato ferroviario esistente si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche dei terreni:

$$\varphi = 27^\circ \quad \gamma = 18\text{kPa} \quad c' = 0 \quad E_d = 15\text{ MPa}$$

In relazione a quanto contenuto nel par. 6.5.2.2 delle delle NTC2018 nel modello geotecnico sono stati tenuti in considerazione possibili variazioni del profilo del terreno a monte:



6 ANALISI DEI CARICHI

Per le analisi dei carichi si è fatto riferimento al D.M. 17.01.2018.

Benchè si tratti di un opera provvisoria costruita per limitare lo scavo di sbancamento per la realizzazione del piano interrato del fabbricato tecnologico lato "accesso Gastaldi" della stazione di Alassio, si considereranno anche le azioni sismiche e quindi si affiderà a questa struttura il sostegno delle azioni di spinta del terreno a monte dello scavo.

6.1 Pesì propri

Il peso proprio delle strutture di elevazione in c.a. è imputato alla struttura direttamente dal programma di calcolo utilizzato assumendo un peso specifico per il cemento armato pari a 25.00 kN/m³ e per l'acciaio pari a 78.50 kN/m³.

6.2 Carichi di monte

Viene considerato a monte della paratia un carico uniformemente distribuito ed infinitamente esteso di 10 kN/mq a schematizzare i mezzi d'opera e di cantiere che si muovono a monte dell'opera.

6.3 Vincoli

Per ridurre la deformabilità orizzontale del manufatto provvisorio, dopo la realizzazione della paratia e del relativo cordolo sommitale, dopo avere eseguito un prescavo di circa 1.50m, verranno applicati una serie di puntelli provvisori con profili HEB200 disposti ad interasse orizzontale 1.00 m e messi a contrasto mediamente delle piastre di interposizione direttamente con i cordoli sommitali delle paratie. Questi puntelli realizzano un vincolo sommitale alla traslazione nel modello di calcolo.

6.3.1 Azione sismica

6.3.1.1 Vita nominale e classe d'uso

La vita nominale delle strutture oggetto della presente nota di calcolo, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, è assunto pari a:

$$V_N = 75$$

La classe d'uso della costruzione è invece assunta pari a:

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

6.3.1.2 Individuazione della zona sismica

Il sito dove sorgerà la costruzione si trova alle coordinate 44°.1692645 N – 8°.3406126



Figura 3

6.3.1.3 Classificazione della tipologia di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto la Normativa tecnica definisce diverse categorie di profilo stratigrafico di suolo di fondazione. Le indagini conoscitive sul terreno, definiscono l'appartenenza del suolo alla **categoria di tipo B** (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti). Data l'orografia dell'area vasta è possibile assumere un coefficiente di condizione **topografia T1**: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$.

6.3.2 Parametri sismici

L'azione sismica sulla paratia è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo (metodo pseudostatico).

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente sono ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

a_h è legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \times g = \alpha \times \beta \times a_{max}$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, β è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e α è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Si è trascurato il sisma verticale ponendo $a_v = 0$ (v. p.to 7.11.6.3.1 della [4]).

L'accelerazione di picco a_{max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale come

$$a_{max} = S_s S_T a_g$$

dove S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al par. 3.2.3.2 della [4] ed a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente α è stato ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura seguente.

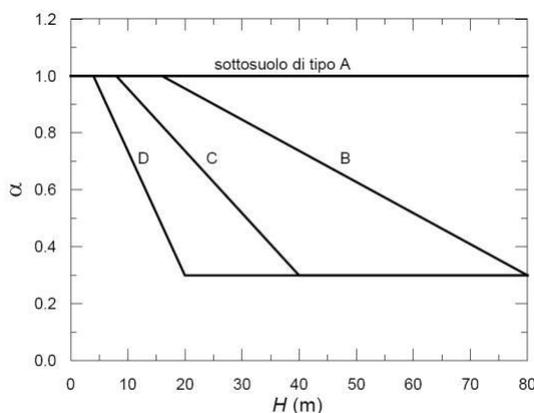


Fig. 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

Il valore del coefficiente β è stato ricavato dal diagramma di figura seguente, in funzione del massimo spostamento permanente u_s che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema.

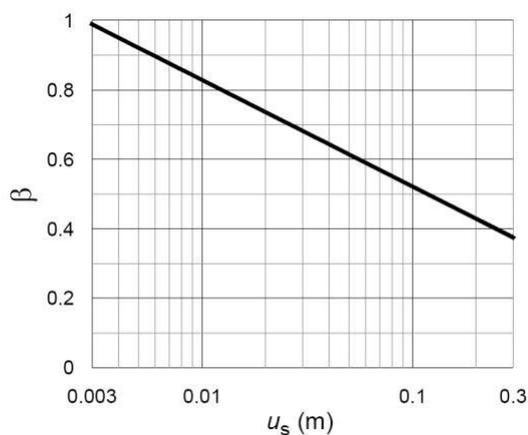
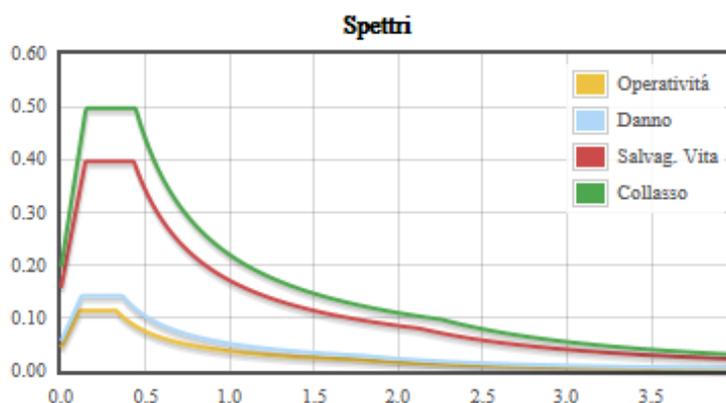


