

# 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 21+800 a pk 22+352

MURO DI SOSTEGNO MS026

Relazione di calcolo

<p><b>TANGENZIALE NORD E SUD</b></p> <p><b>CORPO STRADALE da pk 21+800 a pk 22+352</b></p> <p><b>MURO DI SOSTEGNO MS026</b></p> <p><b>Relazione di calcolo</b></p>
--

<p>IL PROGETTISTA SPECIALISTICO</p> <p>Ing. Marco Pietro D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano n.A20155</p> <p>RESPONSABILE GEOTECNICA ALL'APERTO</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154</p> <p>PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI</p>
--	--	---

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
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 2 6	MS 0 2 6	0 0 0 0 0	R	APE	0 7 7 1	- 2	001
											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	SOFTWARE DI CALCOLO	5
<b>2</b>	<b>MATERIALI</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO</b>	<b>7</b>
3.1	LIVELLO DELLA FALDA	7
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO SISMICO</b>	<b>8</b>
4.1	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	8
4.2	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	8
4.3	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO	9
4.4	PARAMETRI DI RISENTIMENTO IN SUPERFICIE	10
4.4.1	<i>Effetti stratigrafici</i>	11
4.4.2	<i>Effetti topografici</i>	11
4.5	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO	11
<b>5</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA</b>	<b>12</b>
5.1	CODICE DI CALCOLO	12
5.1.1	<i>Legame costitutivo</i>	12
5.2	ANALISI DELLA STRUTTURA	12
5.3	VERIFICHE STRUTTURALI	13
5.4	VERIFICA DELLA LUNGHEZZA DI IMMORSAMENTO DEI PALI	13
5.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	13
5.5.1	<i>Generalità</i>	13
5.5.2	<i>Azione stabilizzante dei pali di fondazione</i>	14
5.5.3	<i>Azione sismica</i>	14
5.5.4	<i>Verifica di stabilità</i>	14
5.6	VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN ESERCIZIO	15
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>16</b>
6.1	PESI PROPRI	16
6.2	SPINTA DELLA TERRA	16
6.3	SPINTA DELLA TERRA IN CONDIZIONI SISMICHE	16
6.3.1	<i>Azione sismica</i>	16
6.3.2	<i>Incremento del coefficiente di spinta attiva</i>	17
6.3.3	<i>Riduzione del coefficiente di spinta passiva</i>	18
6.4	TRAFFICO VEICOLARE	19
6.5	URTO DI UN VEICOLO IN SVIO	19
6.6	AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONDOASSORBENTI	19
6.7	COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI	20
<b>7</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - DATI DI INPUT</b>	<b>21</b>
7.1	FASI ESECUTIVE	21
7.2	COEFFICIENTI DI SPINTA DELLA TERRA	21
7.3	AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONDOASSORBENTI	23
7.4	AZIONE SISMICA	23
<b>8</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - RISULTATI</b>	<b>24</b>

---

8.1	FASI DI CALCOLO .....	24
8.2	SPOSTAMENTI .....	27
8.3	AZIONI INTERNE PALI DI FONDAZIONE .....	29
8.4	SINTESI AZIONI INTERNE .....	32
<b>9</b>	<b>ANALISI DELL'OPERA - VERIFICHE .....</b>	<b>33</b>
9.1	VERIFICA DELL'IMMORSAMENTO DEI PALI .....	33
9.2	VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI .....	33
9.3	VERIFICA STRUTTURALE DEL SOPRALZO IN PRESENZA DI URTO .....	36
9.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE .....	39

## 1 PREMESSA

La presente relazione documenta le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno MS026 da realizzarsi in carreggiata sud (corpo stradale C26) nell'ambito dei lavori di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale del nodo di Bologna.

### 1.1 DESCRIZIONE SINTETICA DELL'OPERA

Si tratta di un muro in opera (cfr. figura n.1.1) con altezza fuori terra massima di 5.30m, suddivisibile in tre tratti caratteristici. Il primo tratto finalizzato a contenere l'azione d'urto e a sostenere una barriera fonoassorbente di 2.5m di altezza (protezione acustica per totali 5.00m), il secondo tratto (di raccordo ad altezza variabile) è deputato a resistere al solo urto e, infine, il terzo tratto (di invito allo svio) è realizzato con un muro di altezza decrescente fino a terra.

#### TRATTO 1

▪ Altezza massima del muro compreso cordolo:	5.30m
▪ Altezza minima del muro compreso cordolo:	4.56m
▪ Tipologia pali di fondazione:	trivellati ad elica continua
▪ Tipologia soprizzo:	getto in c.a. sp.90cm
▪ Lunghezza pali di fondazione:	12.0m
▪ Diametro pali di fondazione:	800mm
▪ Interasse pali di fondazione:	1.25m
▪ Dimensione trave di testa dei pali:	100 x 140cm

#### TRATTO 2

▪ Altezza massima del muro compreso cordolo:	5.20m
▪ Altezza minima del muro compreso cordolo:	2.47m
▪ Tipologia pali di fondazione:	trivellati ad elica continua
▪ Tipologia soprizzo:	getto in c.a. sp.90cm
▪ Lunghezza pali di fondazione:	12.0m
▪ Diametro pali di fondazione:	800mm
▪ Interasse pali di fondazione:	1.25m
▪ Dimensione trave di testa dei pali:	100 x 140cm

#### TRATTO 3

▪ Altezza massima del muro compreso cordolo:	3.65m
▪ Tipologia di fondazione:	in c.a. ad imposta diretta sp.80cm
▪ Tipologia soprizzo:	in c.a. sp.70cm

L'asse di tracciamento dell'opera, relativamente ai tratti 1 e 2, coincide con l'asse dei pali di fondazione che dista 70cm dal ciglio stesso. L'asse di tracciamento del tratto 3, tratto di invito allo svio, è inclinato rispetto al precedente di 10° verso l'esterno.

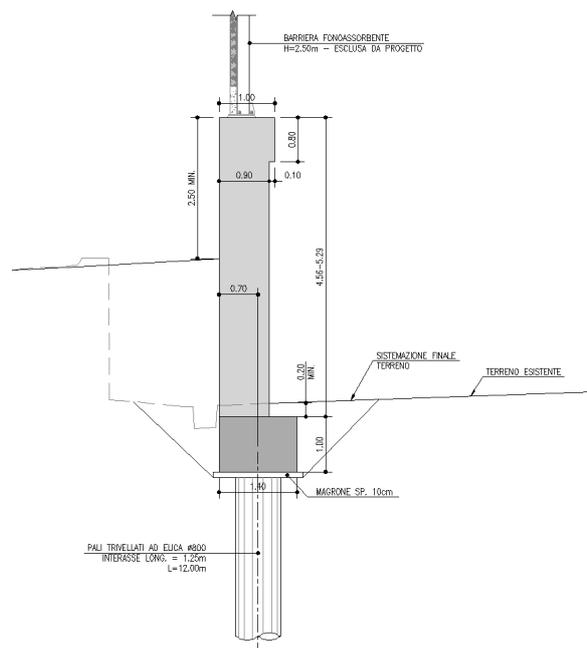


Figura n.1.1 – Sezione tipo opera di sostegno MS026 (tratto 1)

L'opera di sostegno viene realizzata per fasi come di seguito sinteticamente indicato:

**FASE 1** – Si realizza una pista di lavoro provvisoria a p.c. locale per l'esecuzione dei pali di fondazione

**FASE 2** – Si realizzano i pali dei **tratti 1 e 2**, si scapitozza la sommità dei pali e si realizza la trave di collegamento in testa

**FASE 3** – Si predispose la pista di lavoro per la realizzazione della fondazione diretta appartenente al muro di sostegno del **tratto 3**

**FASE 4** – Sulle rispettive fondazioni si imposta l'elevazione gettata in opera. Il terreno a valle viene regolarizzato e riprofilato garantendo una copertura minima di 20cm della trave di collegamento dei pali.

