

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

### POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

#### "PASSANTE DI BOLOGNA"

### PROGETTO DEFINITIVO

## TANGENZIALE NORD E SUD

CORPO STRADALE da pk 10+838 a pk 12+961

PARATIA DI CONTRORIPA MC002

Relazione di calcolo

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano n.A20155  
RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				001
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	
111465	0000	PD	A 2	C 0 6	MC 0 0 2	0 0 0 0 0	R	A P E	0 5 4 3	- 2	SCALA -

 	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:				0	DICEMBRE 2017
							1	SETTEMBRE 2019
						2	SETTEMBRE 2020	

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p>  <p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p>  <p><b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA	3
1.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI VERIFICA	4
1.3	CODICI DI CALCOLO	4
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO</b>	<b>6</b>
3.1	LIVELLO DELLA FALDA	6
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO</b>	<b>7</b>
4.1	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	7
4.2	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	7
4.3	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO	8
4.4	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE	9
4.4.1	<i>Effetti stratigrafici</i>	10
4.4.2	<i>Effetti topografici</i>	10
4.5	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO	10
<b>5</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA – METODO DI CALCOLO</b>	<b>11</b>
5.1	CODICE DI CALCOLO	11
5.2	LEGAME COSTITUTIVO	11
5.3	ANALISI DELLA STRUTTURA	11
5.4	VERIFICHE STRUTTURALI	12
5.5	VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI PALI	12
5.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	12
5.6.1	<i>Generalità</i>	12
5.6.2	<i>Azione stabilizzante dei pali di fondazione</i>	13
5.6.3	<i>Azione stabilizzante dei tiranti</i>	13
5.6.4	<i>Azione sismica</i>	13
5.6.5	<i>Verifica di stabilità</i>	13
5.7	VERIFICA DEI TIRANTI	14
5.7.1	<i>Verifica di resistenza a sfilamento</i>	14
5.7.2	<i>Verifica di resistenza della barra di ancoraggio</i>	15
5.8	VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO	16
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>17</b>
6.1	PESI PROPRI	17
6.2	SPINTA DELLA TERRA	17
6.3	SPINTA DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE	17
6.3.1	<i>Azione sismica</i>	17
6.3.2	<i>Incremento del coefficiente di spinta attiva</i>	18
6.3.3	<i>Riduzione del coefficiente di spinta passiva</i>	19
6.4	AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI	20
6.5	TRAFFICO VEICOLARE	21
6.6	COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI	21
<b>7</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - DATI DI INPUT</b>	<b>22</b>
7.1	FASI ESECUTIVE	22
7.2	COEFFICIENTI DI SPINTA DELLA TERRA	22
7.3	AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI	24

7.4	AZIONE SISMICA .....	24
<b>8</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - RISULTATI .....</b>	<b>25</b>
8.1	FASI DI CALCOLO .....	25
8.2	SPOSTAMENTI .....	28
8.3	AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE .....	30
8.4	SINTESI AZIONI INTERNE .....	33
8.5	SINTESI AZIONI NEI TIRANTI .....	33
<b>9</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - VERIFICHE .....</b>	<b>34</b>
9.1	VERIFICA DELL'IMMORSAMENTO DEI PALI .....	34
9.2	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI .....	34
9.3	VERIFICA DEI TIRANTI .....	37
9.4	VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI .....	37
9.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE .....	39

## 1 PREMESSA

La presente relazione documenta le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno MC002 da realizzarsi in carreggiata nord tra le pk.12+348 e pk.12+436 circa nell'ambito dei lavori di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale del nodo di Bologna.

### 1.1 DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA

Le caratteristiche dell'opera in progetto (vedere anche sezione tipo di cui alla figura n.1.1) sono di seguito riassunte:

- |   |                              |
|---|------------------------------|
| ▪ Altezza massima di scavo compresa fondazione: | 5.70m                        |
| ▪ Tipologia pali di fondazione:                 | trivellati ad elica continua |
| ▪ Lunghezza pali di fondazione:                 | 18.0m                        |
| ▪ Diametro pali di fondazione:                  | 1'000mm                      |
| ▪ Interasse pali di fondazione:                 | 1'200mm                      |
| ▪ Dimensione trave di testa dei pali:           | 180 x 100cm                  |
| ▪ Tiranti a barra tipo DYWIDAG $\Phi$ 32        |                              |
| ▪ Iniezione tiranti:                            | Tipo IRS                     |
| ▪ Lunghezza tratto libero tiranti:              | 10m                          |
| ▪ Lunghezza bulbo tiranti:                      | 15m                          |
| ▪ Diametro di perforazione dei tiranti:         | 200mm                        |
| ▪ Inclinazione sulla verticale dei tiranti:     | 20/30° alternati             |
| ▪ Interasse longitudinale dei tiranti:          | 2.40m                        |

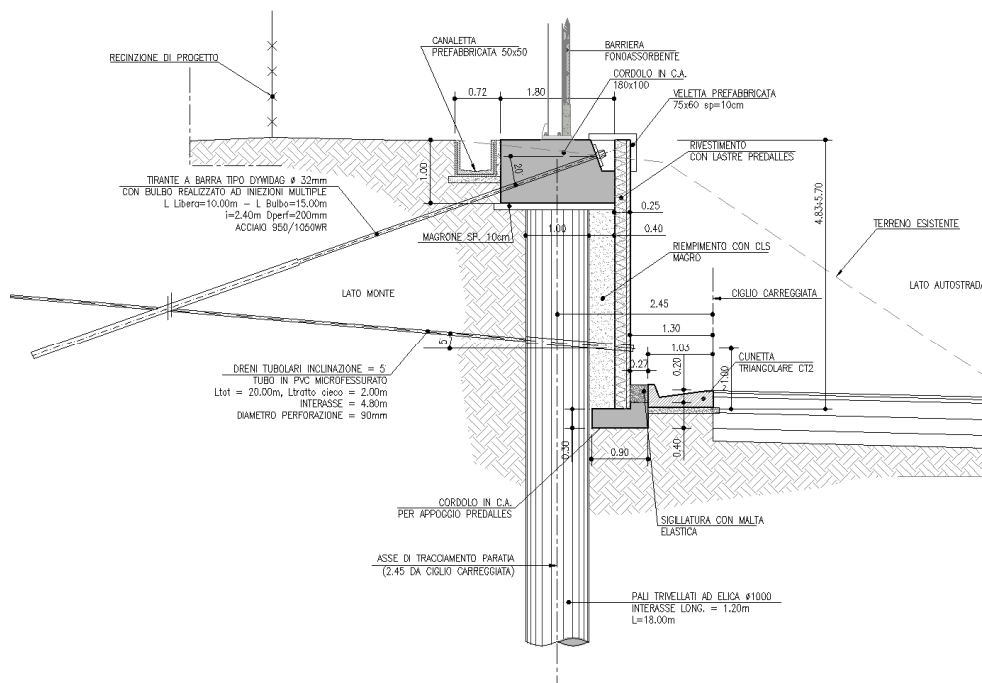


Figura 1-1. Sezione tipo opera di sostegno MC002

L'asse di tracciamento dell'opera coincide con l'asse dei pali di fondazione dista 2.45m dal ciglio di progetto della tangenziale nord. Sulla sommità del muro è prevista l'installazione della barriera antifonica FO09 di altezza pari a 6.50m (tipo 4).

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI DI VERIFICA

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- **Circolare 21 gennaio 2019**, n.7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 5, supplemento ordinario n.35.
- **D.M. 17/01/2018** “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” - GU n°8 del 17/2/2018

In accordo a quanto previsto dalle NTC le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte con riferimento alla teoria degli Stati Limite.

## 1.3 CODICI DI CALCOLO

Per le verifiche geotecniche e strutturali si è fatto ricorso ai seguenti codici di calcolo commerciali:

**RC-SEC\_2019.11.0** – *Geostru* (verifiche sezioni in c.a.)  
**PRATIE-PLUS 20.0.5** - *Ceas* (analisi muro su pali)

## 2 MATERIALI

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI11104 mentre i copriferrì sono definiti in base a NTC-2008 e EN1992-1-1.

### MAGRONE DI SOTTOFONDO

- Classe di resistenza minima: C12/15
- Classe di esposizione: XC0

### CALCESTRUZZO PER TRAVE TESTA PALI

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro "nominale" <sup>(1)</sup>: 40mm

### CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (pali ad elica tipo CFA)

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro "nominale" <sup>(1)</sup>: 80mm

### CALCESTRUZZO PER PREDALLES DI RIVESTIMENTO

- Classe di resistenza minima: C32/40
- Classe di esposizione: XF2
- Copriferro "nominale" <sup>(1)</sup>: 30mm

### ACCIAIO PER ANCORAGGI IN BARRA TIPO DYWIDAG

- Tensione di snervamento  $f_{pyk}$ : 950MPa
- Tensione di rottura  $f_{ptk}$ : 1'050MPa

### MALTE PER TIRANTI DI ANCORAGGIO

- Classe di resistenza minima: C25/30
- Classe di esposizione: XC2
- Eventuali additivi: secondo NTA

### INIEZIONE BULBO TIRANTI DI ANCORAGGIO

- Tipo iniezioni: selettive multiple e ripetute (tipo IRS)
- Tipo valvole di iniezione: a "manchettes"

### ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

- Acciaio in barre: B450C
- Reti: B450A
- Sovrapposizione: 60 diametri

<sup>(1)</sup> – Copriferro *nominale di calcolo* secondo EN1992-1-1 comprensivo di  $\Delta c_{dev} = 5mm$

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Rimandando per i dettagli agli specifici documenti progettuali si considera la seguente stratigrafia di riferimento (sondaggio **S65** e PB12):

Da p.c. locale a 11m: Formazione **A**  
Da 11m a 16m: Formazione **B**  
Da 16m a 21m: Formazione **A**  
Oltre 21m: Formazione **B**

Nello specifico la formazione **A** è costituita prevalentemente da argille e limi debolmente sabbiosi a consistenza da soffice a media mentre la formazione **B** è costituita da materiale granulare (ghiaie e ghiaietto in matrice sabbiosa/limosa) molto addensato con frequenti condizioni di "rifiuto" delle prove SPT.

Per tali formazioni si considerano i parametri geotecnici caratteristici di cui al seguito:

#### Formazione A (fino a 3m dal p.c locale)

$\gamma$  = peso di volume = 19kN/mc  
 $c'$  = coesione efficace = 5kPa  
 $\phi'_k$  = angolo di attrito caratteristico = 28°  
 $E'$  = modulo elastico operativo in carico vergine = 10MPa  
 $E'_{ur}$  = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 20MPa

#### Formazione A (oltre 3m dal p.c locale)

$\gamma$  = peso di volume = 19kN/mc  
 $c'$  = coesione efficace = 0kPa  
 $\phi'_k$  = angolo di attrito caratteristico = 28°  
 $E'$  = modulo elastico operativo in carico vergine = 10MPa  
 $E'_{ur}$  = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 20MPa

#### Formazione B

$\gamma$  = peso di volume = 20kN/mc  
 $c'$  = coesione efficace = 0kPa  
 $\phi'_k$  = angolo di attrito caratteristico = 38°  
 $E'$  = modulo elastico operativo = 50MPa  
 $E'_{ur}$  = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 75MPa

#### 3.1 LIVELLO DELLA FALDA

Il livello piezometrico di progetto è assunto come segue:

Livello lato monte = 4m da p.c. locale

Livello lato valle = 2m da p.c. locale

## 4 INQUADRAMENTO SISMICO

### 4.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA

In accordo a quanto previsto dalle NTC, la tipologia di opere in progetto può essere definita con riferimento alla tabella n.4.1 di cui al seguito.

Opera	Tipo	$V_N$
Parti d'opera provvisionali con $V_N \leq 2$ anni	1	$\leq 2$
Parti d'opera provvisionali con $2\text{anni} < V_N \leq 10$ anni	1	$\leq 10$
<b>Opere ordinarie</b>	<b>2</b>	<b><math>\geq 50</math></b>
Grandi opere	3	$\geq 100$

Tabella n.4.1 – Tipo e vita nominale dell'opera (NTC – tabella 2.4.I)

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera in esame (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) viene invece classificata in accordo a quanto riportato in tabella n.4.2.

Classe d'uso	I	II	III	IV
$C_U$	0.7	1.0	1.5	<b>2.0</b>

Tabella n.4.2 – Classi e coefficienti d'uso (NTC – tabella 2.4.II)

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue:

$V_N =$  50 anni

Classe d'uso IV

$C_U =$  2.0

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale ( $V_N$ ) ed il coefficiente d'uso ( $C_U$ ) ottenendo:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = \mathbf{100 \text{ anni}}$$

### 4.2 TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO

Fissato il periodo di riferimento  $V_R$  e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella n.4.3), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  attraverso l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$



Stati limite di esercizio ( $P_{VR}$ )	Stati limite ultimi ( $P_{VR}$ )
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Tabella n.4.3 – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento  $P_{VR}$

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 949 \text{ anni}$$

### 4.3 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [ $F_0$  e  $T^*_{Cj}$ ):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

$a_g$  = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$  = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

$d_i$  = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al  $V_R$  e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  fissate in progetto, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- $p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;
- $T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Nel caso specifico in studio si fa riferimento alle seguenti coordinate geografiche (WGS84):

latitudine: 44,532117

longitudine: 11,33482

In tabella n.4.4 è, invece, riportato il numero identificativo dei nodi considerati con relative coordinate geografiche e distanza rispetto al sito in esame.

PUNTO	ID	LAT	LONG	DISTANZA (m)
1	16730	44,5150	11,3175	2'479
2	16731	44,5163	11,3875	4'506
3	16509	44,5662	11,3858	5'413
4	16508	44,5650	11,3157	3'890

Tabella n.4.4 – Reticolo di riferimento – Coordinate

Ne derivano i parametri sismici ( $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ ) di cui alla tabella n.4.5 relativi agli stati limite ed al tempo di ritorno considerati.