Fig. 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Deve comunque risultare:

$$u_s = 0,005H$$

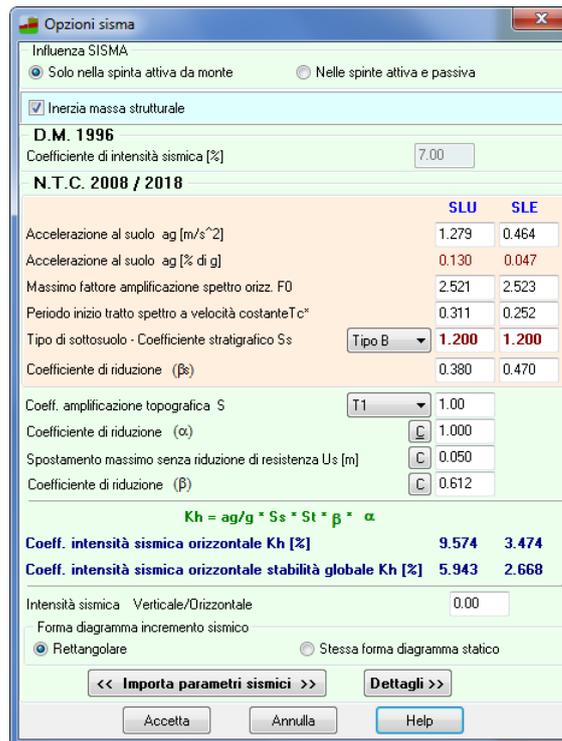
Note le coordinate geografiche del sito ed assunta la condizione topografica, i diagrammi degli spettri elastici per il sito risultano i seguenti.



Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	T_r	$a_g=A_g/g$	F_0	T^*_c
<i>Operatività (SLO)</i>	90	0.037	2.57	0.221
<i>Danno (SLD)</i>	151	0.047	2.522	0.252
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	1424	0.131	2.521	0.311
<i>Collasso (SLC)</i>	2924	0.164	2.527	0.32

Nella figura seguente sono riassunti i valori imputati al programma di calcolo.



Opzioni sisma

Influenza SISMA
 Solo nella spinta attiva da monte Nelle spinte attiva e passiva

Inerzia massa strutturale

D.M. 1996
 Coefficiente di intensità sismica [%] 7.00

N.T.C. 2008 / 2018

	SLU	SLE
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	1.279	0.464
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0.130	0.047
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. F_0	2.521	2.523
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_c^*	0.311	0.252
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s	Tipo B 1.200	1.200
Coefficiente di riduzione (β)	0.380	0.470

Coef. amplificazione topografica S T1 1.00
 Coefficiente di riduzione (α) 1.000
 Spostamento massimo senza riduzione di resistenza U_s [m] 0.050
 Coefficiente di riduzione (β) 0.612

$K_h = a_g/g * S_s * S_t * \beta * \alpha$

	SLU	SLE
Coef. intensità sismica orizzontale K_h [%]	9.574	3.474
Coef. intensità sismica orizzontale stabilità globale K_h [%]	5.943	2.668

Intensità sismica Verticale/Orizzontale 0.00
 Forma diagramma incremento sismico
 Rettangolare Stessa forma diagramma statico

<< Importa parametri sismici >> Dettagli >>

Accetta Annulla Help

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con W il peso del cuneo e con C il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W * C$$

Indicando con S la spinta calcolata in condizioni statiche e con S_s la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$DS = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato con la stessa forma del diagramma statico.

7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Per le opere di sostegno sono state effettuate le verifiche nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche sono state effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tab. 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni per gli stati limite ultimi.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2018 per le prestazioni di SLU.

8 MODELLO DI CALCOLO

La paratia viene analizzata con il programma di calcolo PAC 14.0 della AztecInformatica s.r.l.

La paratia viene schematizzata come una trave di larghezza unitaria con caratteristiche geometriche fondamentali (momento d'inerzia I e area A per metro lineare di paratia) definite alla geometria e dal tipo di paratia. Il modulo elastico è quello dei tubi di acciaio ($E_s = 206000$ Mpa).

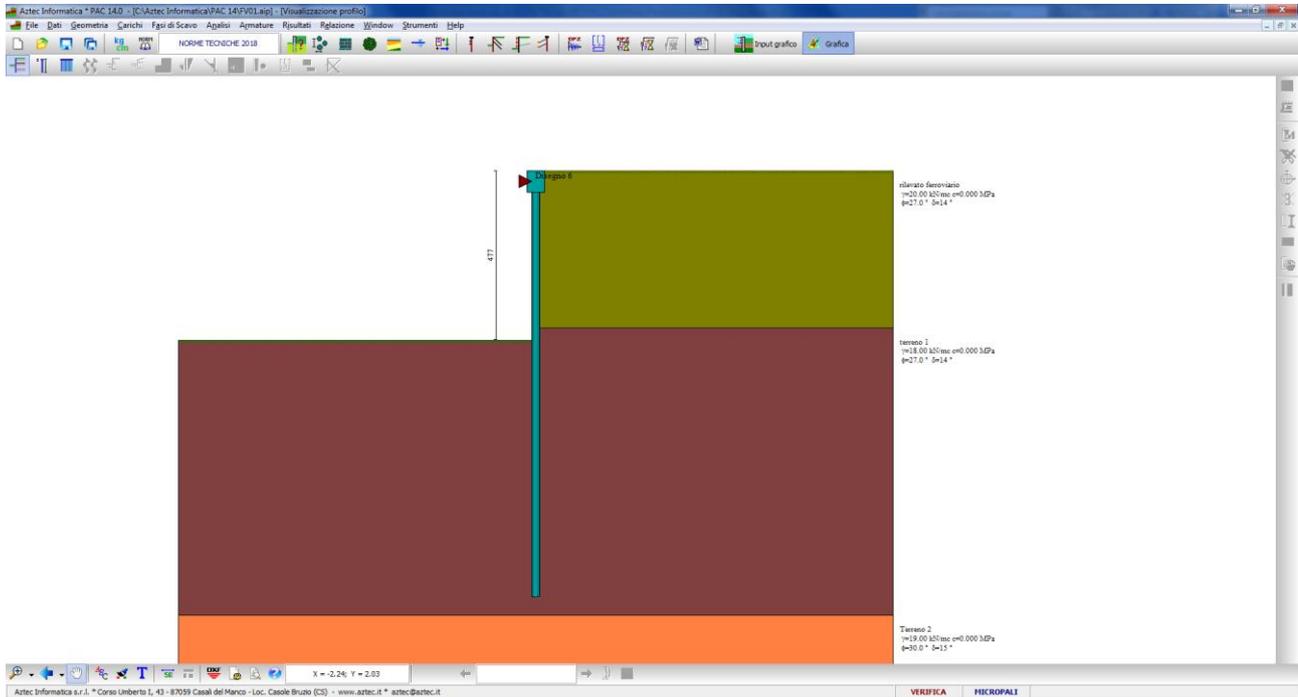


Figura 4 – modello di calcolo

Il terreno viene schematizzato come un letto di “molle indipendenti fra di loro” reagenti a solo sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (costante di Winkler) definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario.