## 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 SOFTWARE DI CALCOLO

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

<b>RC-SEC_2019.11.0</b> – <i>Geostru</i>	(verifiche sezioni in c.a.)
<b>MAX-15 2018 - 15.04.A</b> – <i>Aztec</i>	(analisi muri a fondazione diretta)
<b>PRATIE-PLUS 20.0.5</b> - <i>Ceas</i>	(analisi muro su pali)

## 2 MATERIALI

Le caratteristiche dei calcestruzzi sono definite in accordo con UNI-EN206-1 e CNR-UNI11104 mentre i copriferri 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 trivellati a elica)

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

### CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE

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

### CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE DEL TRATTO AD IMPOSTA DIRETTA

- Classe di resistenza minima: C28/35
- Classe di esposizione: XC2
- Copriferro "nominale" <sup>(1)</sup>: 40mm

### 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  $\Delta_{C_{dev}} = 5\text{mm}$

### 3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Rimandando per i dettagli agli specifici documenti progettuali si considera la seguente stratigrafia di riferimento (sondaggio **PB2**):

Da p.c. locale a 30m: Formazione **A**

Nello specifico la formazione **A** è costituita prevalentemente da argille e limi debolmente sabbiosi a consistenza da soffice a media. Per tale formazione 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

Per quanto concerne i parametri geotecnici del **rilevato stradale esistente e/o di nuova realizzazione** si considera, cautelativamente, quanto segue:

$\gamma$  = peso di volume = 20kN/mc

$c'$  = coesione efficace = 0kPa

$\phi'$  = angolo di attrito  $\geq 35^\circ$

$E'$  = modulo elastico operativo = 60MPa

$E'_{ur}$  = modulo elastico operativo in scarico-ricarico = 90MPa

#### 3.1 LIVELLO DELLA FALDA

Il livello piezometrico di progetto è assunto a 2m dal 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  $T^*_C$ ]):

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

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: 44,48089

longitudine: 11,427106

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	16953	44,4663	11,3893	3'434
2	16954	44,4675	11,4593	2'932
3	16732	44,5175	11,4576	4'720
4	16731	44,5163	11,3875	5'049

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 IV ( $V_R = 100$ anni)			
	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$ (-)	$T_c^*$ (-)
SLD	101	<b>0.092</b>	2.461	0.284
SLV	949	<b>0.217</b>	2.419	0.315

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**

$$S_S = 1.50 \quad (\text{SLD})$$

$$S_S = 1.38 \quad (\text{SLV})$$

#### 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:

$$\text{SLD: } a_{\max} = a_g \times S_T \times S_S = 0.092 \times 1.00 \times 1.50 = 0.138$$

$$\text{SLV: } a_{\max} = a_g \times S_T \times S_S = 0.217 \times 1.00 \times 1.38 = 0.300$$

## 5 CRITERI DI VERIFICA

### 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 rigidità.
- 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.

#### 5.1.1 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 rigidità delle molle equivalenti. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse,  $k$ , è data da

$$k = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidità 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).

### 5.2 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).

### 5.3 VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica strutturale dei pali di fondazione e del sovralzo 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").

### 5.4 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.

### 5.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

#### 5.5.1 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**.

### 5.5.2 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.

### 5.5.3 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

### 5.5.4 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.7.1)

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.7.1)

$\tau_s$  = sforzo di taglio disponibile (da calcolare con fattori di cui a tabella n.7.1)

$\gamma_R$  = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

VERIFICA	$\gamma_F$			$\gamma_M$				$\gamma_R$
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	tan( $\phi'$ )	c'	c <sub>u</sub>	q <sub>u</sub>	
	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.7.1 – Analisi di stabilità globale - Coefficienti parziali

## 5.6 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:

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

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

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

## 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

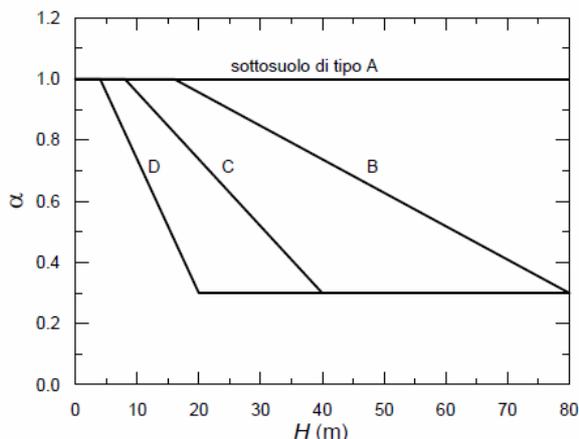


Fig. 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

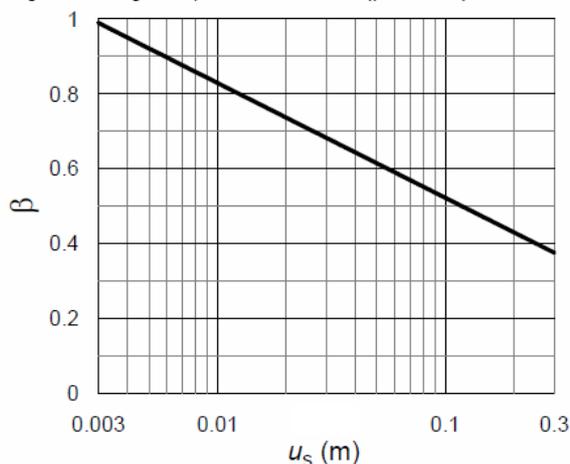


Fig. 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

Figura n.6.1 - Coefficiente  $\alpha$  e  $\beta$  (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 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.

## 6.5 URTO DI UN VEICOLO IN SVIO

L'azione dell'urto per lo svio del veicolo è messa in conto in accordo a quanto previsto dalle NTC-2018 (paragrafo n.3.6.3.3.1). Nello specifico l'urto viene considerato come carico "eccezionale" e viene messo in conto mediante una forza concentrata pari a 500kN applicata ad un'altezza (h) pari a 1.25m dal piano viario.

Per le verifiche strutturali dell'elevazione si considera, molto cautelativamente, che la forza d'urto venga applicata come azione "eccezionale" ripartendola con una diffusione a 45° lungo l'elevazione del muro:

$$F_{urto-strutturale} = 500kN / (2 \times h^*)$$

Dove:

$h^*$  = distanza tra punto di applicazione della forza d'urto e spiccatto dell'elevazione

Per le verifiche dei pali si considera che la rigidezza longitudinale dell'opera sia tale da consentire di ripartire l'azione dell'urto su 10m di muro (lunghezza dei conci):

$$F_{urto-GEO} = 500kN / 10m = 50kN/m$$

Poiché, in questo secondo caso, il codice di calcolo considera l'urto come azione "variabile" il valore caratteristico di input deve essere fittiziamente diviso per 1.50 ottenendo:

$$F^*_{urto-GEO} = F_{urto-GEO} / 1.50 = 33.33kN$$

## 6.6 AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI

Nel prospetto di cui al seguito è riportato il dettaglio del calcolo dei coefficienti di Norma e delle azioni risultanti.

### PRESSIONE CARATTERISTICA VENTO

INT	$v_b$ (m/s)	$q_b$ (Pa)	$Z_0$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$k_r$	$c_t$	$h_{ri}$ (m)	$H_{muro}$ (m)	$H_{FOA}$ (m)	$h_{tot}$ (m)	$c_e$
MS026	25.00	391	0.10	5.00	0.20	1.00	0.00	2.50	2.50	5.00	1.71

tratto di bordo					
$C_{p-bordo}$	$p$ (Pa)	$p$ (kPa)	$i$ (m)	$V$ (kN)	$M$ (kNm)
2.40	1601	1.601	4.00	16.01	20.01

Con riferimento al caso del tratto "di bordo" (maggiormente sollecitato) la pressione dovuta al vento è pari a 1.601kPa, cui corrispondono le seguenti azioni alla base dei montanti (interasse 4m) della barriera fonoassorbente di altezza pari a 2.5m:

$$V_k = 1.601 \text{ kPa} \times 2.5 \text{ m} = \pm 4.00 \text{ kN/m}$$

$$M_k = V_k \times (2.5 \text{ m} / 2) = \pm 5.00 \text{ kNm/m}$$

## 6.7 COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI

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

Combinazione		Coefficienti di 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.8.3 – Coefficienti di combinazione

## 7 ANALISI DELL'OPERA - DATI DI INPUT

### 7.1 FASI ESECUTIVE

Vengono le seguenti fasi esecutive:

1. Costruzione del rilevato esistente
2. Realizzazione dell'opera di sostegno
3. Azione del traffico (combinata con azione del vento da interno)
4. Azione del vento da interno (combinata con l'azione del traffico)
5. Azione dell'urto per svio
6. Sisma

### 7.2 COEFFICIENTI DI SPINTA DELLA TERRA

Nelle seguenti figure n.7.1, 7.2 e 7.3 sono sintetizzati i coefficienti di spinta impiegati nelle verifiche statiche e sismiche.