STATI LIMITE	Classe d'uso II ( $V_R = 50$ anni)			
	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (-)
SLD	101	<b>0.086</b>	2.479	0.285
SLV	949	<b>0.213</b>	2.436	0.304

Tabella n.4.5 – Parametri sismici al sito – suolo tipo A affiorante

#### 4.4 PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

Parametro  $S_S$ : Effetti stratigrafici

Parametro  $S_T$ : Effetti topografici

#### 4.4.1 Effetti stratigrafici

Il parametro  $S_S$  che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue (vedere anche relazione geotecnica):

Categoria di suolo tipo **C**

$$S_S = 1.7 - 0.6F_0 a_g \cong 1.50 \quad (\text{SLD})$$

$$S_S = 1.7 - 0.6F_0 a_g \cong 1.39 \quad (\text{SLV})$$

#### 4.4.2 Effetti topografici

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC. Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

Categoria pendio: T1

$$S_T = 1.0$$

### 4.5 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO

L'accelerazione massima orizzontale al sito ( $a_{\max}$ ) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato ( $a_g$ ) e dei fattori di amplificazione ( $S_S$  ed  $S_T$ ).

Si ottiene pertanto:

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

Da cui:

$$\text{SLD: } a_{\max} = a_g \times S_T \times S_S = 0.086 \times 1.00 \times 1.50 = 0.129$$

$$\text{SLV: } a_{\max} = a_g \times S_T \times S_S = 0.213 \times 1.00 \times 1.39 = 0.296$$

## 5 ANALISI DELL'OPERA – METODO DI CALCOLO

### 5.1 CODICE DI CALCOLO

L'analisi di interazione terreno-struttura è svolta con l'ausilio del codice di calcolo "**PARATIE-PLUS 20**" commercializzato da Harpaceas.

L'opera di sostegno viene modellata come opera "*opera flessibile*" in condizioni di simmetria piana nelle deformazioni (2D) considerando le seguenti ipotesi di tipo "generale".

- Stato piano nelle deformazioni (paratia di lunghezza infinita).
- Terreno modellato come un letto di molle con legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- Struttura discretizzata in elementi perfettamente elastici.
- Solutore agli elementi finiti (FEM).
- Eventuali contrasti modellati per mezzo di molle di opportuna rigidezza.
- Sovraccarichi a monte ed a valle della paratia trasformati in spinte sul paramento in accordo a quanto previsto dalla teoria elastica.
- Mobilitazione della spinta della terra funzione del livello di deformazione partendo da una condizione iniziale di spinta "*a riposo*" ( $k_0$ ). I valori massimi e minimi della spinta vengono definiti in funzione dei coefficienti di spinta "*passiva*" ( $K_p$ ) e "*attiva*" ( $K_a$ ) rispettivamente.

### 5.2 LEGAME COSTITUTIVO

Per i dettagli si rimanda al manuale di teoria del codice di calcolo *PARATIE-PLUS*. Da un punto di vista generale la legge costitutiva del terreno viene definita da due sottoclassi di parametri: parametri di spinta ( $K_0$ ,  $K_a$  e  $K_p$ ) e parametri di deformabilità.

Per quanto concerne i **parametri di spinta**, si rimanda al capitolo successivo. I **parametri di deformabilità** del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle equivalenti. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse,  $k$ , è data da

$$k = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidezza del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Il parametro  $E$  può essere definito in funzione dello stato tensionale o assunto costante e tiene conto degli effetti dello scarico/ricarico mediante opportuni coefficienti moltiplicativi (da 3 a 10 nel caso delle argille e da 1.5 a 3.0 nel caso delle sabbie/ghiaie).

### 5.3 ANALISI DELLA STRUTTURA

In accordo al §6.2.4.1.3 (NTC) l'analisi di interazione terreno-struttura viene svolta con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, amplificando l'effetto delle azioni con i coefficienti parziali del gruppo A1.

In accordo a §6.5.3.1.2 le verifiche vengono svolte considerando l'Approccio 1 che prevede le combinazioni STR e GEO e impone (vedere §2.6.1) che "[...] *in tutti i casi, sia nei confronti del dimensionamento strutturale, sia per quello geotecnico, si deve utilizzare la combinazione più gravosa fra le due precedenti* [...]".

Per quanto attiene la verifica strutturale si impone che non si possano formare cerniere plastiche (comportamento non dissipativo) ricorrendo ad un legame costitutivo del calcestruzzo di tipo elastico ("*prima plasticizzazione*").

Nello specifico il calcolo viene svolto in 6 differenti combinazioni:

- Nominale (tutti coefficienti parziali unitari)
- SLE-Rara
- SLU - A1-M1-R1 (R3 per i tiranti)
- SLU - A2-M2-R1
- SISMICA - STR
- SISMICA - GEO

Nella fase di realizzazione dell'opera si considera un sovrascavo pari a 50cm come previsto in NTC (§6.5.2.2).

## 5.4 VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica strutturale dei pali di fondazione e del sovralzato viene svolta con riferimento alla teoria dello stato limite considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

Per quanto attiene la verifica delle sezioni in c.a. si impone che non si possano formare cerniere plastiche (**comportamento non dissipativo**) ricorrendo ad un legame costitutivo del calcestruzzo di tipo elastico ("prima plasticizzazione").

## 5.5 VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI PALI

La lunghezza di immersione dei pali di fondazione viene definita sulla base del più restrittivo dei seguenti criteri:

- A. Garanzia nei riguardi della stabilità globale dell'opera.
- B. Immorsamento minimo al di sotto della quota di fondo scavo 5.0m
- C. Mobilitazione della spinta passiva non superiore all'90% della spinta potenzialmente mobilitabile in condizioni più gravose.

## 5.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

### 5.6.1 Generalità

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.). La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da **Morghestern & Price per superfici di rottura di forma cilindrica**.

### 5.6.2 Azione stabilizzante dei pali di fondazione

Ai fini della stabilità globale i pali vengono considerati come elementi strutturali atti ad imporre che le potenziali superfici di rottura debbano passare al di sotto della base degli stessi.

### 5.6.3 Azione stabilizzante dei tiranti

Ai fini della stabilità globale si trascura, cautelativamente, l'azione stabilizzante dei tiranti.

### 5.6.4 Azione sismica

Si ricorre ad un approccio di tipo pseudo-statico che consiste nell'aggiungere ai carichi statici di progetto una forza rappresentativa della forza di inerzia prodotta dal passaggio delle onde sismiche nella massa di terreno. Da un punto di vista operativo si ricorre agli stessi codici impiegati per le analisi statiche con la semplice aggiunta di una forza di volume calcolata come di seguito indicato.

Con riferimento a quanto definito nelle NTC (paragrafo n.7.11.3.5.2) l'azione sismica viene messa in conto per mezzo dei seguenti coefficienti di accelerazione:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (\text{verso l'alto})$$

Dove:

$a_{\max}$  = accelerazione massima al suolo

$g$  = accelerazione di gravità

$\beta_s = 0.38$  per analisi SLV

### 5.6.5 Verifica di stabilità

Si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC. La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo:	1 – C2
Stato limite (SLU):	GEO
Coefficienti parziali:	$A_2, M_2, R_2$ (vedere tabella n.5.1)

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq \tau_s / \gamma_R$$

Dove:

$\tau_m$  = sforzo di taglio mobilitato (da calcolare con fattori di cui a tabella n.5.1)

$\tau_s$  = sforzo di taglio disponibile (da calcolare con fattori di cui a tabella n.5.1)

$\gamma_R$  = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

VERIFICA	$\gamma_F$			$\gamma_M$				$\gamma_R$
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	$c'$	$c_u$	$q_u$	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti						
STATICA	1.0	1.3	1.3	1.25	1.25	1.40		1.1
SISMA_SLV	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0		1.2

Tabella n.5.1 – Analisi di stabilità globale - Coefficienti parziali

## 5.7 VERIFICA DEI TIRANTI

I tiranti previsti in progetto sono del tipo a “barra” con bulbo di ancoraggio realizzato mediante **iniezioni multiple e ripetute (IRS)**.

### 5.7.1 Verifica di resistenza a sfilamento

Si ricorre a quanto indicato da *Bustamante e Doix* (1985) sulla base di una serie di prove sperimentali. In questo caso la resistenza ultima misurata ( $R_{a,c}$ ) può essere definita sulla base dei grafici forniti dagli autori in relazione alle caratteristiche geotecniche dei materiali interessati e al tipo di iniezione (semplice o multipla):

$$R_{a,c} = \pi \cdot D_b \cdot L_B \cdot \tau$$

dove:

$D_b$  = diametro medio del bulbo:  $D_b = \alpha \cdot D_p$

$D_p$  = diametro di perforazione

$L_B$  = lunghezza del bulbo

$\alpha = D_b/D_p$

$\tau$  = aderenza limite bulbo–terreno

Per quanto concerne i valori dei parametri  $q_a$  e  $\alpha$  nel caso particolare in esame si assume (iniezione tipo IRS):

Formazione A:  $\alpha \cdot \tau = 120\text{kPa}$

Formazione B:  $\alpha \cdot \tau = 200\text{kPa}$

Nota la resistenza misurata, la resistenza “caratteristica” è data dalla relazione:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

	N°VERTICALI INDAGINE				
	1	2	3	4	≥ 5
$\xi_{Sa3}$	1.80	1.75	1.70	1.65	1.60
$\xi_{Sa4}$	1.80	1.70	1.65	1.60	1.55

Tabella n.5.2 – Fattori di correlazione per approccio analitico

Nel caso specifico in studio si considera quanto segue:

$$\xi = \xi_{a3} = 1.80$$

La verifica di sfilamento viene svolta (NTC – paragrafo 6.6.2) con riferimento alle seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2  
Stato limite (SLU): GEO  
Coefficienti parziali:  $A_1, M_1, R_3$

Si verifica che valga:

$$T_d \leq R_d = R_{ak} / \gamma_R$$

dove:

$T_d$  = azione di calcolo

$R_d$  = resistenza di design

$R_{ak}$  = resistenza caratteristica

$\gamma_R$  = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo = 1.2 (tirante permanente)

Si omette il calcolo della resistenza a sfilamento dell'armatura metallica rispetto al bulbo in quanto non dimensionante ai fini progettuali.

### 5.7.2 Verifica di resistenza della barra di ancoraggio

Si fa riferimento a quanto previsto nelle NTC (paragrafo 4.1.8.1, 4.1.2.1 e 11.3.3.2) per strutture a barra. La resistenza di calcolo delle barre ( $f_{pyd}$ ) viene definita rispetto al valore caratteristico ( $f_{pyk}$ ) come segue:

$$f_{pyd} = f_{pyk} / 1.15$$

Nel caso particolare in oggetto (barre tipo *Dywidag*  $\phi 32\text{mm}$  – acciaio 950/1050) si ottiene:

$$T_k = (\pi\phi^2/4)f_{pyk}/1.15 = 804 \times 950 / 1.15 = 664'359 \text{N/mm}^2 \cong 660 \text{kN}$$



## 5.8 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO

In condizioni SLE si verifica che siano rispettate le seguenti limitazioni sugli spostamenti calcolati:

1. Spostamento massimo complessivo da inizio costruzione ( $s_{\max}$ ) inferiore a 1.5% dell'altezza di calcolo del muro:

$$s_{\max} \leq 1.5\% H_{\text{muro}}$$

2. Spostamento in esercizio al netto dello spostamento a fine costruzione ( $\Delta s$ ) inferiore a 0.5% dell'altezza di calcolo del muro

$$\Delta s \leq 0.5\% H_{\text{muro}}$$

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 PESI PROPRI

Per i getti in opera si considera un peso proprio pari a 25kN/m<sup>3</sup>

### 6.2 SPINTA DELLA TERRA

il coefficiente di spinta a riposo ( $K_0$ ) fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace quella verticale efficace e dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

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

dove:

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

OCR = grado di sovraconsolidazione

m = parametro empirico compreso tra 0.4 e 0.7; Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979)

Il coefficiente di spinta attiva ( $K_a$ ) e di spinta passiva ( $K_p$ ) vengono valutati ricorrendo alla correlazione di Caquot & Kerisel (1948) valida per superfici di rottura di tipo complesso (spirale logaritmica) ed in grado di tenere conto dell'attrito tra paratia e terreno ( $\delta$ ). Quest'ultimo parametro viene in genere assunto pari a:

Analisi statiche:  $\delta/\phi = 0.67$

Analisi sismiche – spinta attiva:  $\delta/\phi = 0.67$

Analisi sismiche – spinta passiva:  $\delta/\phi = 0.0$

### 6.3 SPINTA DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE

#### 6.3.1 Azione sismica

L'azione sismica da impiegarsi per il calcolo delle spinte sulle opere di sostegno viene espressa con riferimento ai "coefficienti sismici" di cui al seguito (NTC – paragrafo n.7.11.6.3.1):

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \geq 0.2 \cdot a_{max}$$

$$k_v = 0$$

dove:

$k_h$  = coefficiente sismico orizzontale

$k_v$  = coefficiente sismico verticale

$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$  = accelerazione massima di progetto al suolo

$\alpha$  = coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni (cfr. figura n.6.1)

$\beta$  = coefficiente che tiene conto della deformabilità dell'opera (cfr. figura n.6.1)

H = altezza massima dello scavo

$u_s$  = spostamento tollerato dalla paratia senza riduzione della resistenza

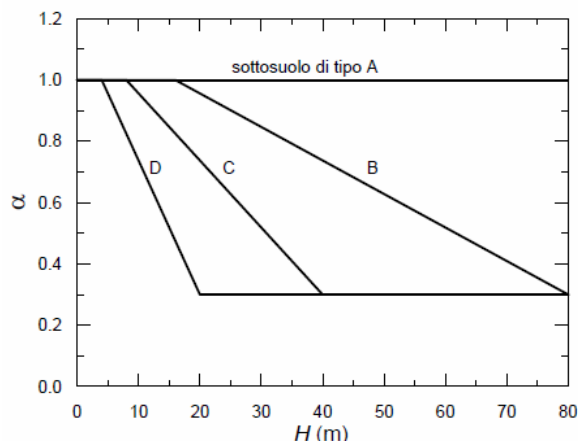


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

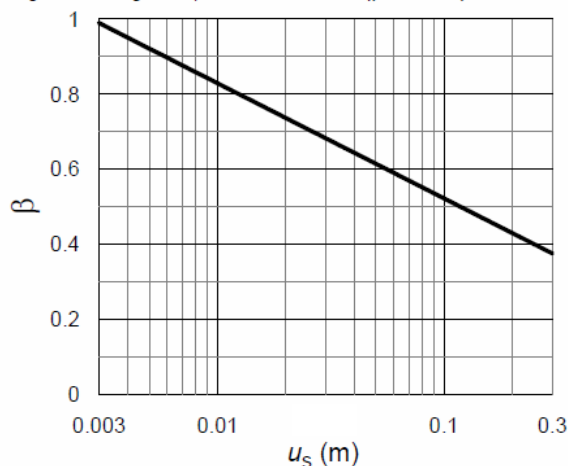


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.