Detto Δm è l'interasse fra le molle orizzontali e $b=100 \text{ cm}$ è la larghezza della paratia in direzione longitudinale, il programma di calcolo determina l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in daN/cm^2), l'equivalenza, in termini di rigidità

$$k \cdot 100 \cdot \Delta m = \frac{E_m A_m}{100}$$

porta a definire

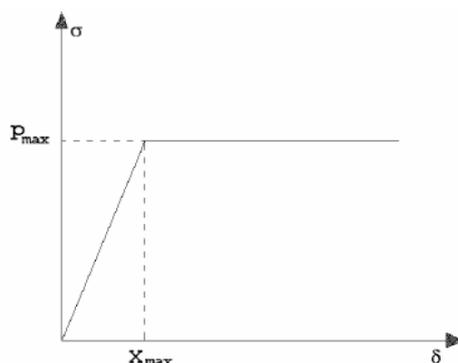
$$A_m = 10000 \cdot \frac{k \Delta m}{E_m} \quad [\text{cm}^2]$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza delle estremità della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Tutte le molle hanno rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione.

Il calcolo della costante di Winkler k viene eseguito rapportando la differenza fra pressione passiva di valle e pressione attiva di monte con uno spostamento convenzionale di 1.5 cm.

Conseguentemente la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale) e delle matrici di rigidezza delle molle (rigidezza assiale).

Le molle orizzontali così definite hanno un comportamento elasto-plastico perfetto, si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero.



Il criterio di plasticizzazione delle molle che schematizzano il terreno è di statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla.

Le molle al di sotto della linea di fondo scavo hanno un comportamento asimmetrico. Se lo spostamento della paratia in corrispondenza della molla è diretto verso valle la pressione limite della molla stessa sarà data dalla differenza fra la pressione passiva di valle e la pressione attiva di monte ($K_{pv} - K_{am}$). Se lo spostamento è diretto verso monte la pressione limite sarà data dalla differenza tra la pressione passiva da monte e la pressione attiva da valle ($K_{pm} - K_{av}$).

Tale modellazione conduce ad analisi di tipo non lineare che viene risolta mediante un'analisi al passo, per tener conto della plasticizzazione delle molle; si procede cioè per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico il programma controlla eventuali plasticizzazioni (o trazioni) delle molle che vengono quindi rimosse ri assemblando la matrice delle rigidezze.

8.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, schematizzando la struttura in elementi lineari e nodi. Le incognite del problema sono le componenti di spostamento in corrispondenza di ogni nodo (2 spostamenti e 1 rotazioni).

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA						
PROGETTO DEFINITIVO Relazione di calcolo Paratia di micropali	<table border="0"> <tr> <td>COMMESSA IV01</td> <td>LOTTO 00</td> <td>CODIFICA D 26 CL</td> <td>DOCUMENTO FV0100 001</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 19 di 29</td> </tr> </table>	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 001	REV. A	FOGLIO 19 di 29
COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 001	REV. A	FOGLIO 19 di 29		

8.2 Modalità di applicazione dei carichi

8.2.1 Spinta delle terre

La spinta dei terreni a tergo è valutata mediante la teoria di Culmann. Il metodo considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare ammette, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stessa di un angolo di attrito terra-paratia.

Il metodo di Culmann ammette, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stessa di un angolo di attrito terra-paratia in analogia al metodo di Coulomb, ma consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta minima nel caso di spinta attiva e massima nel caso di spinta passiva.

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

8.2.2 Analisi per Fasi di Scavo

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate).

Nel caso di specie sono state considerate tre fasi:

Tempo 0:

- Prescavo del terreno fino alla quota di intestazione della paratia;
- Realizzazione della paratia e scavo fino alla profondità di 1.5 m;
- Applicazione del carico di monte;

Tempo 1:

- Applicazione del vincolo in testa dovuto alla presenza dei puntelli provvisori

Tempo 2:

- Scavo fino alla profondità di progetto;

Tempo 3:

- Applicazione del carico sismico

Definite le varie fasi si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (es. vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Indicando con u ed u_0 gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con s ed s_0 gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con K la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s = s_0 + K(u - u_0)$$

8.2.3 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \operatorname{tg} \phi_i \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

8.2.4 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per l'analisi delle strutture è stato utilizzato il software PAC versione 14 della AZTEC Informatica.

Titolo PAC - Analisi e Calcolo Paratie

Versione 14.0

Produttore Aztec Informatica srl, Casali del Manco - Loc. Casole Bruzio (CS)