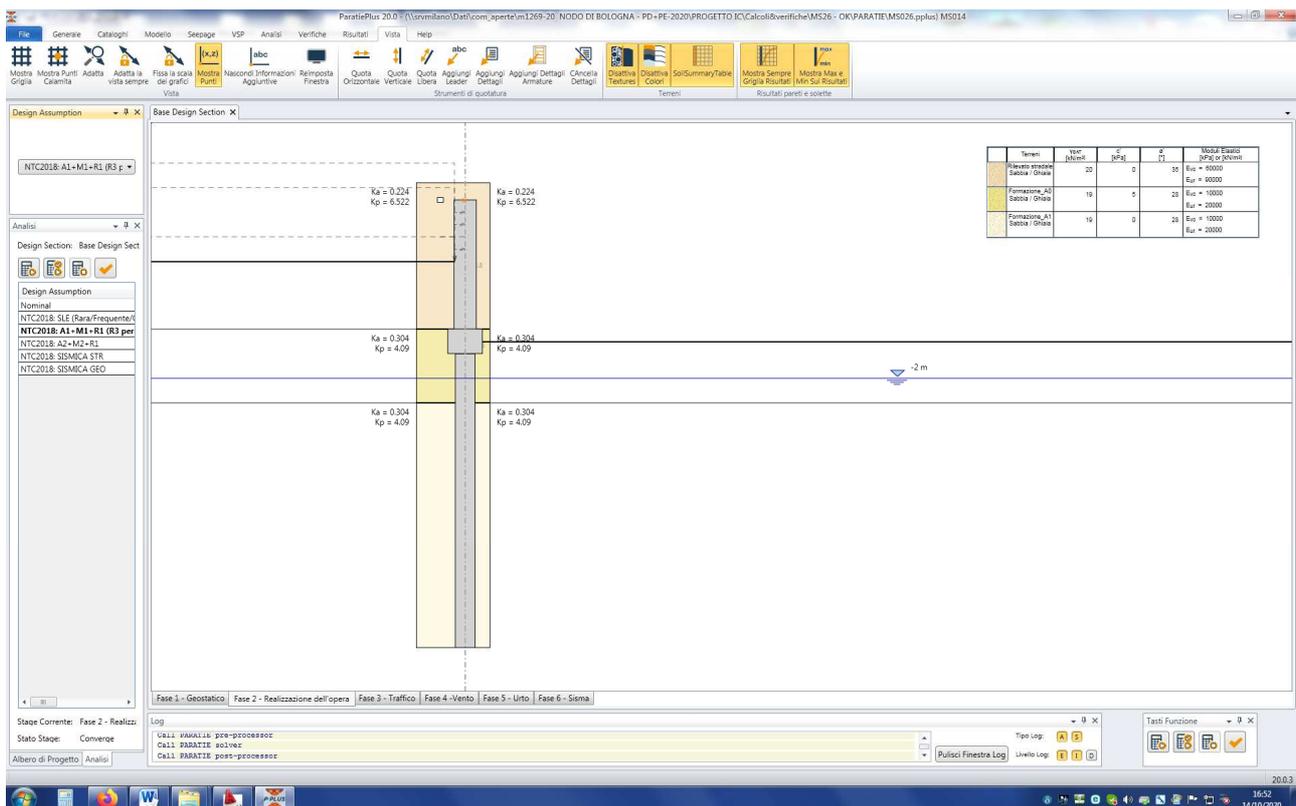


Figura n.7.1 – Verifiche statiche STR - Coefficienti di spinta

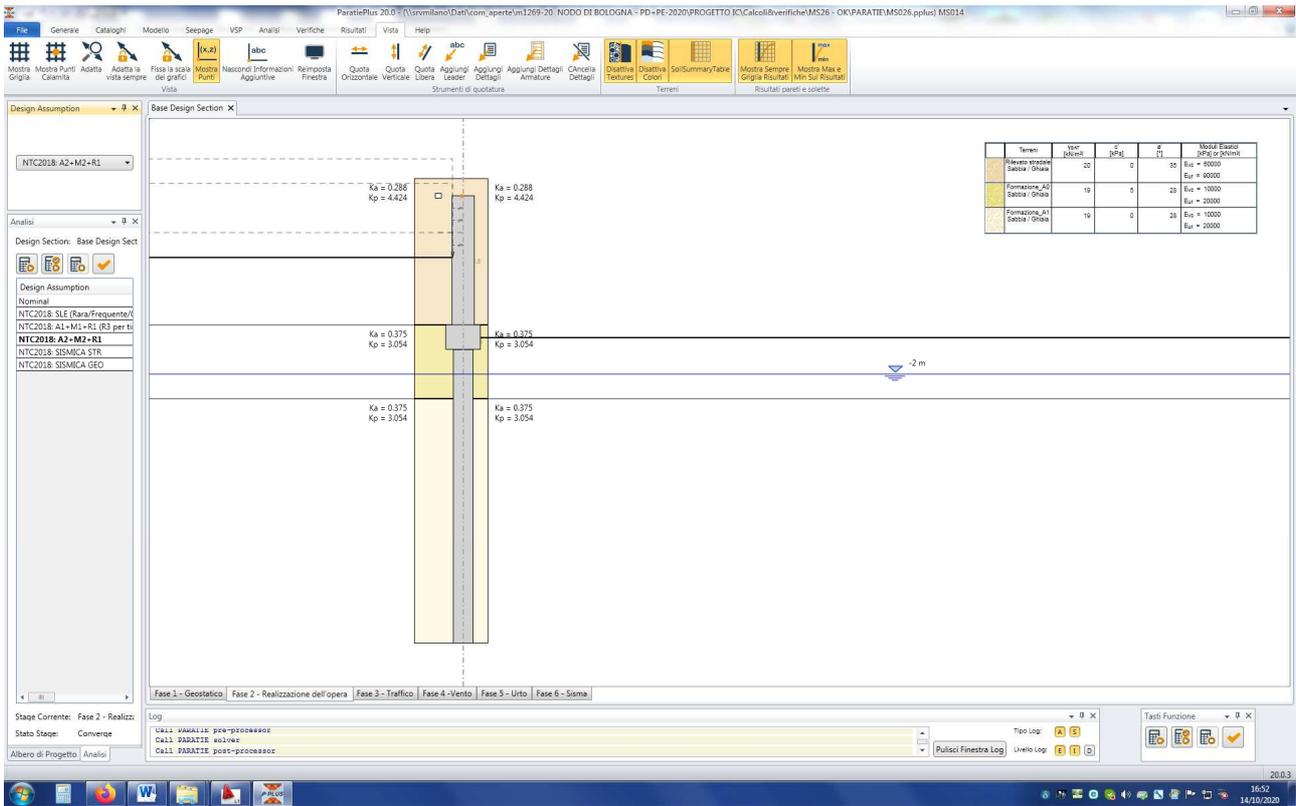


Figura n.7.2 – Verifiche statiche GEO - Coefficienti di spinta

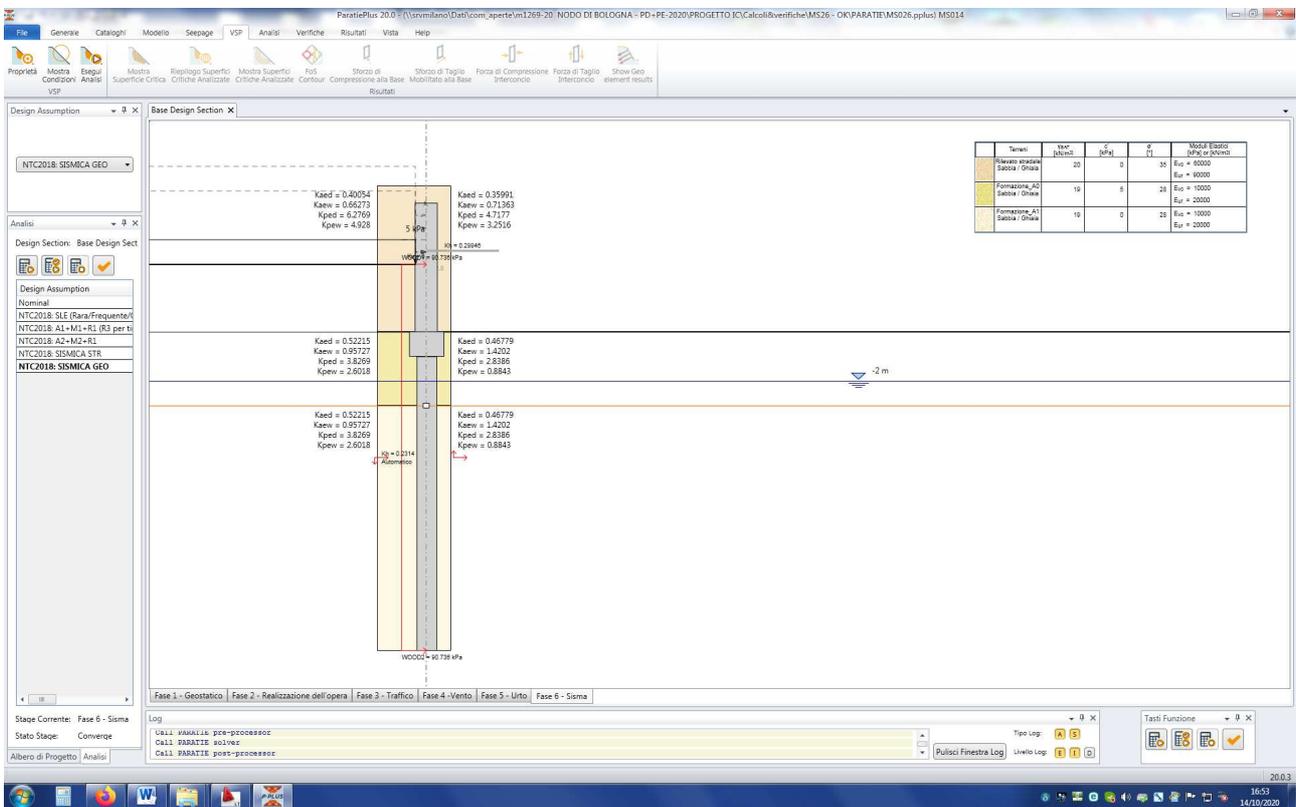


Figura n.7.3 – Verifiche sismiche - Coefficienti di spinta

### 7.3 AZIONE TRASMESSA DALLE BARRIERE FONOASSORBENTI

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 per le due combinazioni considerate.

#### Vento da interno autostrada

$$V_k = 4.0 \text{ kN/m}$$

$$M_k = -5.0 \text{ kNm/m}$$

### 7.4 AZIONE SISMICA

Segue sintesi dei parametri sismici impiegati nell'analisi.

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

- Opzioni:** Includes 'Includi Azione Sismica' (checked).
- 1. Definizione accelerazione:**
  - Coefficiente accel. base  $a_g / g$ : 0.217 (NTC)
  - Fattore importanza I: 1
  - Coefficiente  $S_s$ : 1.38
  - Coefficiente  $S_T$ : 1
  - $\bar{a}_{max} / g$ : 0.29946
- 2. Accelerazione di calcolo:**
  - Method: Eurocodice
  - Calculation: Input diretto
  - Parameters:  $U_s$  (m),  $T_c$  (m/s),  $V_{max}$  (m/s),  $V_{max}/\bar{a}_{max}$  (m/s),  $R$  (1)
  - Method: NTC
  - Parameters:  $U_{s=}$  (0.015 m),  $\beta$  (0.7726),  $\alpha$  (1),  $k_h = \alpha \beta \bar{a}_{max}$  (0.2314)
- 3. Definizione calcolo:**
  - Modalità spinta: Paratia fuori terra, Paratia intera
  - Comportamento idraulico: Terreno pervio, Terreno impervio
  - Parameters:  $k_{vu}$  (% kh) = 0.5,  $k_{vd}$  (% kh) = -0.5,  $R_u$  = 0
  - Includi inerzia paratia: checked
- 4. Metodo di calcolo:**
  - Method: Procedura Automatica (Paratie)
  - Parameters: Pressione di Wood [0-1] = 1, Valore Applicato = 0.29946
  - Method: Manuale (Carichi Esterni)
  - Comportamento Paratia: Flessibile (usa kh), Rigido (usa  $a_{max}$ )
  - Metodo: Wood, Mononobe-Okabe, Semirigido
  - Parameters:  $B$  = 0.315,  $\alpha_1$  = 1.6,  $\alpha_2$  = 0.4
  - Correlazione  $\alpha_1 - \alpha_2$ : (Graph showing a red triangle)

Buttons at the bottom: Applica, OK, Annulla.