Figura n.6.1 - Coefficiente α e β (figura n.7.11.3 - NTC)

L'azione sismica viene, pertanto, messa in conto considerando 2 differenti contributi:

- 1) Incremento del coefficiente di spinta attiva del terreno
- 2) Decremento del coefficiente di spinta passiva del terreno

### 6.3.2 Incremento del coefficiente di spinta attiva

Il coefficiente di spinta attiva (contributo statico + sismico) viene pertanto calcolato ricorrendo alla formulazione di Mononobe & Okabe:

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove (con ovvio significato dei simboli) si possono distinguere 3 differenti casi come di seguito indicato:

<b>Caso 1</b> Assenza di falda	$\vartheta = \arctan k_h / (\pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma_{nat} \cong \gamma_{sat}$
<b>Caso 2</b> Terreno impermeabile saturo	$\vartheta = \arctan \left( \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (\pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$
<b>Caso 3</b> Terreno permeabile saturo	$\vartheta = \arctan \left( \frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \right) \cdot k_h / (\pm k_v)$	$\gamma^* = \gamma'$

Definito il coefficiente di spinta attiva ( $K_{as}$ ) come sopra indicato (contributo statico + contributo del sisma) è possibile risalire all'incremento di spinta dovuto al solo sisma operando come segue:

- 1) Si calcola la spinta attiva in condizioni statiche:  $S_a$
- 2) Si calcola la spinta attiva in presenza di sisma:  $S_{as}$
- 3) Si calcola l'incremento dovuto al solo sisma:  $\Delta S_{as} = S_{as} - S_a$

Il codice PARATIE-PLUS consente di mettere in conto l'azione sismica così calcolata con due differenti modalità operative:

*Modalità 1):* si tratta del metodo più tradizionale in base al quale la spinta sismica  $\Delta S_{as}$  viene applicata a monte come azione esterna con distribuzioni da definire (rettangolare, trapezia, su tutta altezza o solo sulla parte fuori terra, ecc.).

*Modalità 2):* si tratta di un metodo alternativo (più sofisticato) che permette di correlare l'entità delle spinte alla deformabilità della parete considerando valori intermedi tra l'estremo superiore di paratia "rigida" (teoria di Wood) e paratia "flessibile" (teoria di Mononobe-Okabe e Lanecclotta, 2007).

Nel caso specifico si ricorre alla **modalità 2**. Per maggiori dettagli si rimanda al Manuale del programma.

### 6.3.3 Riduzione del coefficiente di spinta passiva

In analogia a quanto visto per la spinta attiva (metodo di Mononobe & Okabe) è possibile calcolare l'entità del coefficiente di spinta passiva in accordo all'espressione di cui al seguito, imponendo un attrito terreno-manufatto nullo.

$$K_{ps} = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta) \left[ 1 - \frac{\sqrt{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\psi - \vartheta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

La spinta passiva in condizioni sismiche viene calcolata considerando un attrito terra-opera nullo.

## 6.4 AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI

La pressione del vento sulle barriere fonoassorbenti viene calcolata in accordo a quanto previsto dalle NTC (§3.3) ed a CNR-DT 207/2008. Per i dettagli del calcolo delle azioni al piede del montante si rimanda agli elaborati specifici.

Le azioni trasmesse dalle barriere fonoassorbenti sono state cautelativamente calcolate facendo riferimento al caso del tratto di "bordo" e considerando un valore "medio" del coefficiente di pressione pari a 2.40 (si osserva che per il calcolo dei montanti il valore del coefficiente di pressione è stato affinato e rigorosamente definito ai sensi della norma). Vista la tipologia di fondazione (paratia di pali di grosso diametro) si trascura, a favore di sicurezza, l'effetto del peso dei montanti e dei pannelli.

In tabella n.6.1 di cui al seguito sono riassunti i valori delle azioni agenti al piede dei montanti (interasse 4m) per la barriera tipo 4 di altezza pari a 6.50m.

	<b>Peso risultante</b>	<b>Azione normale</b>	<b>Taglio</b>	<b>Momento</b>
	$F_k$	$N_k$	$T_k$	$M_k$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
<b>1 Peso proprio</b>	<b>6.5</b>	<b>-6.5</b>	<b>0.0</b>	<b>-0.5</b>
G1a - inferiore	4.0	-4.0	0.0	0.0
G1b - superiore	2.5	-2.5	0.0	-0.5
<b>2 Carichi permanenti</b>	<b>19.5</b>	<b>-19.5</b>	<b>0.0</b>	<b>-5.7</b>
G2 - pannello inferiore in cls	7.5	-7.5	0.0	-1.8
G3 - pannelli inferiori in acciaio	7.0	-7.0	0.0	-1.6
G4 - pannelli superiori in acciaio	5.0	-5.0	0.0	-2.3
G - Pesi propri e permanenti	<b>26.0</b>			
	<b>Forza risultante</b>	<b>Azione normale</b>	<b>Taglio</b>	<b>Momento</b>
	$F_k$	$N_k$	$T_k$	$M_k$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)
<b>3 Vento X+</b>		<b>-3.6</b>	<b>53.9</b>	<b>-181.4</b>
pannelli inferiori	33.4	0.0	33.4	-70.1
pannelli superiori	20.8	-3.6	20.5	-111.4
<b>4 Vento X-</b>		<b>3.3</b>	<b>-49.6</b>	<b>167.1</b>
pannelli inferiori	-30.7	0.0	-30.7	64.5
pannelli superiori	-19.2	3.3	-18.9	102.6
<b>6 Pressione dinamica veicolare</b>		<b>1.4</b>	<b>-20.7</b>	<b>69.6</b>
pannelli inferiori	-12.8	0.0	-12.8	26.9
pannelli superiori	-8.0	1.4	-7.9	42.7

Tabella n.6.1 – Azioni caratteristiche e SLU/SLE per montanti interasse 4m per FOA tipo 4

Si considerano 2 combinazioni caratteristiche e dimensionanti:

VENTO X+ (vento da esterno autostrada e neve su sbalzo)

VENTO X- (vento da interno autostrada)

Tali azioni vengono implementate nel modello di calcolo dell'opera di sostegno previa divisione per interasse tra i montanti pari a 4m.

	Azione normale	Taglio	Momento
	$N_k$	$T_k$	$M_k$
	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
<b>1</b> Peso proprio + permanenti	<b>-6.5</b>	<b>0.0</b>	<b>-1.6</b>
<b>3</b> Vento X+	<b>-0.9</b>	<b>13.5</b>	<b>-45.4</b>
<b>4</b> Vento X-	<b>0.8</b>	<b>-12.4</b>	<b>41.8</b>

Tabella n.6.2 – Azioni caratteristiche per metro lineare di muro implementate nel calcolo

## 6.5 TRAFFICO VEICOLARE

Si tiene conto del carico dovuto al traffico veicolare a tergo dell'opera di sostegno mediante una pressione omogenea pari a 20kPa (valore "caratteristico") applicata in corrispondenza della sede autostradale.

## 6.6 COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI

I coefficienti considerati nelle varie combinazioni di carico sono riassunti nella seguente tabella n.6.3.

		Coefficienti di combinazione			
Combinazione		Traffico	Vento	Sisma	Urto
SLE-R	Vento	<b>0.75</b>	<b>1.00</b>	0.00	0.00
	Traffico	<b>1.00</b>	<b>0.60</b>	0.00	0.00
SLE-F	Vento	<b>0.25</b>	<b>0.20</b>	0.00	0.00
	Traffico	<b>0.75</b>	0.00	0.00	0.00
SLE-Q	--	<b>0.25</b>	0.00	0.00	0.00
SLU	Vento	<b>0.75</b>	<b>1.00</b>	0.00	0.00
SLU	Traffico	<b>1.00</b>	<b>0.60</b>	0.00	0.00
SLU	Urto	<b>0.25</b>	0.00	0.00	<b>1.00</b>
SLV	Sisma	<b>0.25</b>	0.00	<b>1.00</b>	0.00

Tabella n.6.3 – Coefficienti di combinazione

## 7 ANALISI DELL'OPERA - DATI DI INPUT

### 7.1 FASI ESECUTIVE

Vengono le seguenti fasi esecutive:

0. Inizializzazione in condizioni geostatiche
1. Attuale configurazione in trincea
2. Realizzazione dell'opera di sostegno
3. Riprofilatura a valle
4. C.d.C. 1 – Azione sulle FOA (vento da interno)
5. C.d.C. 2 – Azione sulle FOA (vento da esterno + neve)
6. C.d.C. 3 – Sisma

### 7.2 COEFFICIENTI DI SPINTA DELLA TERRA

Nelle seguenti figure n.7.1÷7.3 sono sintetizzati i coefficienti di spinta impiegati nelle verifiche statiche e sismiche.