Utente Ing. Petrosino Andrea

Licenza AIU1630GW

9 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

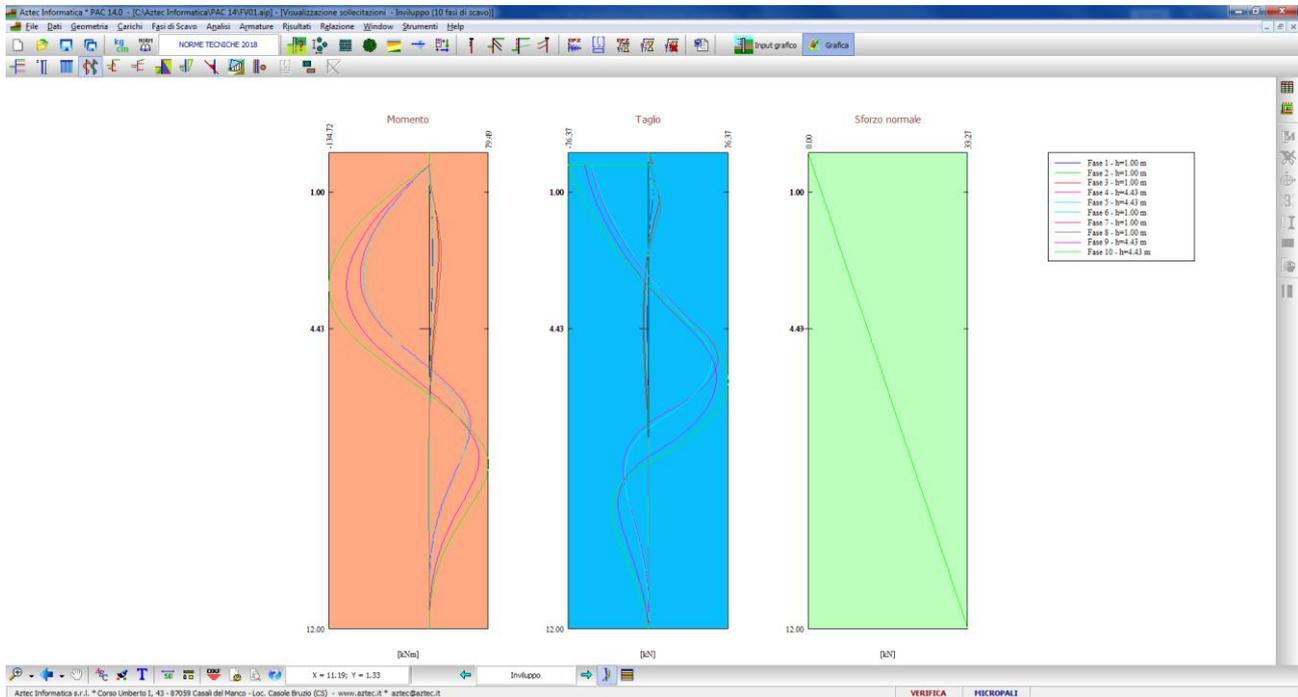


Figura 5: caratteristiche di sollecitazione M, V, N involucro (per metro di paratia)

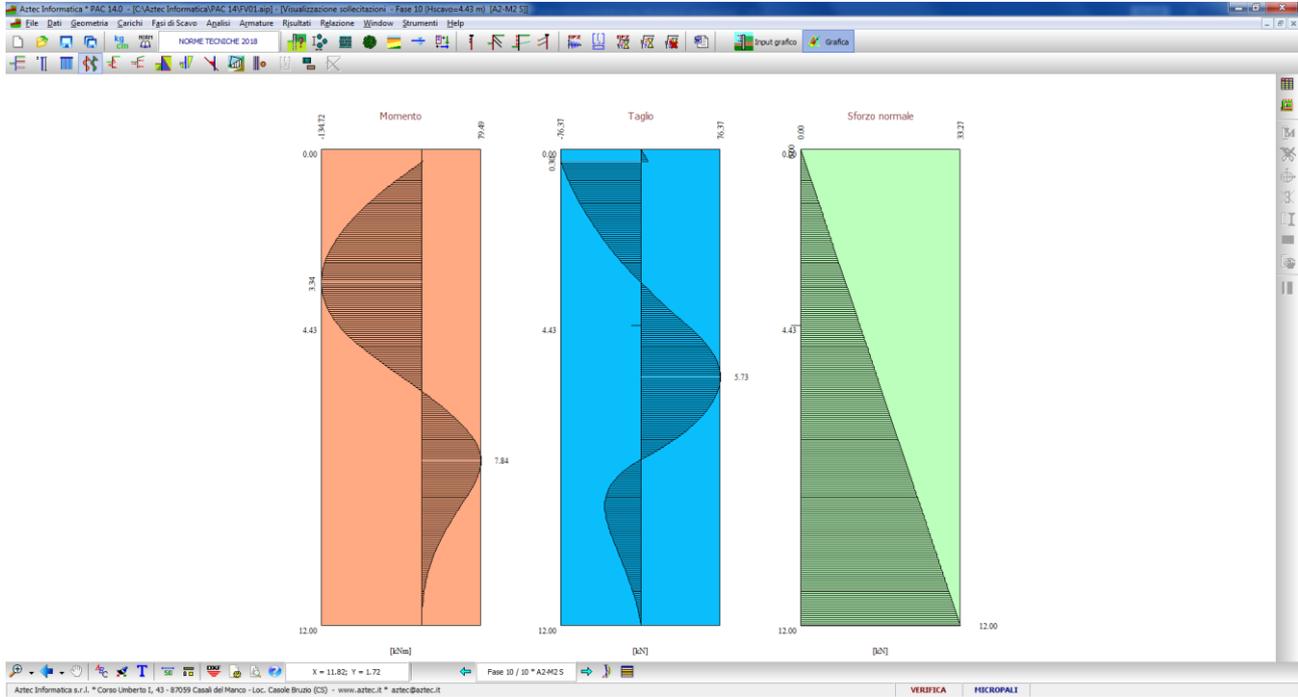


Figura 6: caratteristiche di sollecitazione M, V, N fase 6 (A2-M2 sismica) (per metro di paratia)