## 8 ANALISI DELL'OPERA - RISULTATI

### 8.1 FASI DI CALCOLO

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

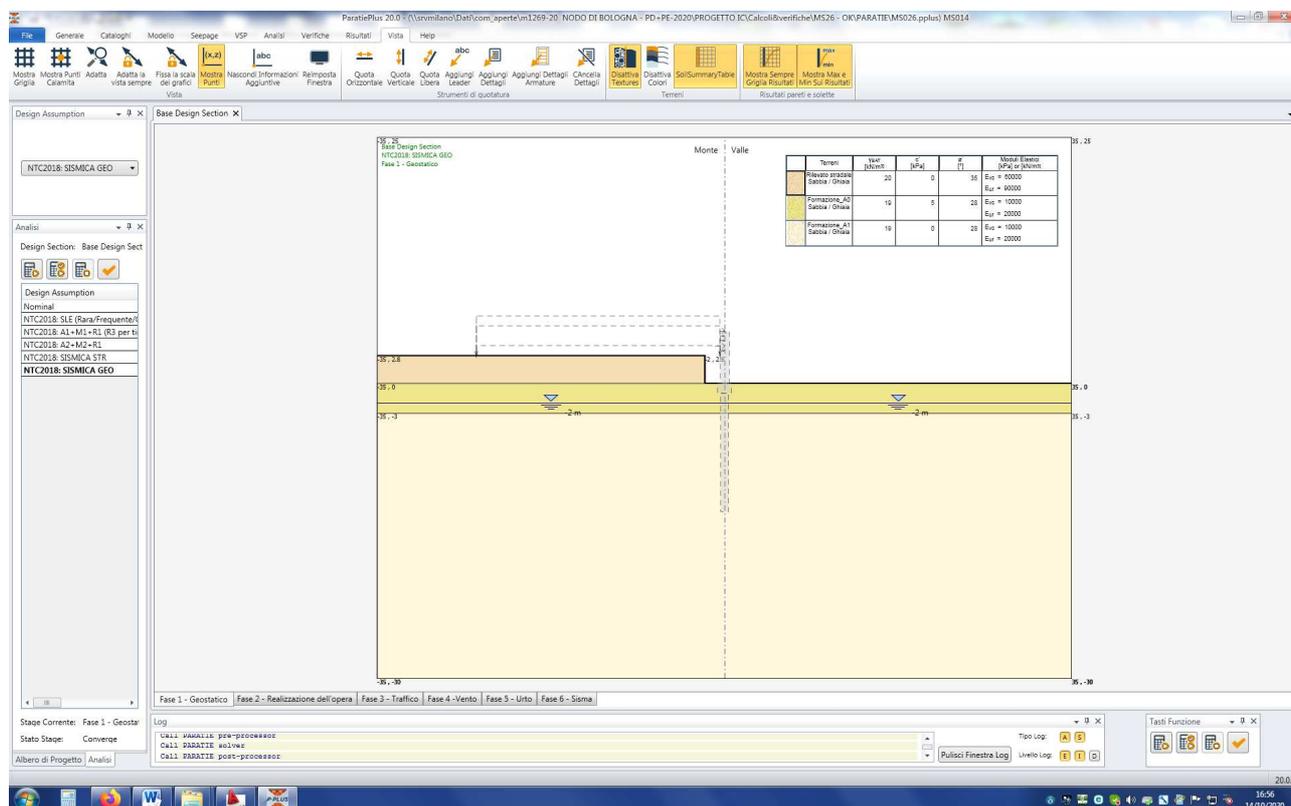


Figura n.8.1 – FASE 1 - Costruzione del rilevato esistente

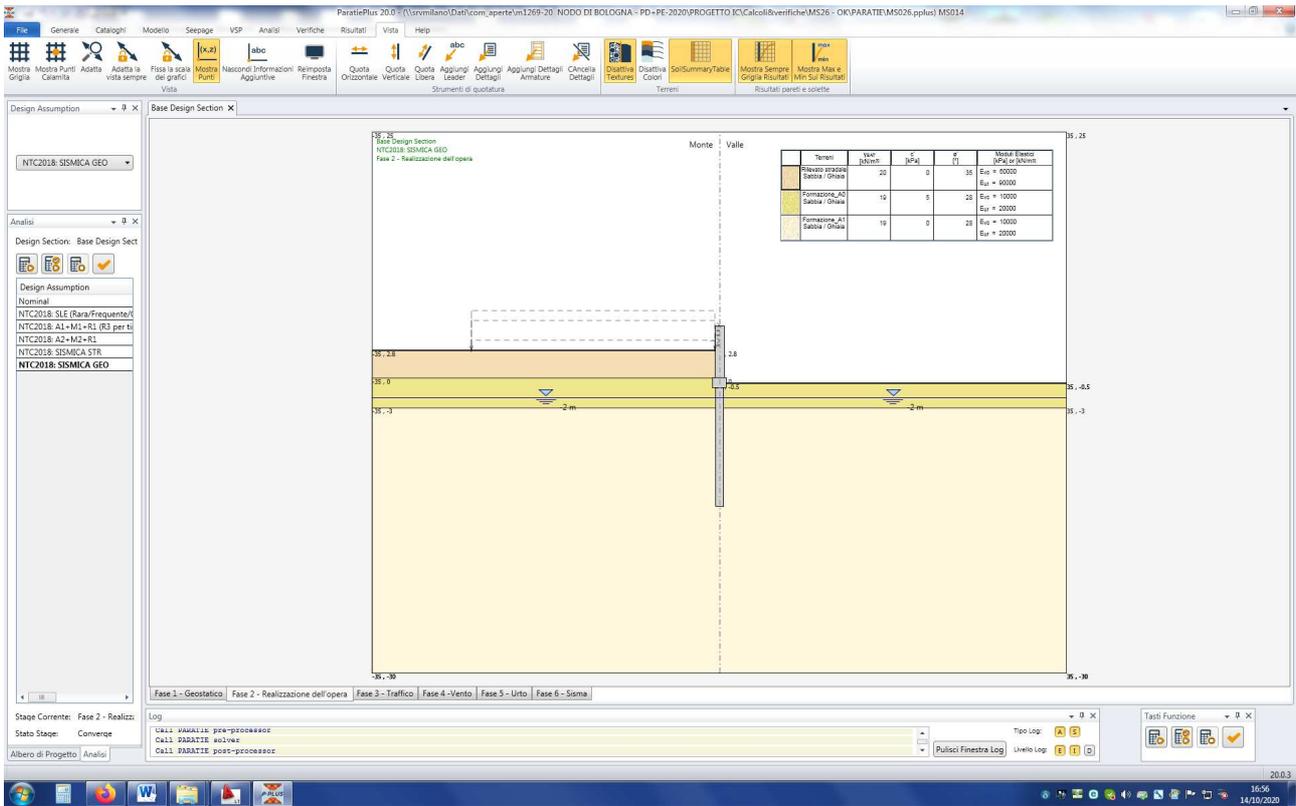


Figura n.8.2 – FASE 2 - Realizzazione dell'opera di sostegno