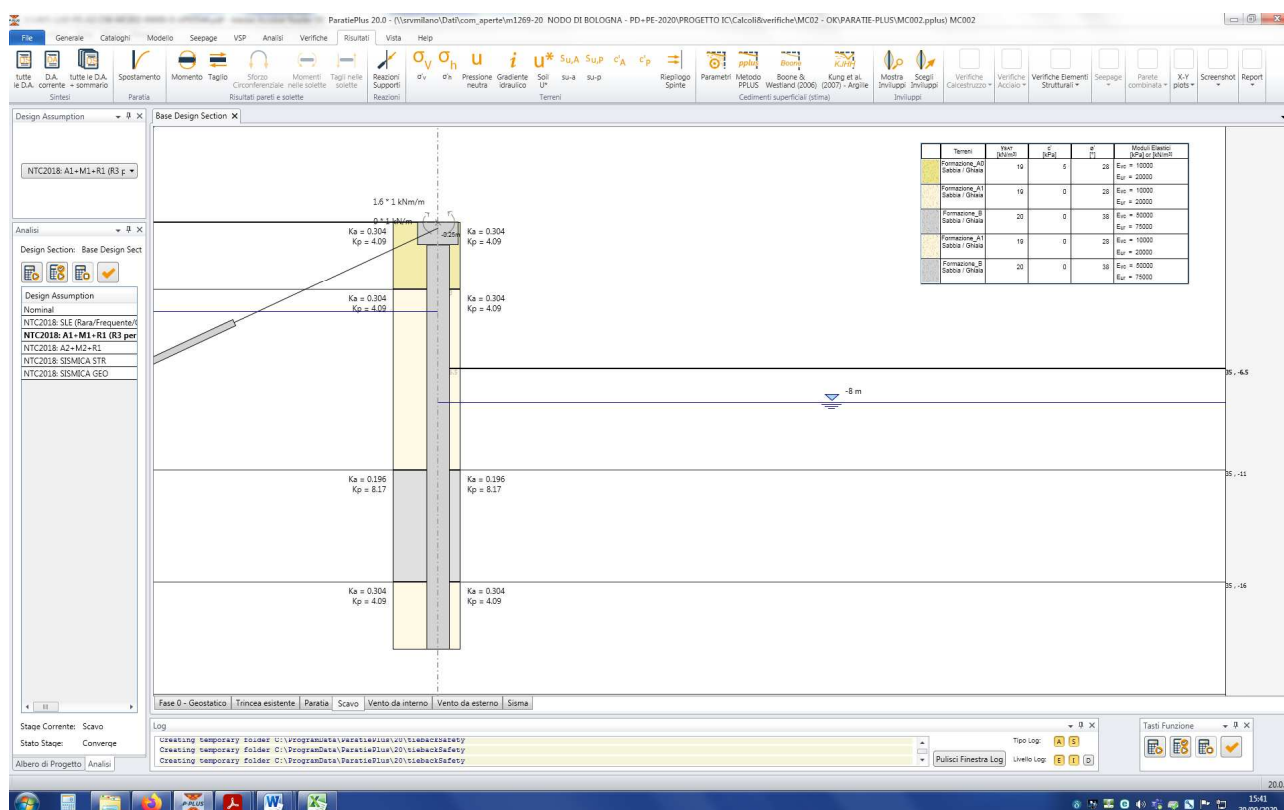


Figura n.7.1 – Verifiche statiche STR - Coefficienti di spinta

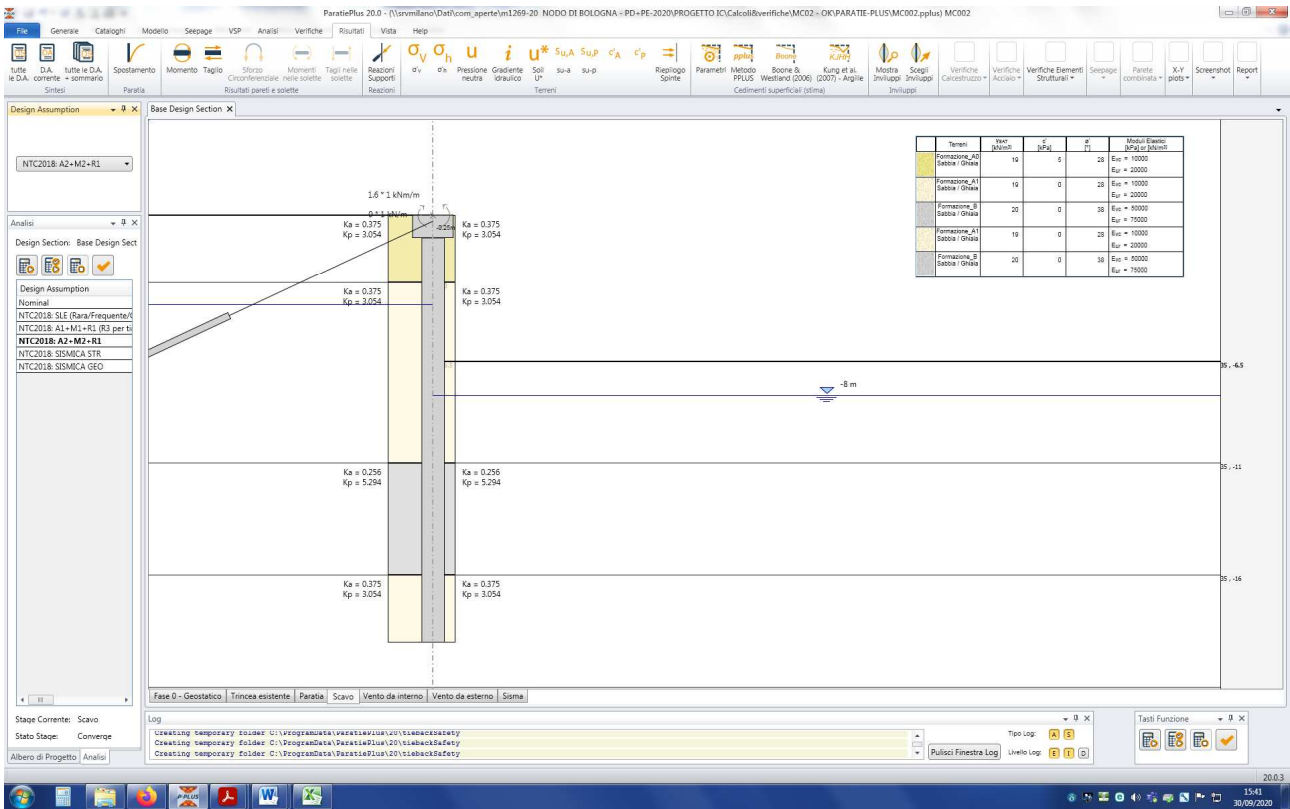


Figura n.7.2 – Verifiche statiche GEO - Coefficienti di spinta

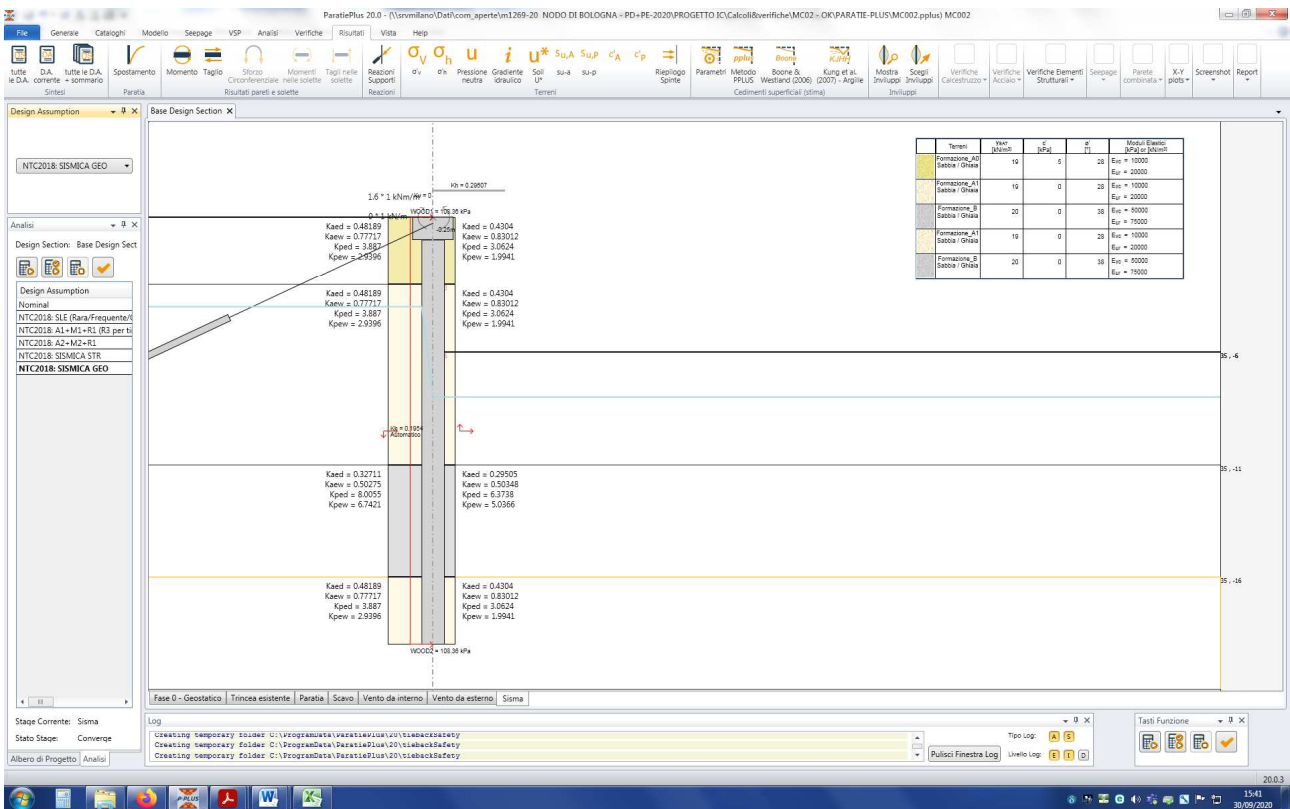


Figura n.7.3 – Verifiche sismiche - Coefficienti di spinta



### 7.3 AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI

Sulla sommità del muro è prevista l'installazione della barriera antifonica FO09 di altezza pari a 6.50m. Si riporta di seguito il valore "caratteristico" del momento flettente e del taglio ( $M_k$  e  $V_k$ ) per metro lineare di sviluppo agenti a base montante come già definito nella precedente tabella n.6.2 per le due combinazioni considerate.

#### Peso proprio

$$M_k = 1.6 \text{ kNm/m}$$

#### Vento da esterno autostrada e neve su sbalzo

$$V_k = -13.5 \text{ kN/m}$$

$$M_k = 45.4 \text{ kNm/m}$$

#### Vento da interno autostrada

$$V_k = 12.4 \text{ kN/m}$$

$$M_k = -41.8 \text{ kNm/m}$$

### 7.4 AZIONE SISMICA

Segue sintesi dei parametri sismici impiegati nell'analisi.

The screenshot shows the 'Opzioni Sisma' (Seismic Options) window. It is divided into several sections for defining seismic parameters:

- 1. Definizione accelerazione:**
  - Coefficiente accel. base  $a_g / g$ : 0.213 (NTC)
  - Fattore importanza  $I$ : 1
  - Coefficiente  $S_s$ : 1.39
  - Coefficiente  $S_T$ : 1
  - $a_{max} / g =$ : 0.29607
- 2. Accelerazione di calcolo:**
  - Selected: **NTC**
  - $U_{sa}$ : 0.035 m
  - $\beta =$ : 0.6599
  - $\alpha =$ : 1
  - $k_h = \alpha \beta a_{max}$ : 0.1954
- 3. Definizione calcolo:**
  - Modalità spinta: **Paratia intera**
  - Comportamento idraulico: **Terreno impervio**
  - $k_{wu}$  (%  $k_h$ ): 0.5
  - $k_{wd}$  (%  $k_h$ ): -0.5
  - $R_u$ : 0
  - Includi inerzia paratia:
- 4. Metodo di calcolo:**
  - Selected: **Procedura Automatica (Paratie)**
  - Pressione di Wood [0-1]: 1
  - Valore Applicato: 0.29607
  - Selected: **Manuale (Carichi Esterni)**
  - Comportamento Paratia: **Flessibile (usa  $k_h$ )**
  - Metodo: **Mononobe-Okabe**
  - $B =$ : 0.375
  - Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$ :
  - $\alpha_1 =$ : 1.6
  - $\alpha_2 =$ : 0.4

## 8 ANALISI DELL'OPERA - RISULTATI

### 8.1 FASI DI CALCOLO

Segue la rappresentazione grafica delle singole fasi di calcolo precedentemente descritte.