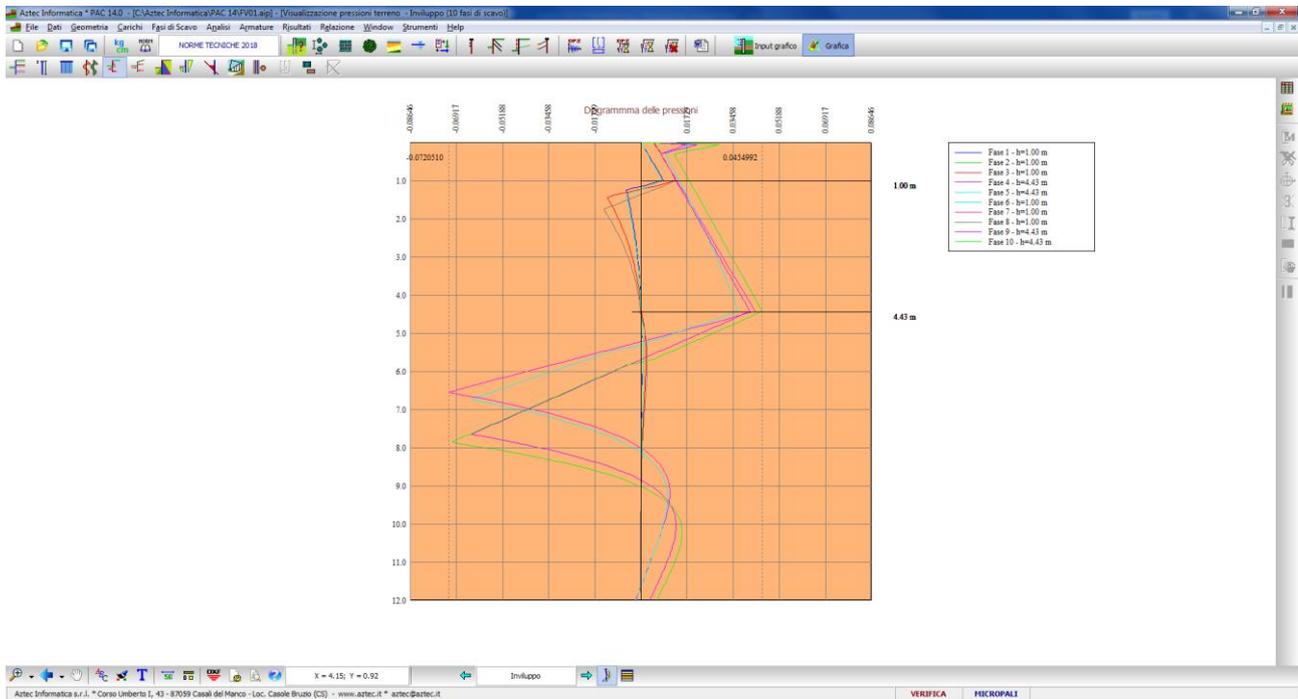


Figura 7: involucro diagramma delle pressioni (ascissa in MPa, ordinata in m)

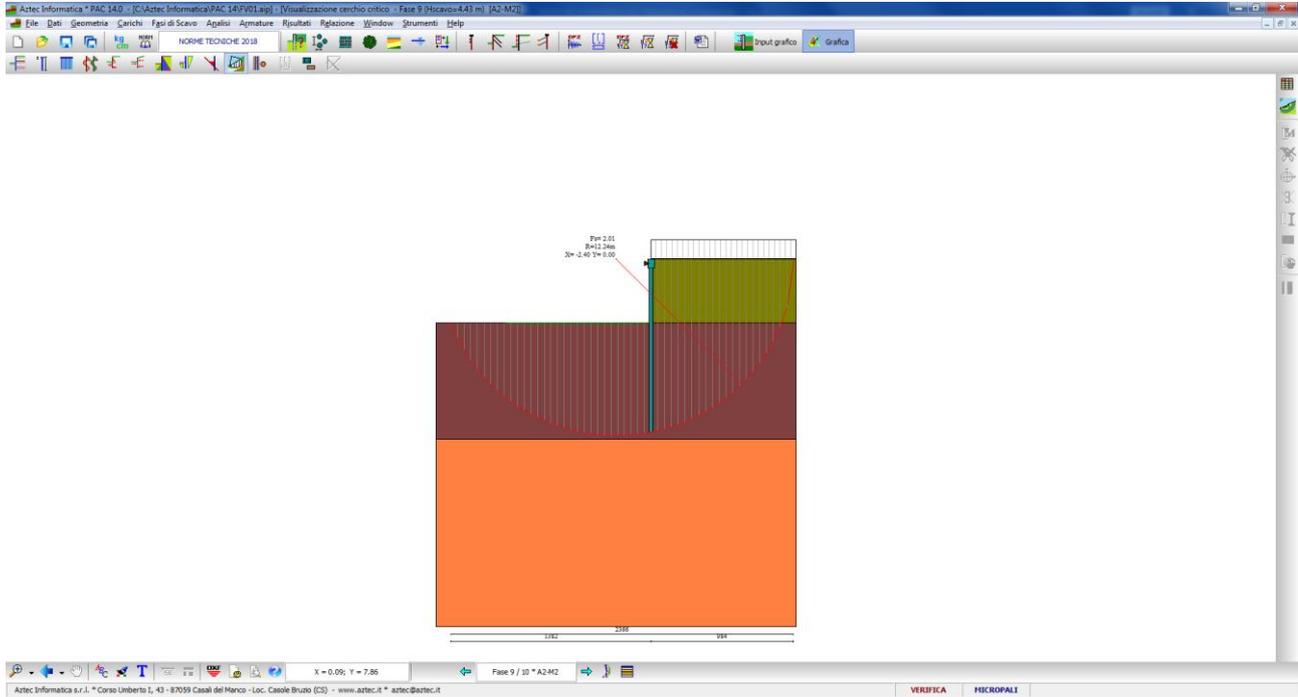


Figura 8: verifica di stabilità (CS_{minimo}= 2.01)