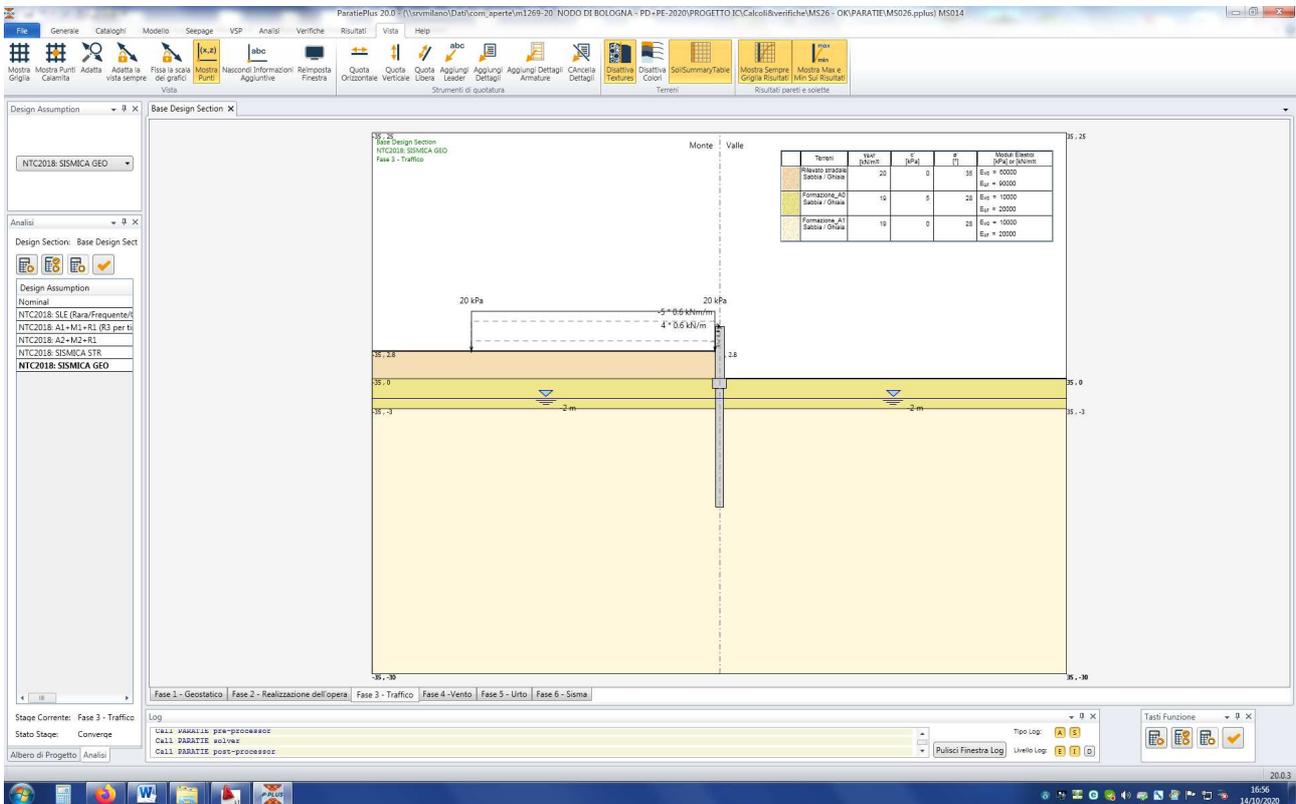


Figura n.8.3 – FASE 3 - Azione del traffico (combinata con azione del vento da interno)

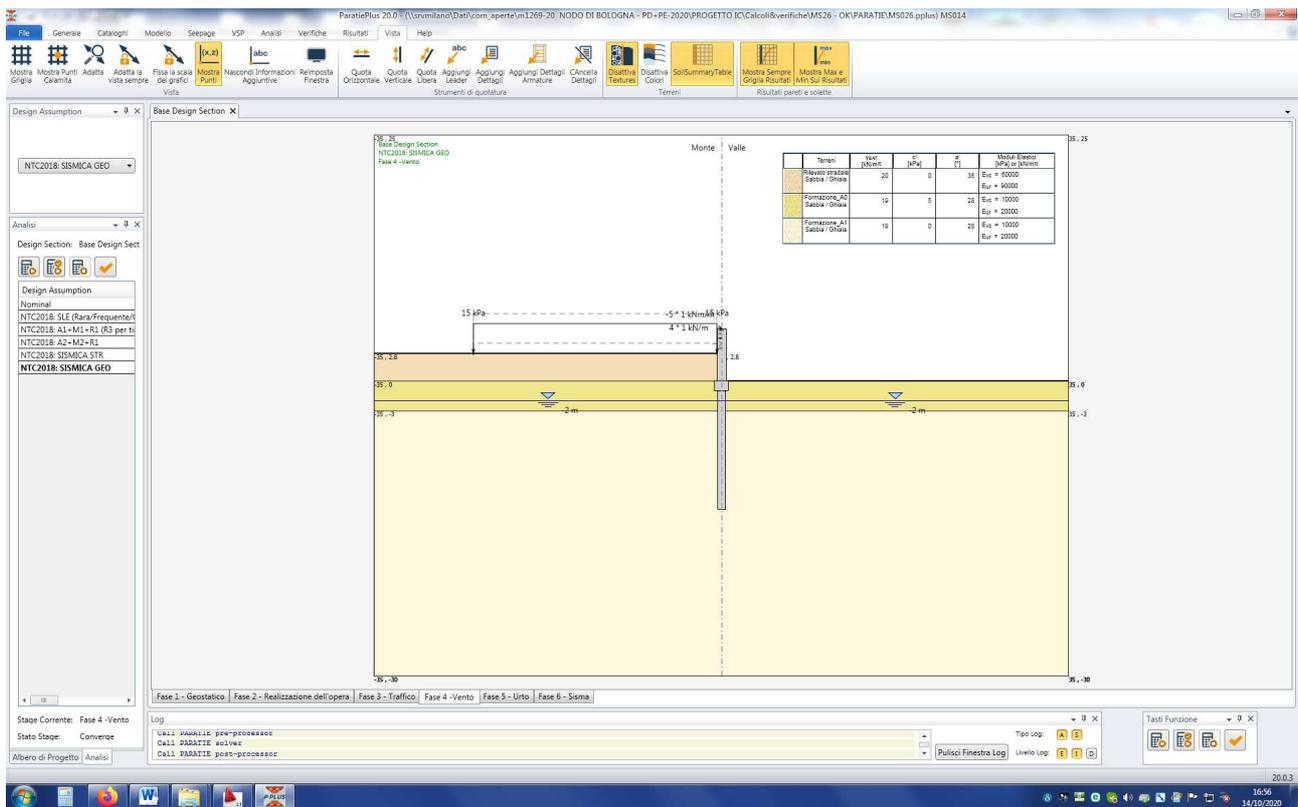


Figura n.8.4 – FASE 4 - Azione del vento da interno (combinata con l'azione del traffico)