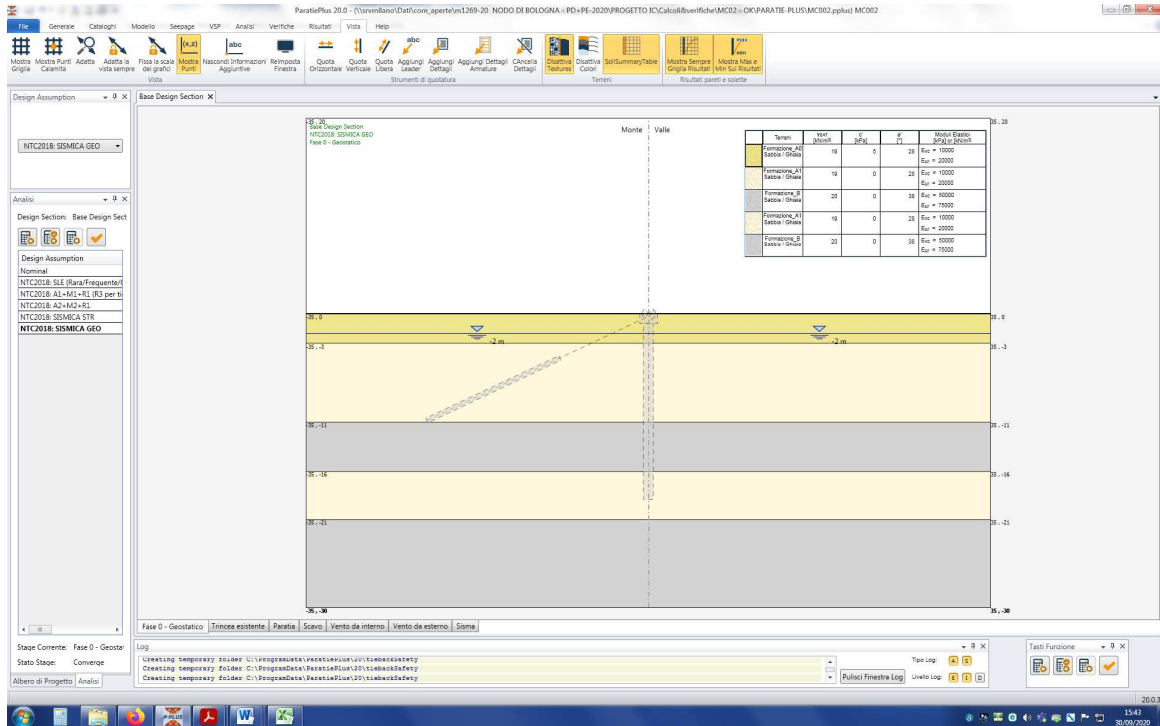


Figura n.8.1 – FASE 0 - Inizializzazione in condizioni geostatiche

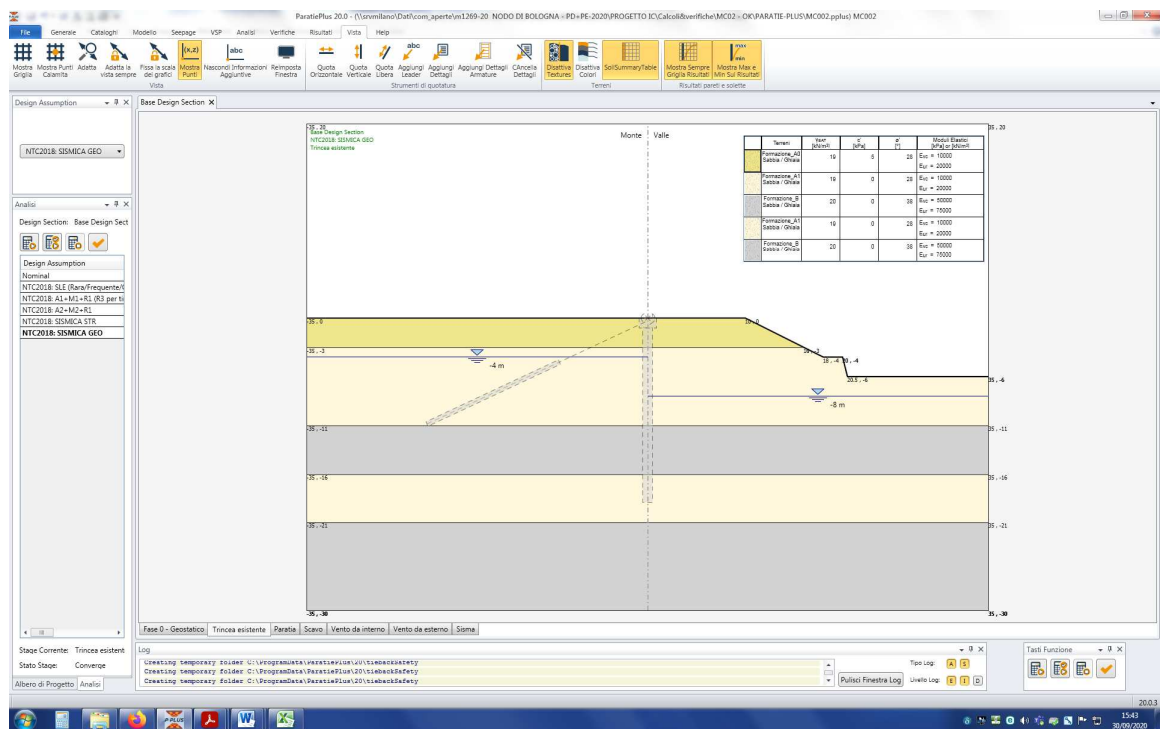


Figura n.8.2 – FASE 1 - Attuale configurazione in trincea

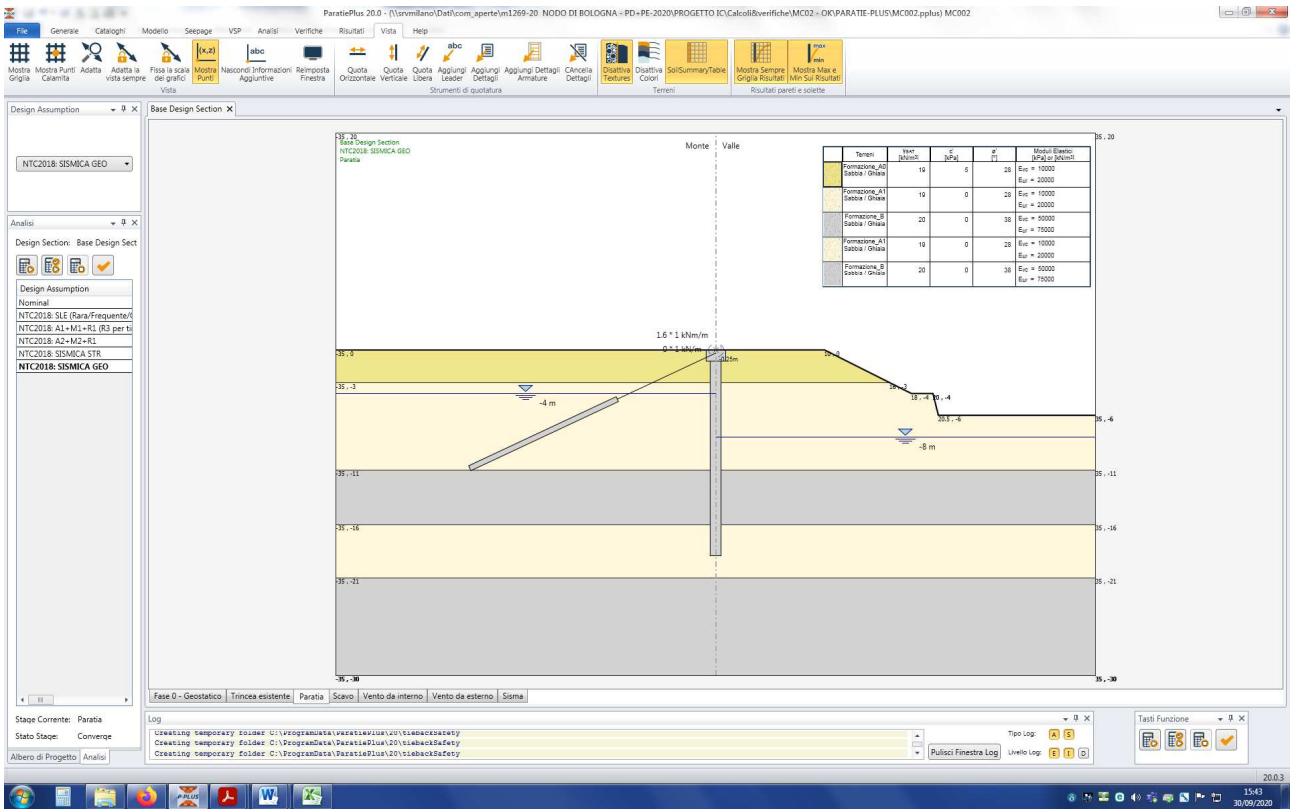


Figura n.8.3 - FASE 2 - Realizzazione dell'opera di sostegno

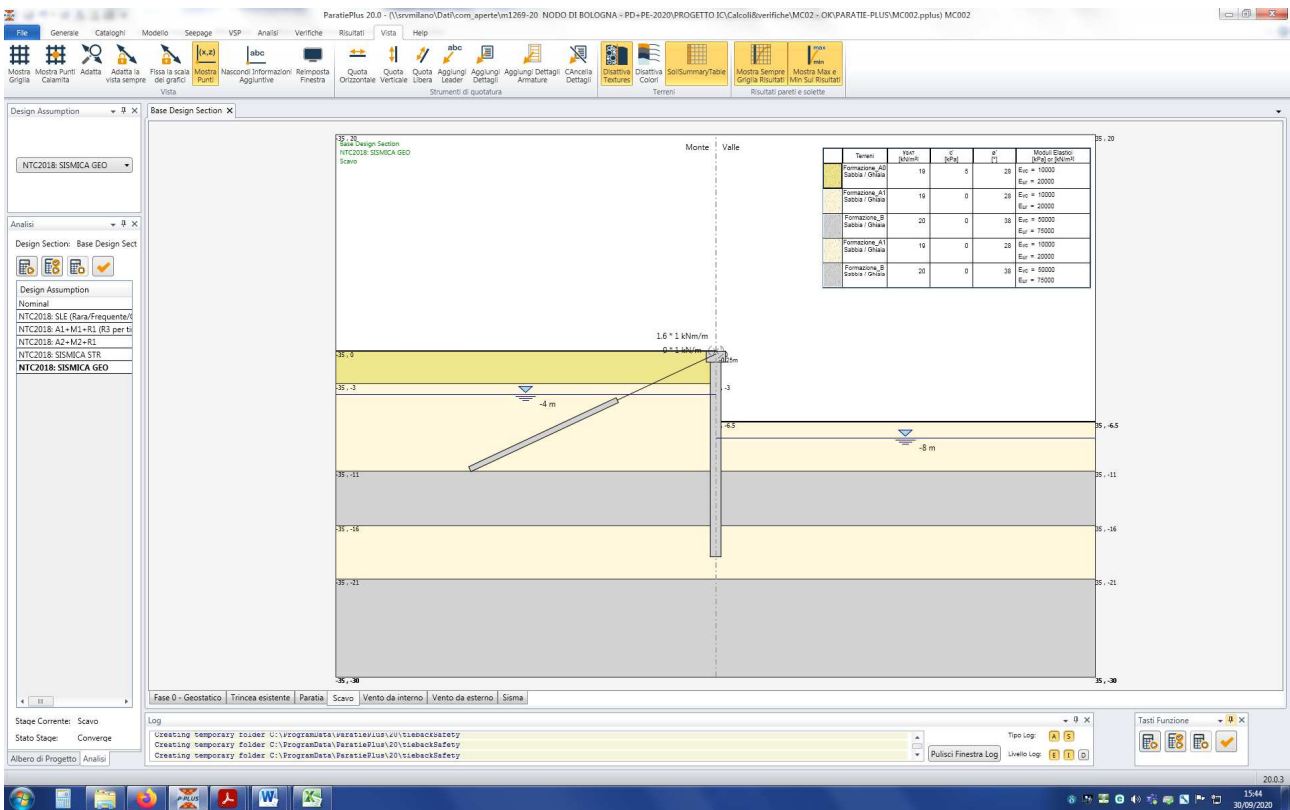


Figura n.8.4 - FASE 3 - Riprofilatura a valle

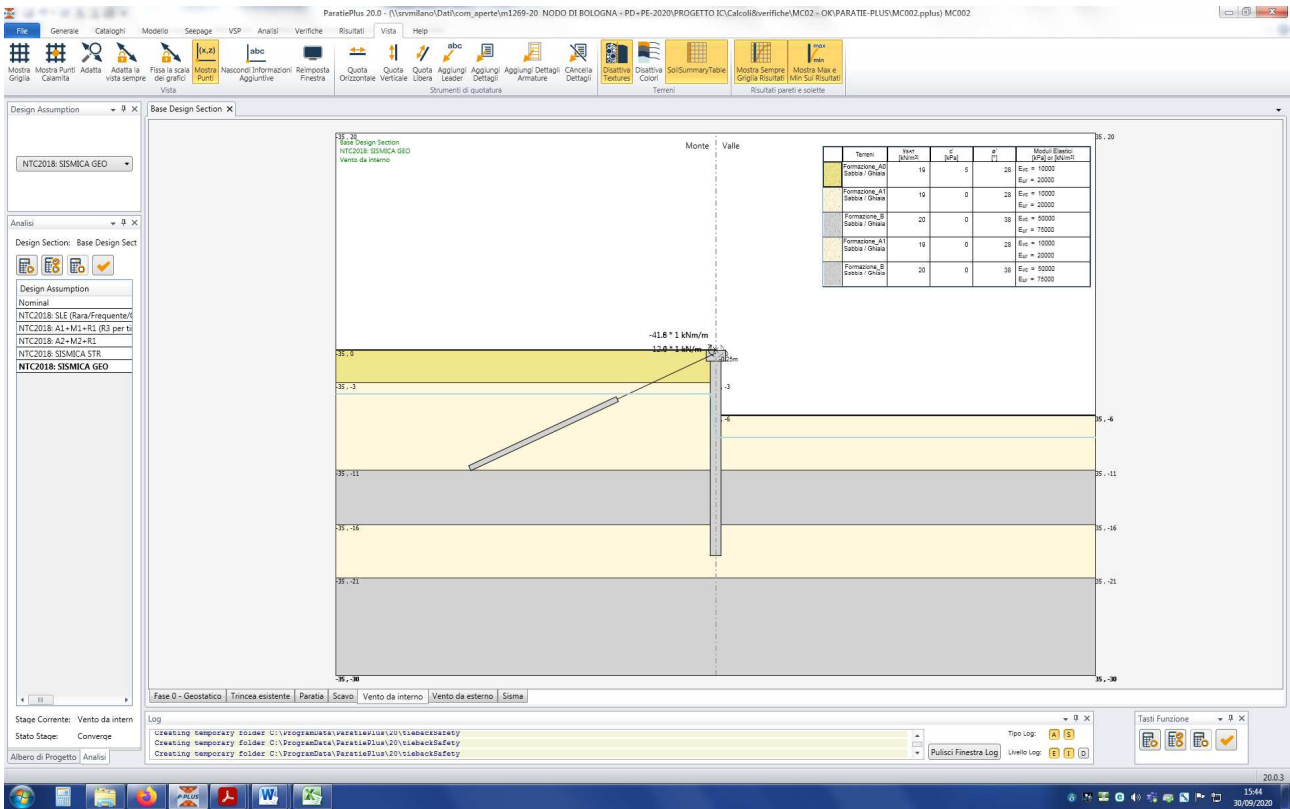


Figura n.8.5 - FASE 4 - C.d.C. 1 – Azione sulle FOA (vento da interno)

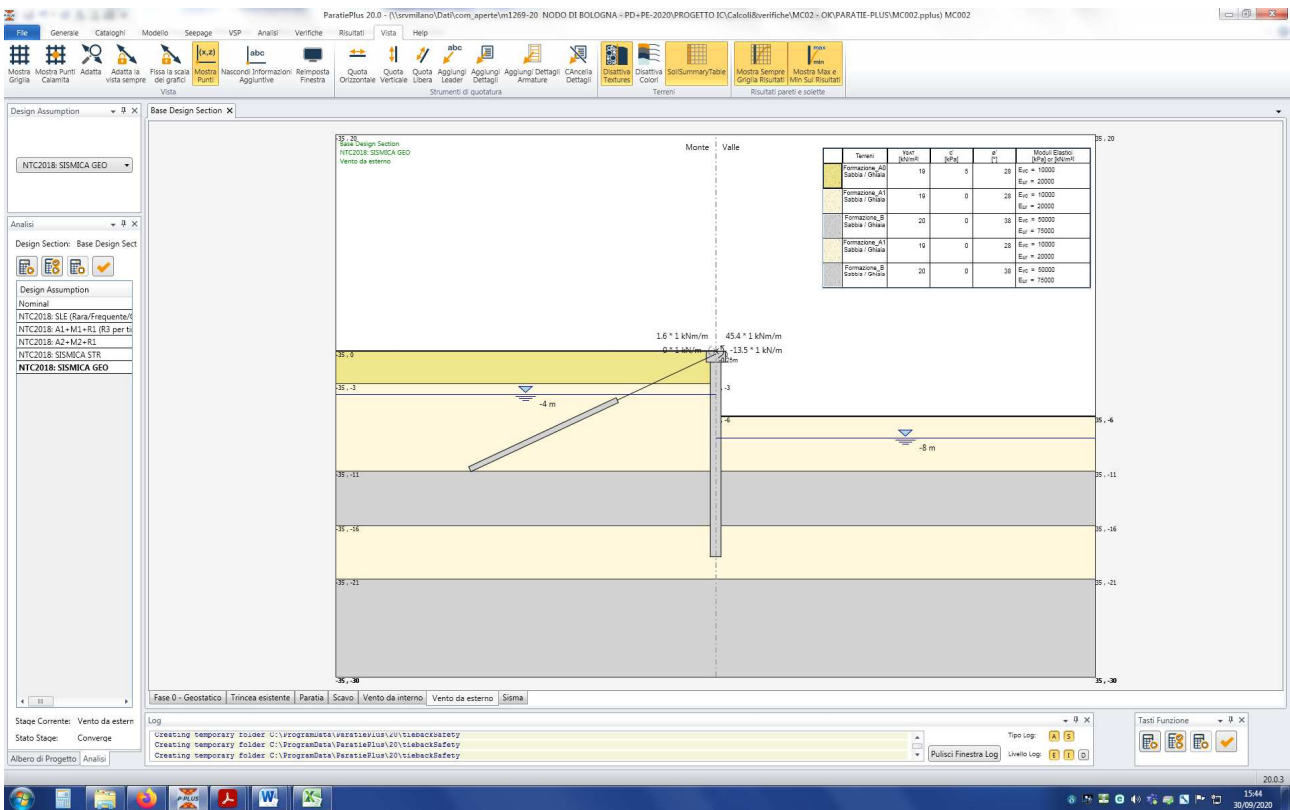


Figura n.8.6 - FASE 5 - C.d.C. 1 – Azione sulle FOA (vento da esterno + neve)