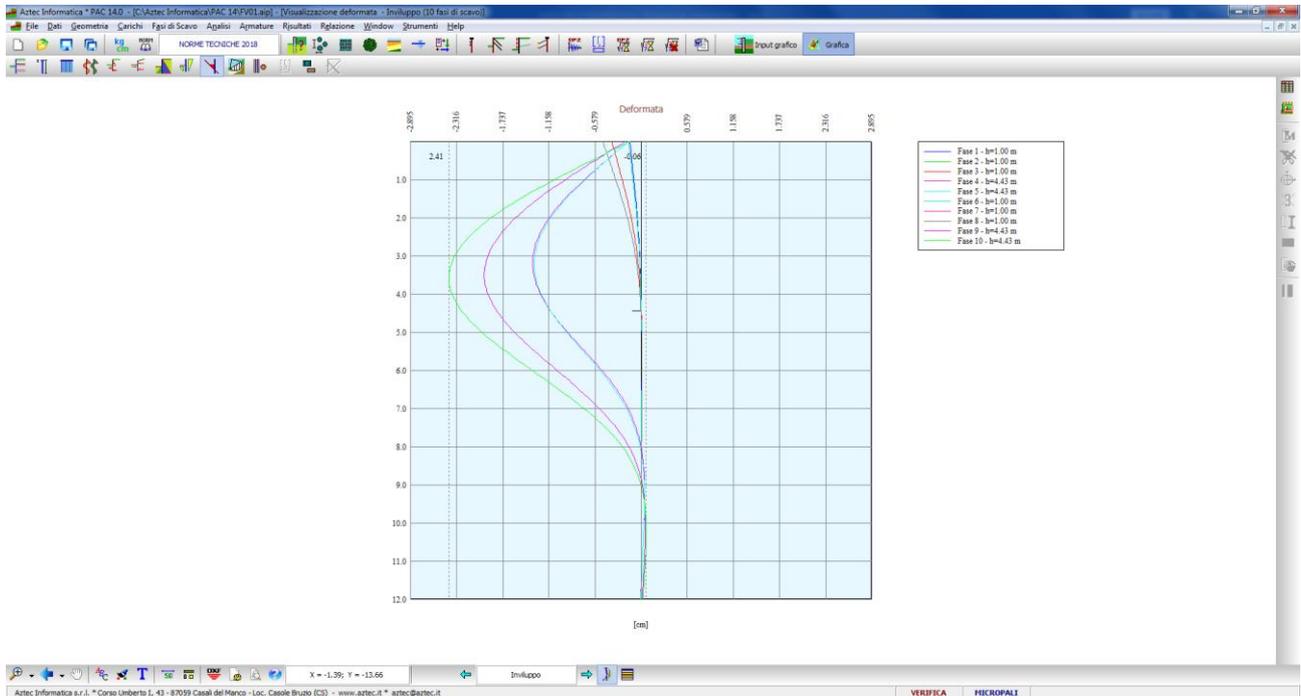


Figura 9: involuppo deformato [cm]