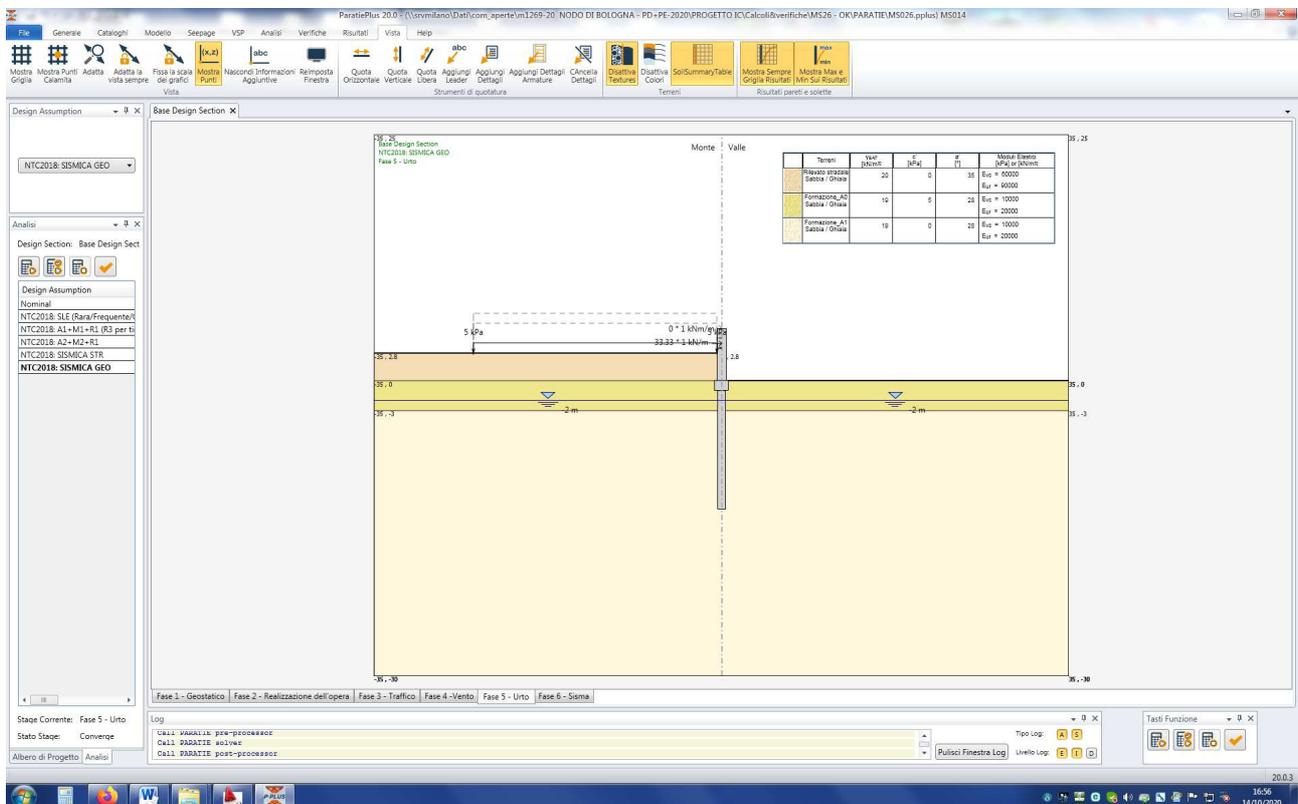


Figura n.8.5 – FASE 5 - Azione dell'urto per svio

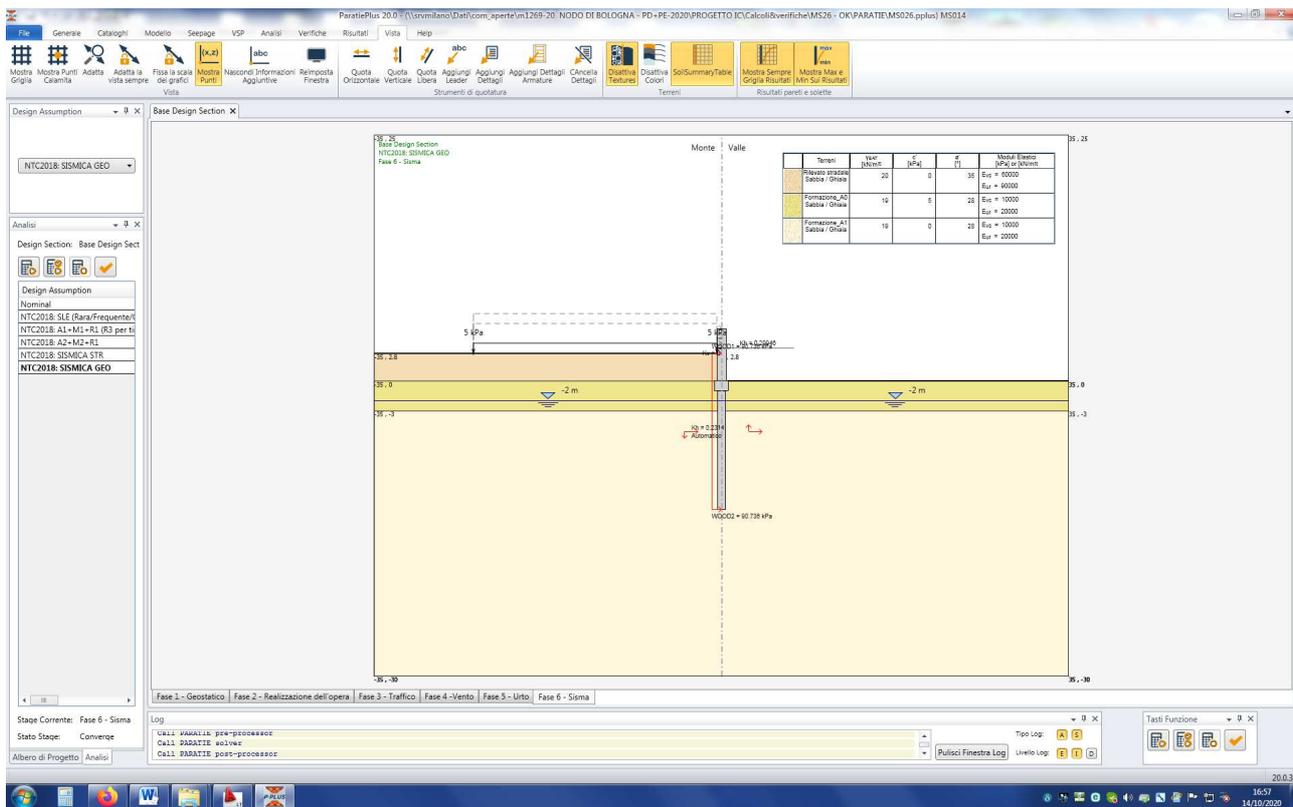


Figura n.8.6 – FASE 6 - Sisma

## 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 2).

Si osserva che:

- lo spostamento in esercizio (calcolato come differenza tra lo spostamento massimo e lo spostamento a fine costruzione) risulta pari a 14mm – 10mm = **4mm inferiore a 0.5%** dell'altezza del muro.
- lo spostamento totale massimo compresa la deformazione in fase di costruzione ( $s_{max} = 14mm$  – FASE 4) risulta **inferiore all'1.5%** dell'altezza del muro.