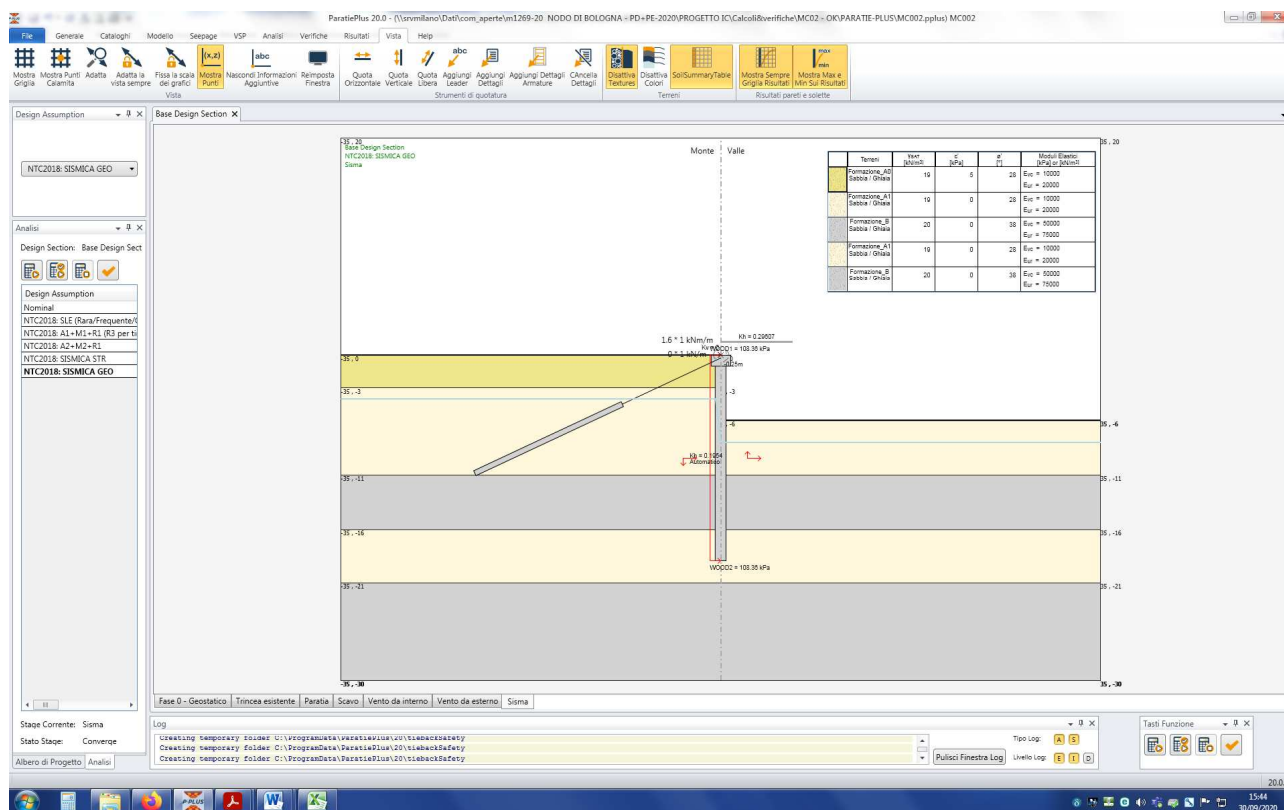


Figura n.8.7 – FASE 6 - C.d.C. 3 – Sisma

## 8.2 SPOSTAMENTI

Nelle seguenti figure è illustrato l'andamento degli spostamenti nelle combinazioni di carico più gravosa in esercizio (FASE 4) e a fine costruzione (FASE 3).

Si osserva che (vedere anche §5.8):

- lo spostamento in esercizio (calcolato come differenza tra lo spostamento massimo e lo spostamento a fine costruzione) risulta pari a 25mm – 22mm = **3mm inferiore a 0.5%** dell'altezza del muro.
- lo spostamento totale massimo compresa la deformazione in fase di costruzione ( $s_{max} = 25mm$  – FASE 4) risulta **inferiore all'1.5%** dell'altezza del muro.

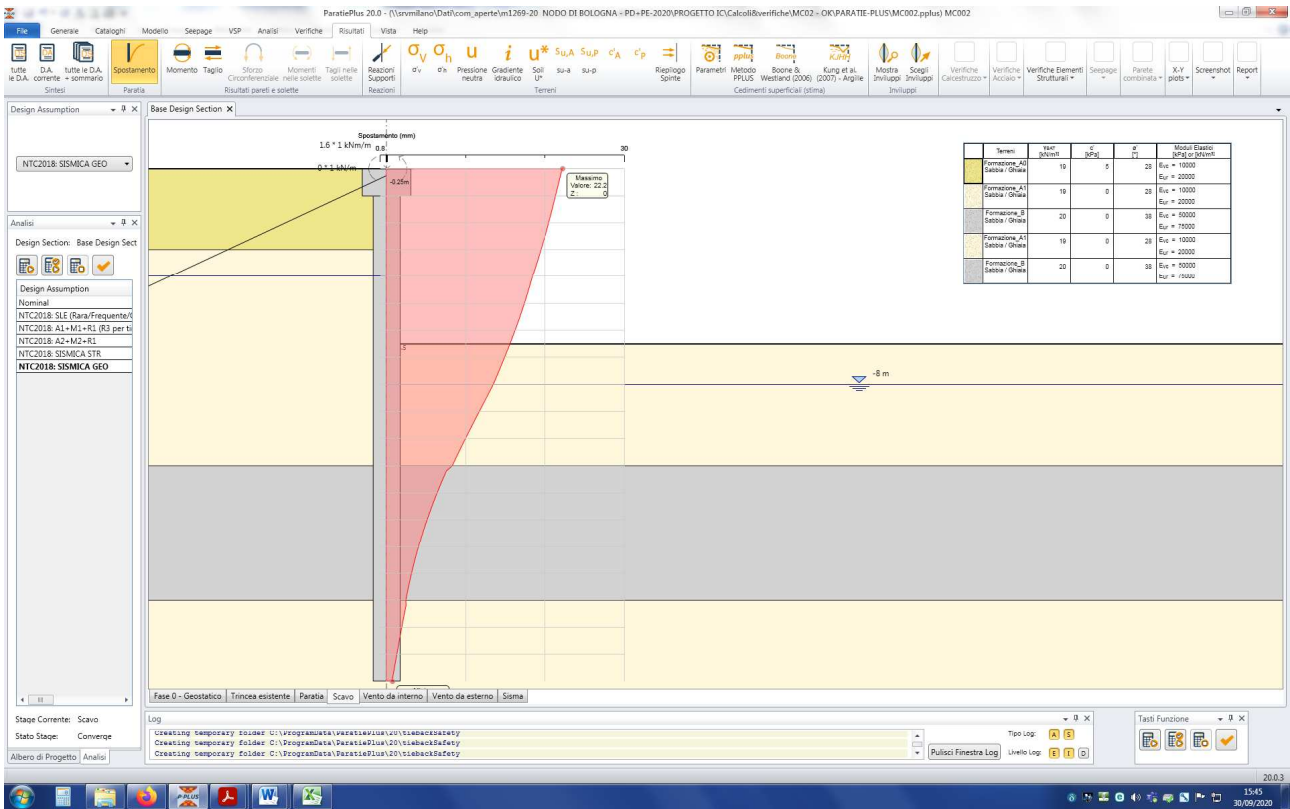


Figura n.8.8 – Spostamenti fase 3 (fine costruzione)

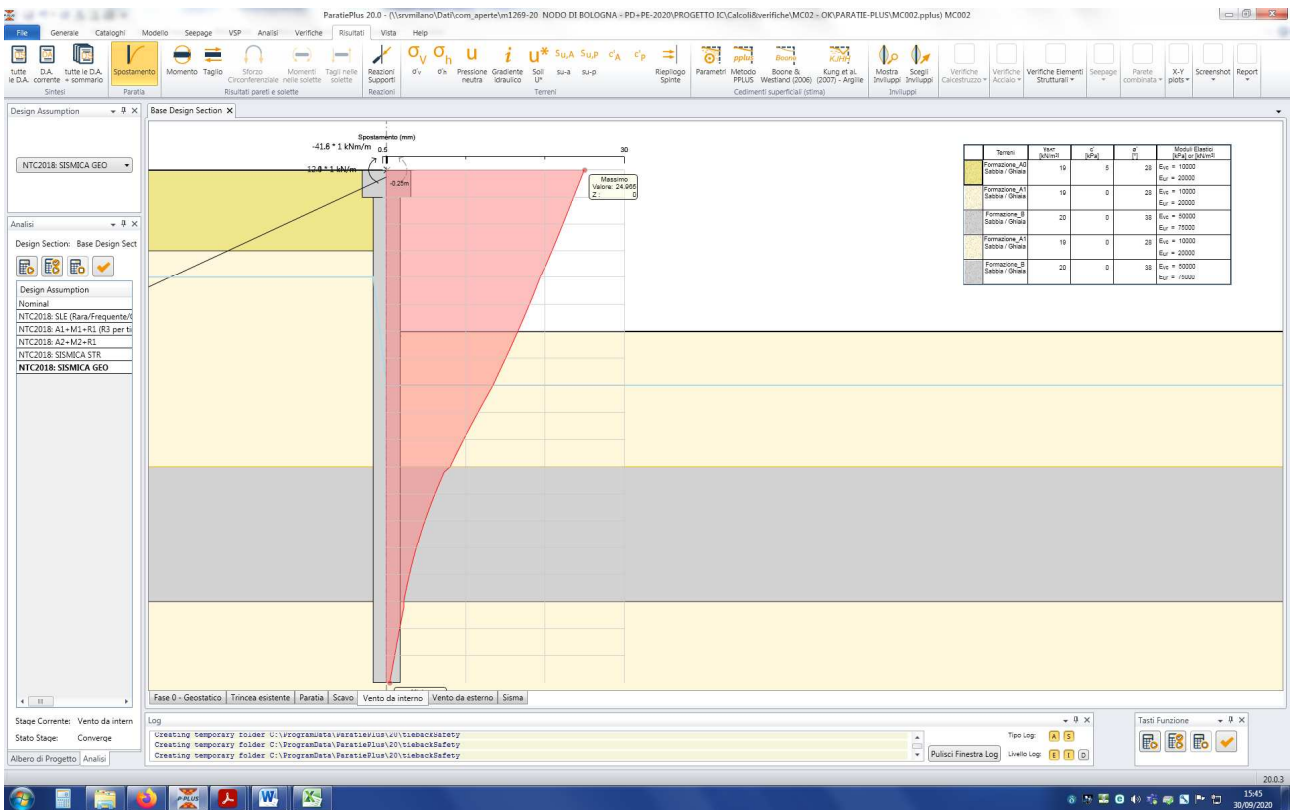


Figura n.8.9 – Spostamenti fase 4 (vento da esterno)



### 8.3 AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE

Nelle successive figure sono illustrati i grafici di involuppo delle azioni interne (momento flettente e taglio) calcolate nei pali di fondazione per differenti verifiche (SLE, SLU e SLV). Si rammenta che le azioni sono espresse per metro lineare di paratia.