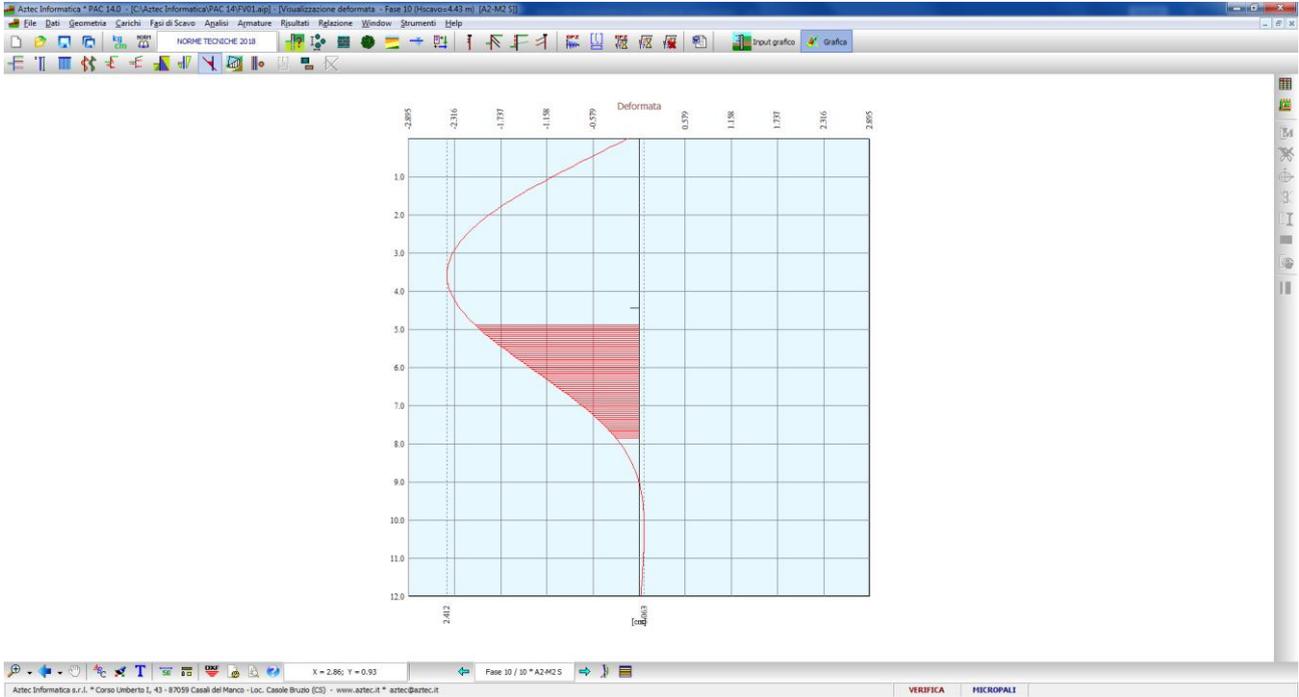


Figura 10: deformata massima fase 10 (A2-M2) pari a 2.412 cm

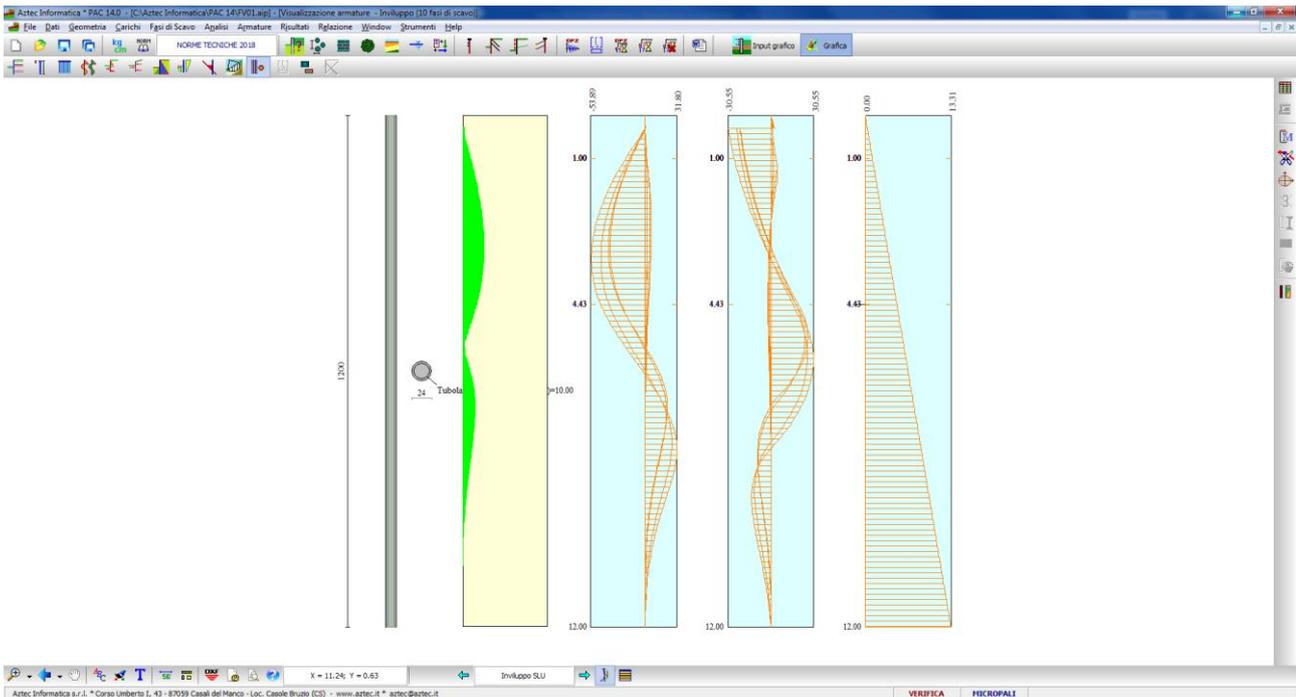
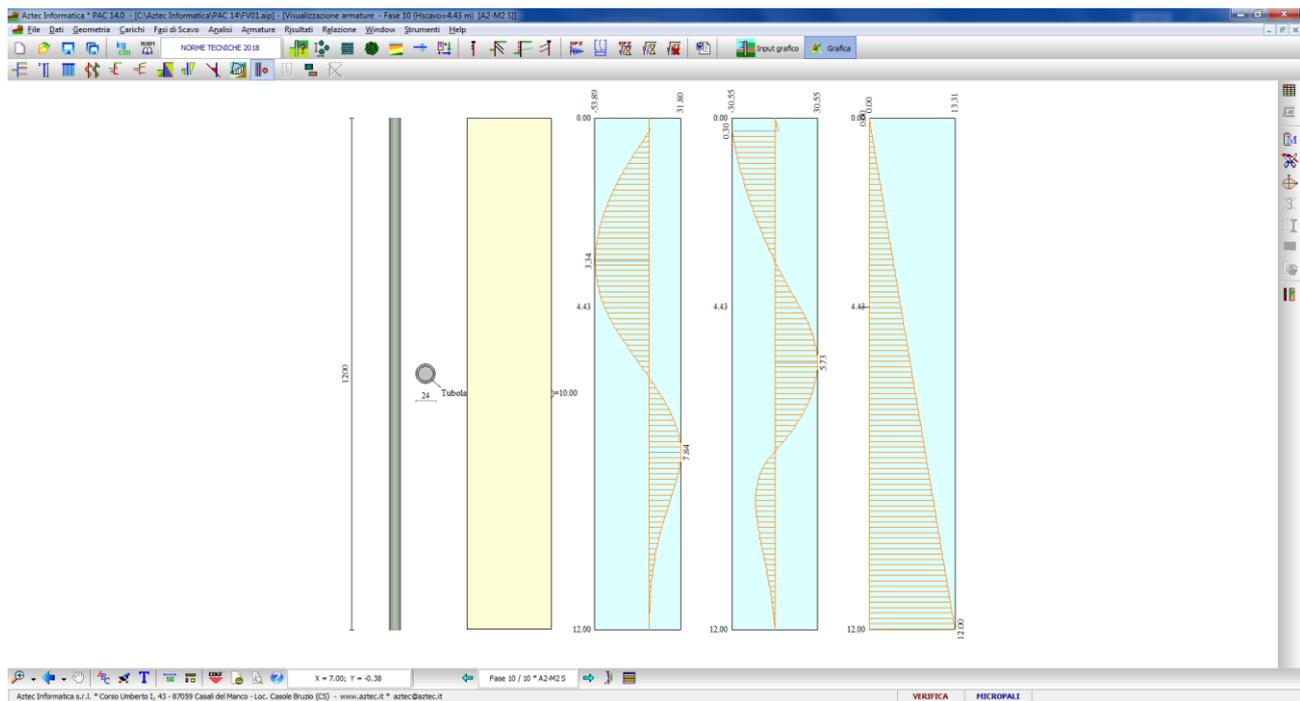


Figura 11: mappa impegno del tubo di armatura

10 VERIFICHE DI RESISTENZA

L'involuppo delle caratteristiche di sollecitazione per metro lineare di paratia è riportato nella figura seguente:

Le sollecitazioni massime sul singolo tubo di armatura valgono:



$$M_{sd} = 31.80 \text{ kNm (a circa 7.84 m dalla sommità)}$$

$$V_{sdmax} = 30.55 \text{ kN (a circa 5.73 m dalla sommità)}$$

$$N_{sd} = 9.09 \text{ kN (alla stessa quota di } M_{sd}\text{)}$$

Il tubo di armatura adottato è un $\varnothing 193.7 \text{ s} = 10.00 \text{ mm}$:

$$A = 57.7 \text{ cm}^2$$

$$I = 2934 \text{ cm}^4$$

$$i = 6.50 \text{ cm}$$

$$W_{el} = 252 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = 338 \text{ cm}^3$$

Si ha che:

$$V_{pl,Rd} = 2A / \pi \times (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = 474.65 \text{ kN} \Rightarrow V_{Sd} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

per cui la verifica della sezione pressoinflessa può essere eseguita senza alcuna riduzione legata al taglio. Verificando la sezione circolare a pressoflessione deve essere:

$$M_{sd} \leq M_{NR,d}$$

si ha:

$$M_{NR,d} = 144.77 \text{ kNm} > M_{sd} = 31.80 \text{ kNm}$$

Infatti il grafico del livello di impegno dell'armatura del palo mostra come l'impegno del tubo di armatura è inferiore al limite di resistenza.

11 VERIFICA DI STABILITÀ PARATIA+TERRENO

La verifica di stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

Il metodo utilizzato è quello di Fellenius, il coefficiente di sicurezza si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \text{tg} \phi_i \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i ed α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i ed ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo della paratia

Assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η .

Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

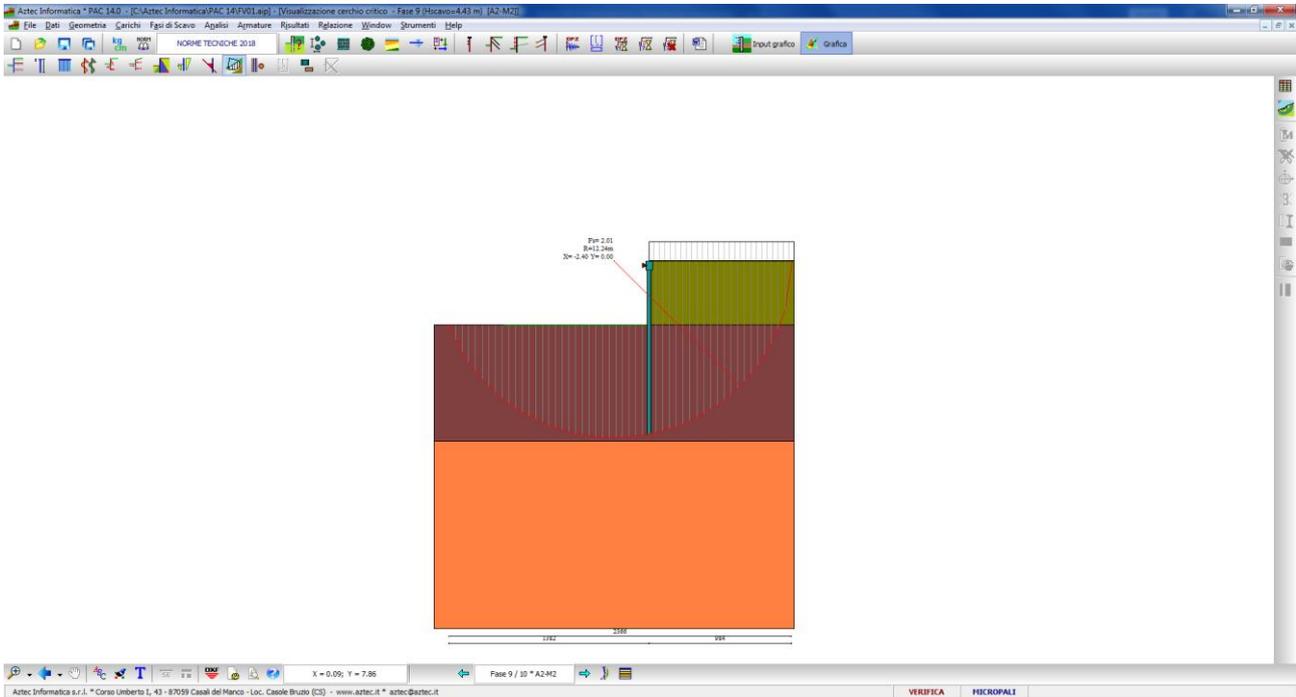


Figura 12: verifica paratia CS = 2.01

Il coefficiente di sicurezza minimo di stabilità risulta pari a 2.01.

12 VERIFICA DEI PUNTONI

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntone) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti.

Nel caso di specie l'azione massima di compressione sul puntone ricavata dal modello di calcolo risulta:

$$R_{E,max} = 82.68 \text{ kN (per metro di paratia)}$$

Su ogni puntone grava quindi una azione di compressione totale pari a $R = 165.36 \text{ kN}$. Il puntone lavora su una luce massima di inflessione valutata nella zona delle nuove rampe scale pari a 3.20 m.

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

IPE IPN HEAA HL Ordina per: w_y l_y g

HEA IPEA HEX UB

HEB IPEO HD UC

HEM IPEX HP W

Acciaio: S235 (Fe360) f_y (N/mm²): 235 f_u: 360

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 7.35 l_{0z} 7.35

N_{Sd} [kN]: 391.25

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 B	20.4	100	100	6.00	10.00	12.00
HE 120 B	26.7	120	120	6.50	11.00	12.00
HE 140 B	33.7	140	140	7.00	12.00	12.00
HE 160 B	42.6	160	160	8.00	13.00	15.00
HE 180 B	51.2	180	180	8.50	14.00	15.00
HE 200 B	61.3	200	200	9.00	15.00	18.00
HE 220 B	71.5	220	220	9.50	16.00	19.00

HE 200 B

N_{by,Rd} [kN]: 1.137 M_{cy,Rd} [kNm]: 143.8

N_{bz,Rd} [kN]: 525.5 M_{cz,Rd} [kNm]: 68.44

V_{ply,Rd} [kN]: 320.8 V_{plz,Rd} [kN]: 775.3

g (Kg/m): 61.3 h (mm): 200 r2 (mm): 0

b (mm): 200 A (cm²): 78.08 i_y (cm): 8.54 i_z (cm): 5.07

tw (mm): 9 I_y (cm⁴): 5.696 I_z (cm⁴): 2.003 I_T (cm⁴): 59.28

tf (mm): 15 W_y (cm³): 569.6 W_z (cm³): 200.3 I_w (cm⁶): 171.100

r1 (mm): 18 W_{ply} (cm³): 642.5 W_{plz} (cm³): 305.8

Classe Sezione: Compressione 1, Flessione My 1, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 1

Verifiche:

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 200 B Acciaio: S235 (Fe360) f_y (N/mm²): 235

N_{Sd} [kN]: 1165.36

Inflessione attorno all'asse

	y - y	z - z
l ₀ [m]	3.2	3.2
Snellezza λ	37.47	63.12
N _{b,Rd} [kN]	1.619	1.296
M _{1,Sd} [kNm]	0	0
M _{2,Sd} [kNm]	0	0
β _M	1.1	1.1
μ	-0.590	-0.683
k	1.057	1.083
M _{c,Rd} [kNm]	143.8	68.44
M _{Sd} [kNm]	0	0

Resistenza della sezione: 0 OK ?

Instabilità flessio-torsionale: 0.128 OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0.128 + 0 + 0 = 0.128$$

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 200 B

Acciaio S235 (Fe360)

fy (N/mm²) 235

z_y [mm] 0.0 L [m] 3.2 = I_{0z} [m]

Coefficienti C
 ? Momenti all'estremità ? Carichi trasversali
 C₁ 1.0 C₂ 0.0 C₃ 1

Coefficienti di lunghezza efficace
 k 1.0 k_y 1.0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = 578.4 M_{e,Rd} [kNm] = 143.8

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0.511$ $\chi_{LT} = 0.921$ M_{b,Rd} [kNm] = 132.4

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 165.36 M_{y,Sd} [kNm] 0.0 M_{z,Sd} [kNm] 0.0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{165.36}{1.296} + \frac{1 \times 0}{132.4} + \frac{1.263 \times 0}{68.44}$$

= 0.128 + 0 + 0 = 0.128 [OK]

La verifica di resistenza e stabilità risulta soddisfatta sia in direzione y che in direzione z.