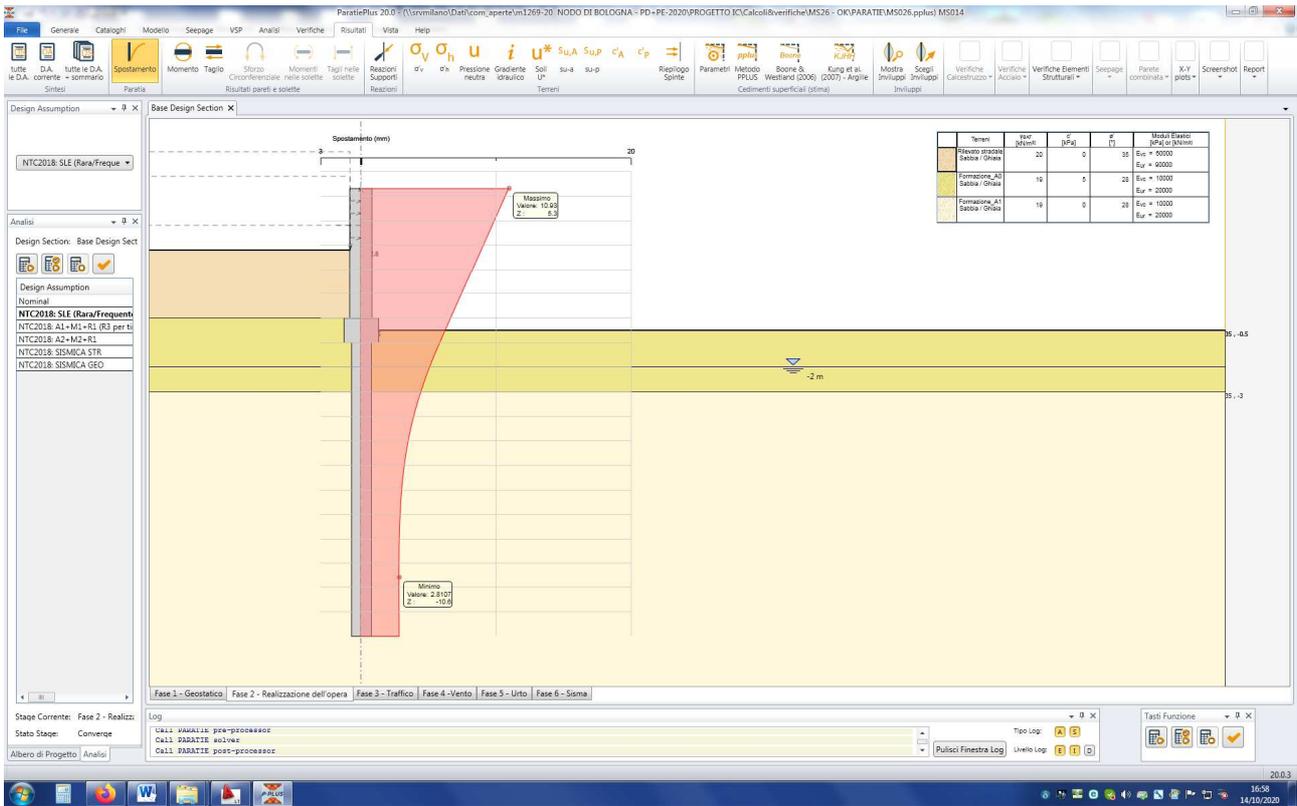


Figura n.8.7 – Spostamenti fase 2 fine costruzione

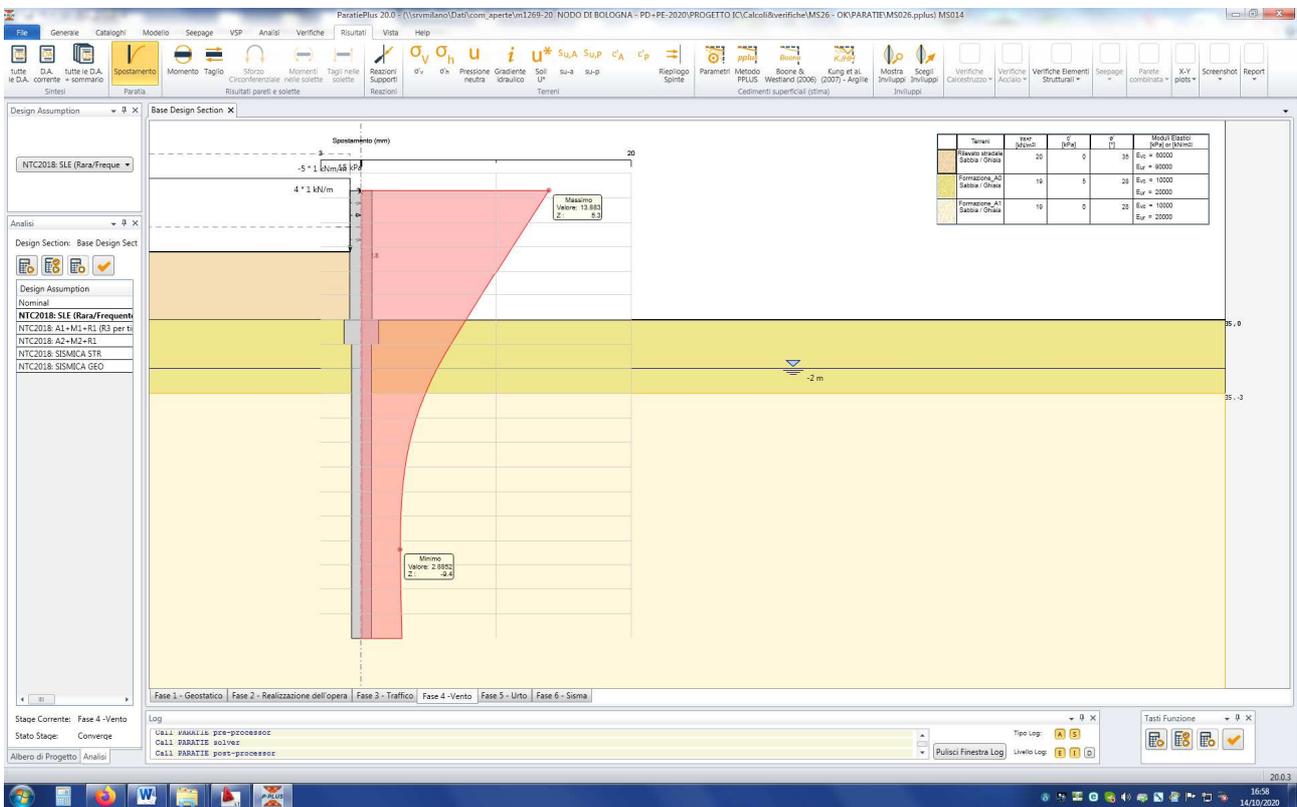


Figura n.8.8 – Spostamenti fase 4 (traffico e vento)