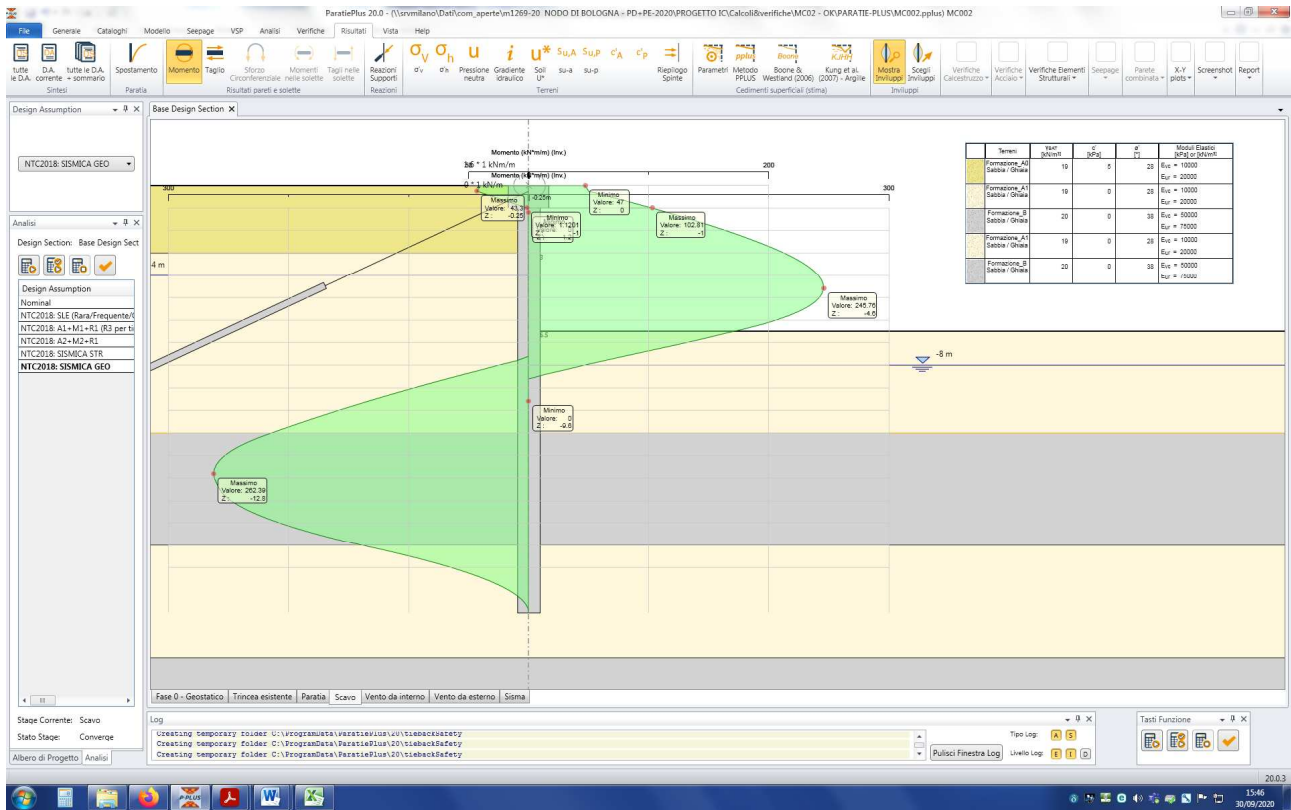


Figura n.8.10 – Momento flettente - Involuppo SLE-QP

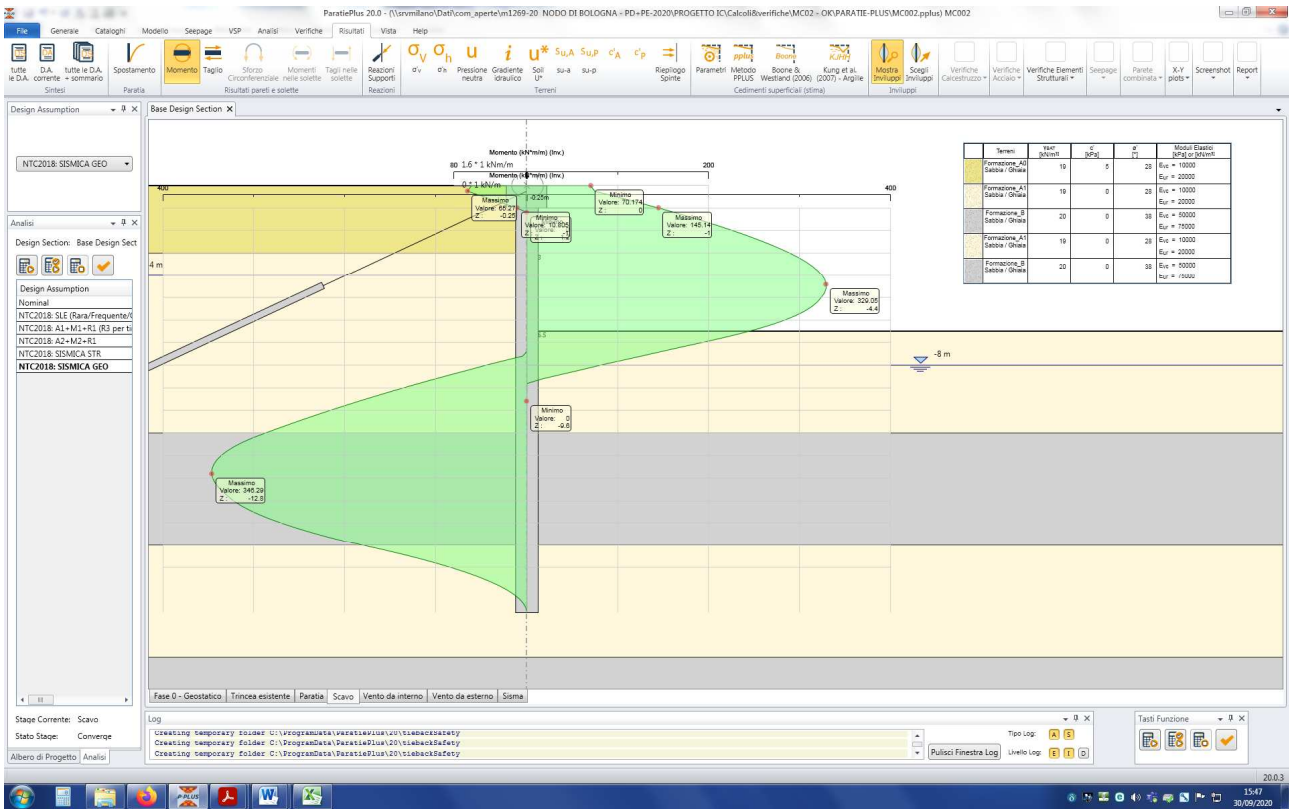


Figura n.8.11 – Momento flettente - Involuppo SLU

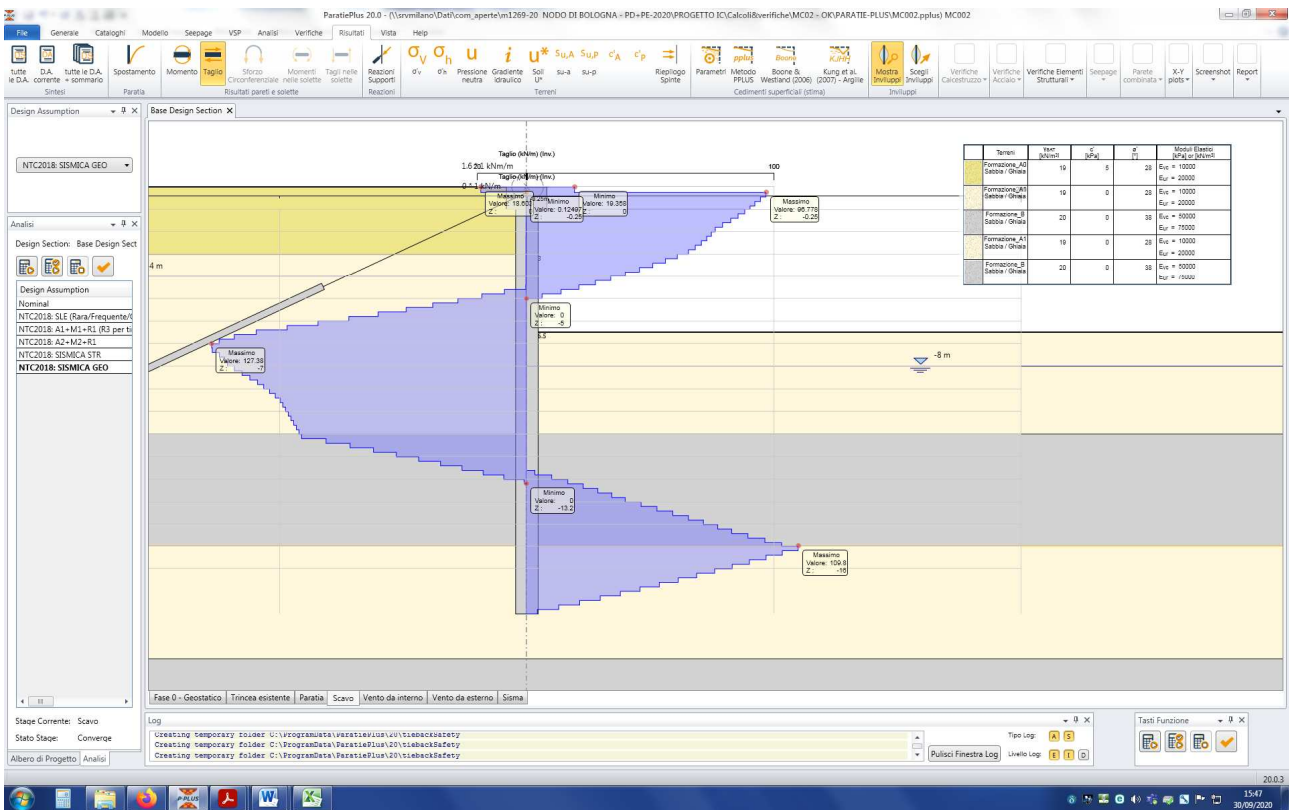


Figura n.8.12 – Azione di taglio - Involuppo SLU



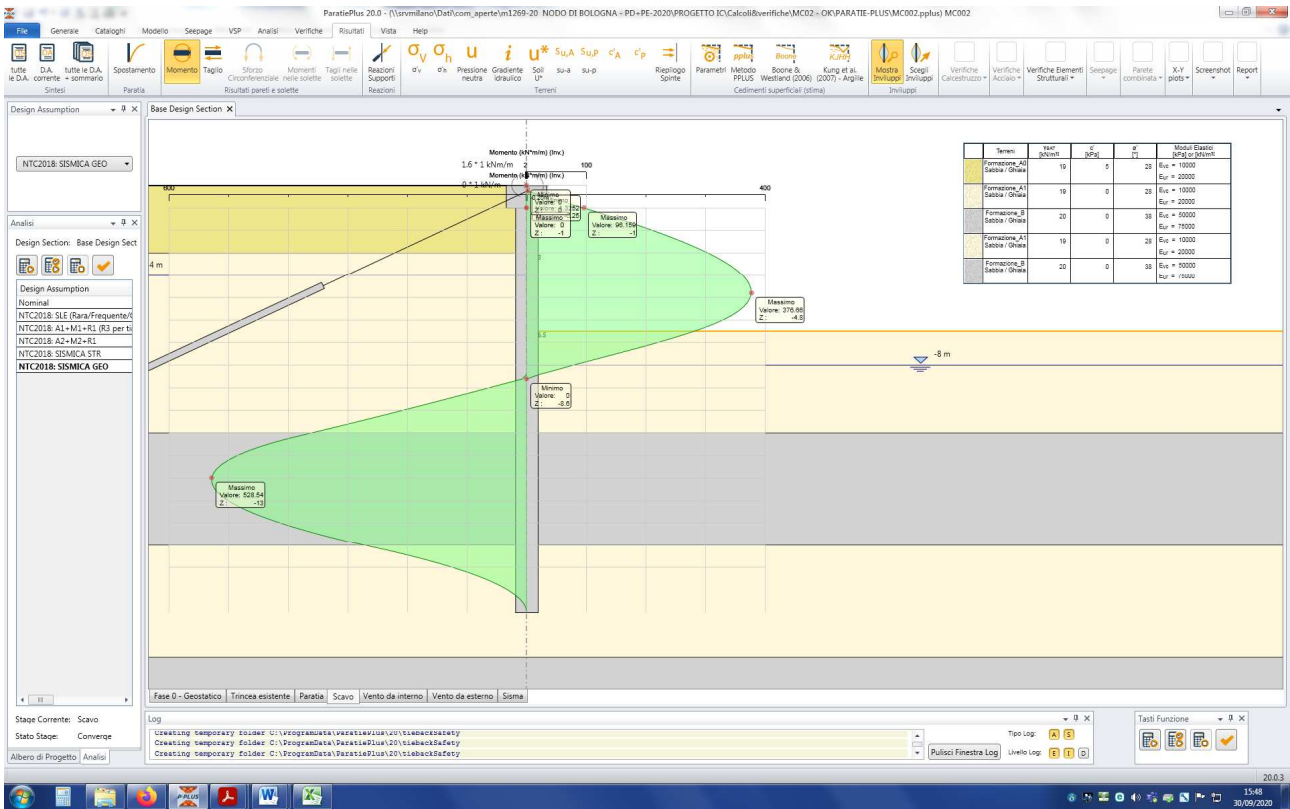


Figura n.8.13 – Momento flettente - Involuppo SLV

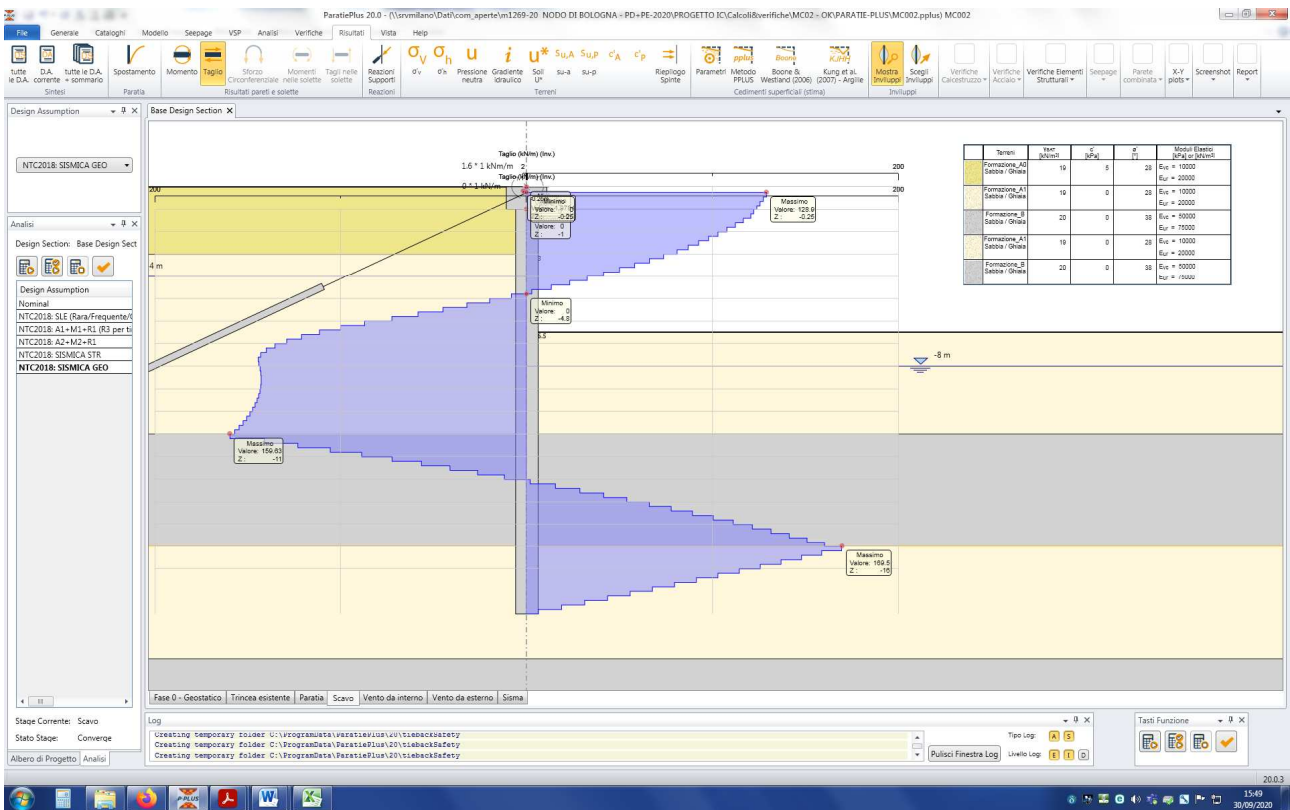


Figura n.8.14 – Azione di taglio - Involuppo SLV

### 8.4 SINTESI AZIONI INTERNE

Nella tabella n.8.1 di cui al seguito sono, infine, riassunti i valori di "design", calcolati tenendo conto dell'interasse dei pali, nella sezione di momento massimo e di taglio massimo per differenti verifiche (SLU-SLV-SLE). Si rammenta che le azioni sono **esprese per metro lineare** di paratia.

MC002

Interasse pali = 1.20 m  
Diametro pali = 1.00 m  
Altezza soprizzo = 0.00 m  
Spessore soprizzo = 0.00 m  
Testa palo = -1.00 m da p.c.

ANALISI	SEZIONE	z (m da p.c.)	z (m da t.p.)	AZIONE	PALI		SPICCATO SOPRALZO
					CALCOLO PARATIE (a ml)	VALORI DI DESIGN (a palo)	VALORI DI DESIGN
SLE	SEZIONE DI MOMENTO MASSIMO	12.8	11.8	M (kNm)	262	314	
				V (kN)	0	0	
				N (kN)		251	
SLU	SEZIONE DI MOMENTO MASSIMO	12.8	11.8	M (kNm)	346	415	
				V (kN)	10	12	
				N (kN)		251	
	SEZIONE DI TAGLIO MASSIMO	7.0	6.0	M (kNm)	201	241	
				V (kN)	127	152	
				N (kN)		137	
SLV	SEZIONE DI MOMENTO MASSIMO	13.0	12.0	M (kNm)	528	634	
				V (kN)	0	0	
				N (kN)		255	
	SEZIONE DI TAGLIO MASSIMO	11.0	10.0	M (kNm)	366	439	
				V (kN)	160	192	
				N (kN)		216	

Tabella n.8.1 – Azioni di design

### 8.5 SINTESI AZIONI NEI TIRANTI

Segue dettaglio dell'azione di trazione nei tiranti per metro lineare di paratia:

Result Title :Wall Left Wall

Tieback :TIRANTE (43488) Z=-0.25 m

STAGE	SUPPORT_FORCE [kN/m]
1	0
2	0
3	0
4	87.902
5	100.653
6	88.18
7	146.00

## 9 ANALISI DELL'OPERA - VERIFICHE

### 9.1 VERIFICA DELL'IMMORSAMENTO DEI PALI

Si riportano di seguito i valori della percentuale di mobilitazione della spinta passiva calcolata nelle condizioni più sfavorevoli SLU-GEO e SISMA. Si osserva che sono rispettati i limiti di cui al §5.5.

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva fase statica

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE	THRUST_RATIO [--]
1	0.123
2	0.159
3	0.159
4	0.326
5	0.294
6	0.296

#### Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva fase sismica

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE	THRUST_RATIO [--]
7	0.444

### 9.2 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

Si dispongono **15φ26** (incidenza minima 1%) con spirale φ12 passo 15cm. Si verifica la sezioni imponendo un comportamento non dissipativo.

#### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: Palo-DN1000

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.000 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	100.0	cm
Barre circonferenza:	15Ø26	(79.6 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.5	cm

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	251.00	415.00	12.00	0.00
2	137.00	241.00	152.00	0.00
3	255.00	634.00	0.00	0.00
4	216.00	439.00	192.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	251.00	314.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.8	cm
Copriferro netto minimo staffe:	8.0	cm

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

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

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	251.00	415.00			2.072	17.5	0.36	0.89	47.8 (15.7)
2	S	137.00	241.00			3.437	18.4	0.35	0.88	47.8 (15.7)
3	S	255.00	634.00			1.358	17.5	0.36	0.89	47.8 (15.7)
4	S	216.00	439.00			1.936	17.8	0.36	0.89	47.8 (15.7)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00111	50.0	0.00075	39.5	-0.00196	-39.5
2	0.00107	50.0	0.00071	39.5	-0.00196	-39.5
3	0.00112	50.0	0.00075	39.5	-0.00196	-39.5
4	0.00110	50.0	0.00074	39.5	-0.00196	-39.5

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 20.8 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.7 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm <sup>2</sup> /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	12.00	0.00	1459.44	965.25	89.3 75.9	2.500	1.023	0.2
2	S	152.00	0.00	1439.70	975.24	88.1 76.6	2.500	1.012	2.4
3	S	0.00	0.00	2116.56	386.04	89.3 75.9	1.000	1.023	0.0
4	S	192.00	0.00	1457.35	966.69	89.4 76.0	2.500	1.019	3.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.02	-50.0	0.00	50.0	-117.4	38.6	26.3	3018	37.2	---

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

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es

N°Comb	Ver	Distanza massima in mm tra le fessure			K2	Kt	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.		wk	M Fess.
		e1	e2	e3			e sm	srm		
1	S	-0.00070	0.00038		0.50	0.60	0.000352 (0.000352)	672	0.237 (990.00)	333.45

### 9.3 VERIFICA DEI TIRANTI

In accordo a quanto indicato al §8.5 si verifica che la massima azione di trazione risulta pari a:

$$T_{max} = 146\text{kN/m}$$

ovvero (interasse 2.40m):

$$T_d = 146\text{kN} \times 2.4\text{m} = 350\text{kN}$$

Segue verifica strutturale e geotecnica dei tiranti in accordo ai criteri di cui al §5.7.

$$T_k = 660\text{kN} > 350\text{kN} = T_d \quad (\text{verifica strutturale soddisfatta})$$

$$R_d = R_{ak} / \gamma_R = 628\text{kN} / 1.2 = 523\text{kN} > 350\text{kN} = T_d \quad (\text{verifica geotecnica soddisfatta})$$

### 9.4 VERIFICA STRUTTURALE DELLA TRAVE DI RIPARTIZIONE DEI TIRANTI

Si verifica le travi di ripartizione dei tiranti (180x100cm – C25/30) facendo riferimento allo schema statico di una trave continua a 3 campate soggetta all'azione dei tiranti. Si ottiene:

$$p = T_{d-max} / i = (146\text{kN} \times 2.4\text{m}) / 2.4\text{m} = 146\text{kN/m}$$

$$i = \text{interasse tiranti} = 2.4\text{m}$$

da cui:

$$M_{max} = \text{momento flettente massimo} = p \cdot i^2 / 10 = 84\text{kNm}$$

$$V_{max} = \text{azione di taglio massima} = 0.6 \cdot T_{d-max} = 210\text{kN}$$

Si dispongono **6+6φ24 con staffe φ10 passo 20cm**. Si verifica la sezioni imponendo un comportamento non dissipativo.

### DATI GENERALI SEZIONE RETTANGOLARE DI PILASTRO IN C.A.

NOME SEZIONE: trave\_testa

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16	MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	180.0	cm
Barre inferiori:	6Ø24	(27.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	6Ø24	(27.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.4	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.4	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.4	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N° Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	84.00	210.00	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	15.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.0	cm

### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

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

N° Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	84.00			20.704	148.8	0.18	0.70	27.1 (25.7)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

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

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00043	180.0	0.00034	173.6	-0.00196	6.4

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	12	mm	
Passo staffe:	20.0	cm	[Passo massimo di normativa = 22.6 cm]
N.Bracci staffe:	3		
Area staffe/m :	17.0	cm²/m	[Area Staffe Minima NTC = 15.0 cm²/m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	S	210.00	470.94	3814.42	2592.90	100.0 173.6	2.500	1.000	1.4

**9.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE**

In tabella n.9.1 sono riassunti i risultati delle analisi di stabilità in condizioni statiche e sismiche per la configurazione di progetto. Nelle successive figure n.9.1 e 9.2 sono illustrati i risultati ottenuti.

ANALISI		METODO	FIGURA	FS <sub>min</sub>	VERIFICA
CONFIGURAZIONE FINALE	STATICA	Moghestern con superficie circolare	9.1	3.79	FS <sub>min</sub> = 3.79 ≥ 1.1 = γ <sub>R</sub>
	SISMICA		9.2	1.44	FS <sub>min</sub> = 1.44 ≥ 1.2 = γ <sub>R</sub>

Tabella n.9.1 – Analisi di stabilità – coefficienti di sicurezza



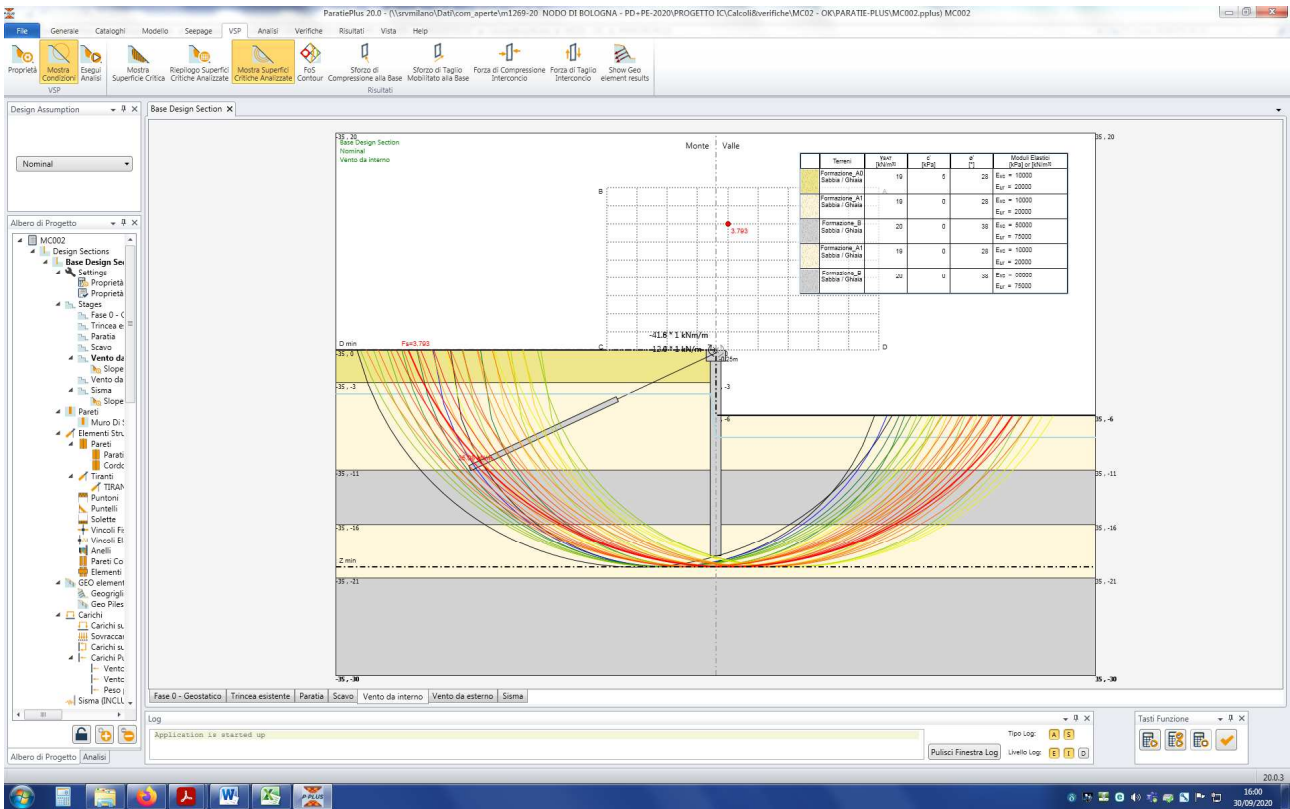


Figura n.9.1 – Analisi di stabilità – Configurazione finale – Verifica statica

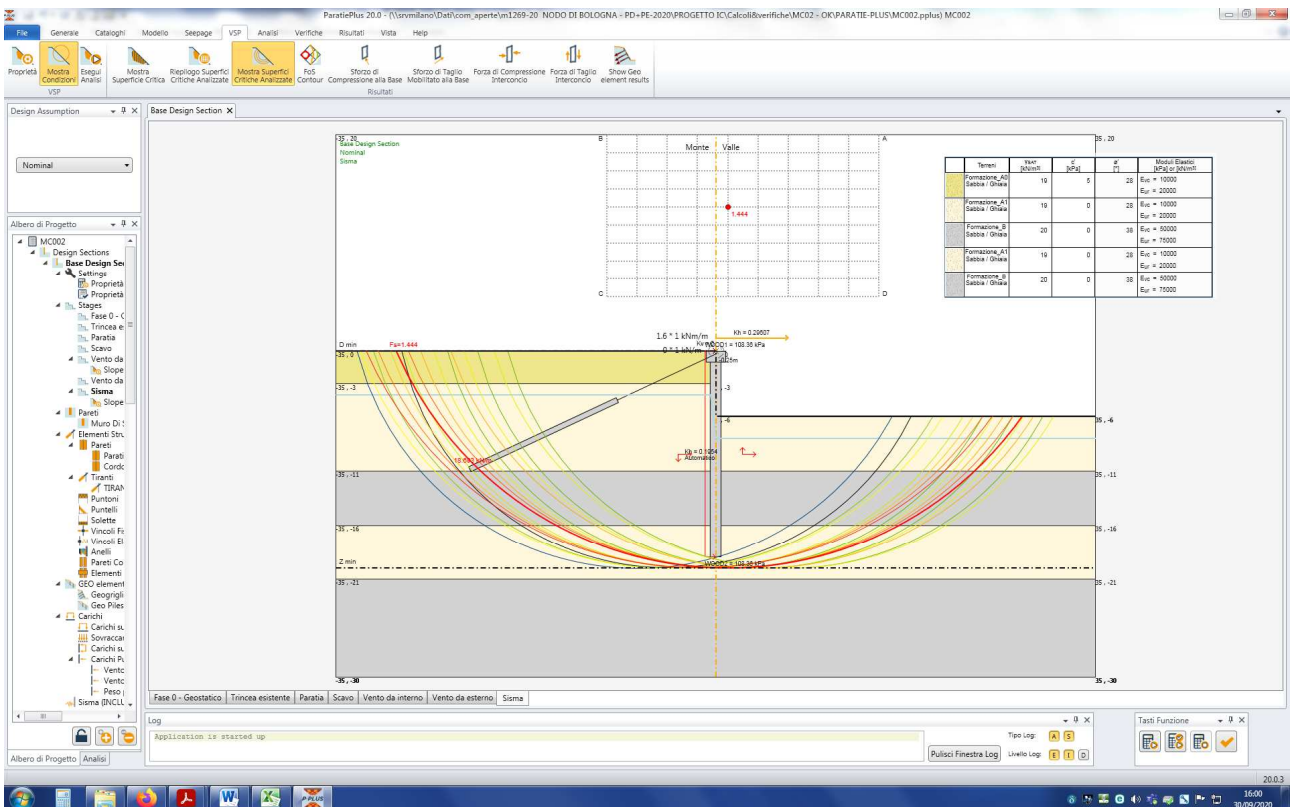


Figura n.9.2 – Analisi di stabilità – Configurazione finale – Verifica sismica