### 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 **esprese per metro lineare di paratia**.

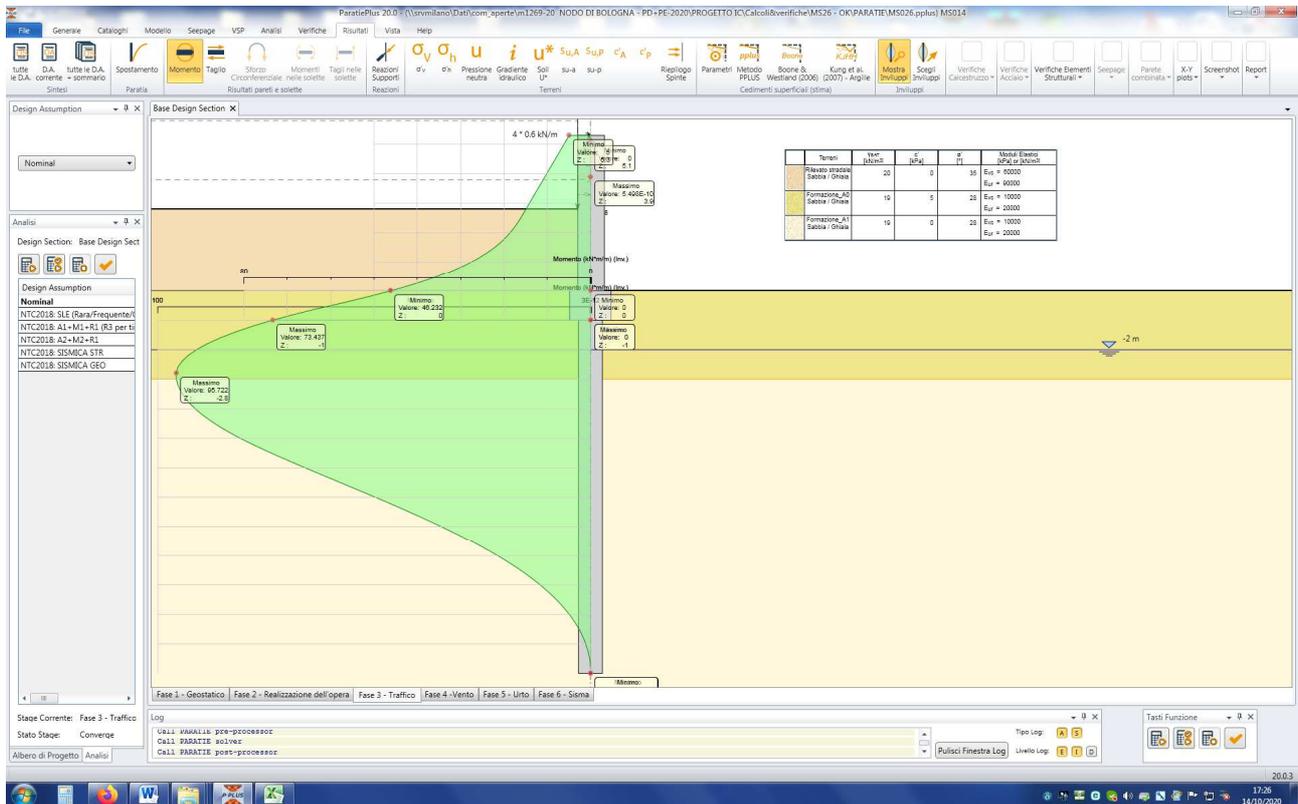


Figura n.8.9 – Momento flettente - Involuppo SLE-QP

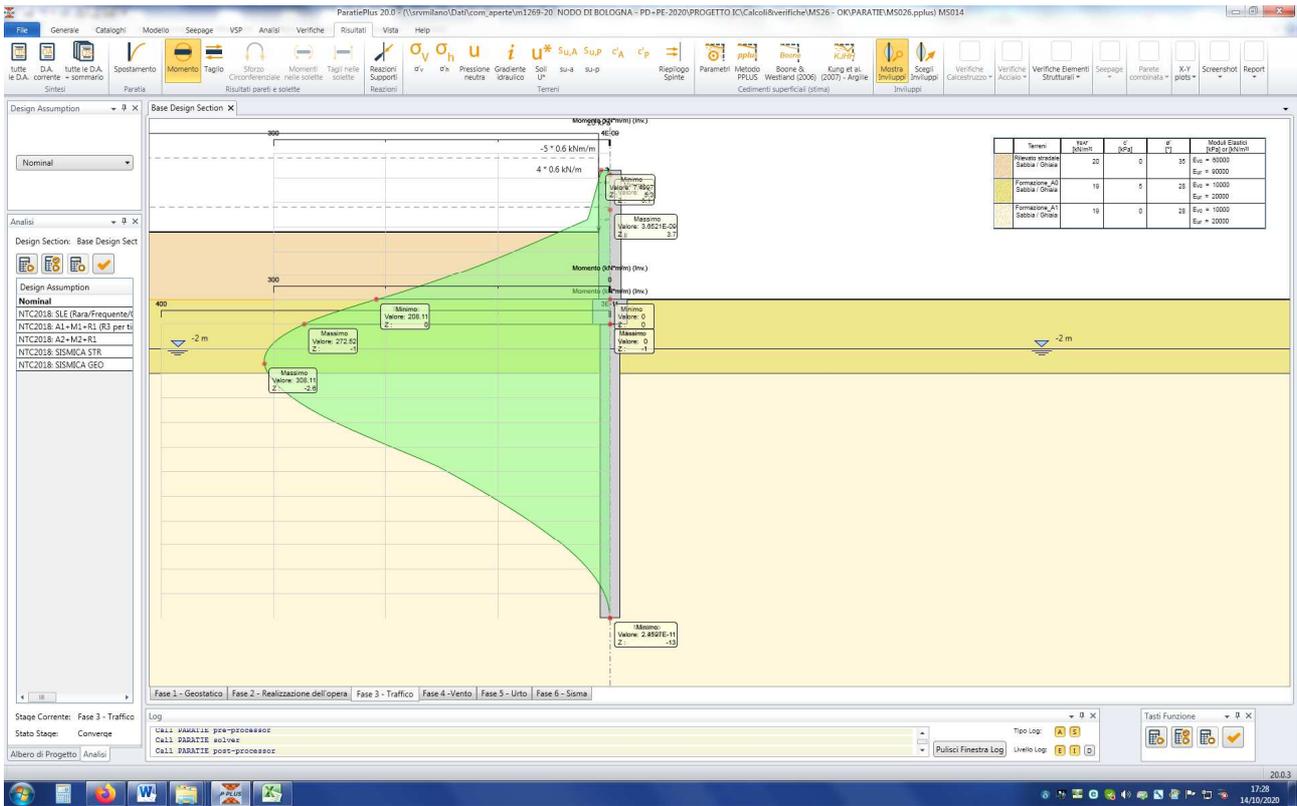


Figura n.8.10 – Momento flettente - Involuppo SLU

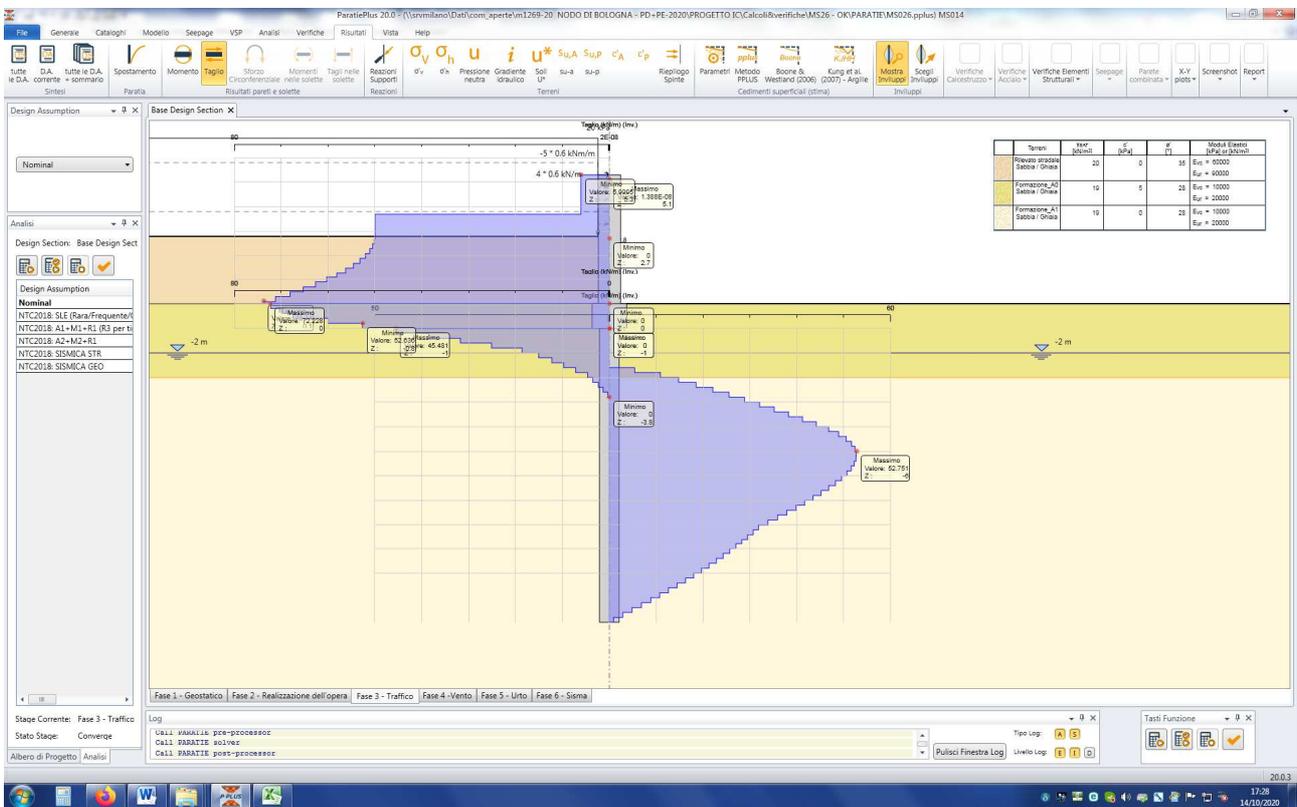


Figura n.8.11 – Azione di taglio - Involuppo SLU

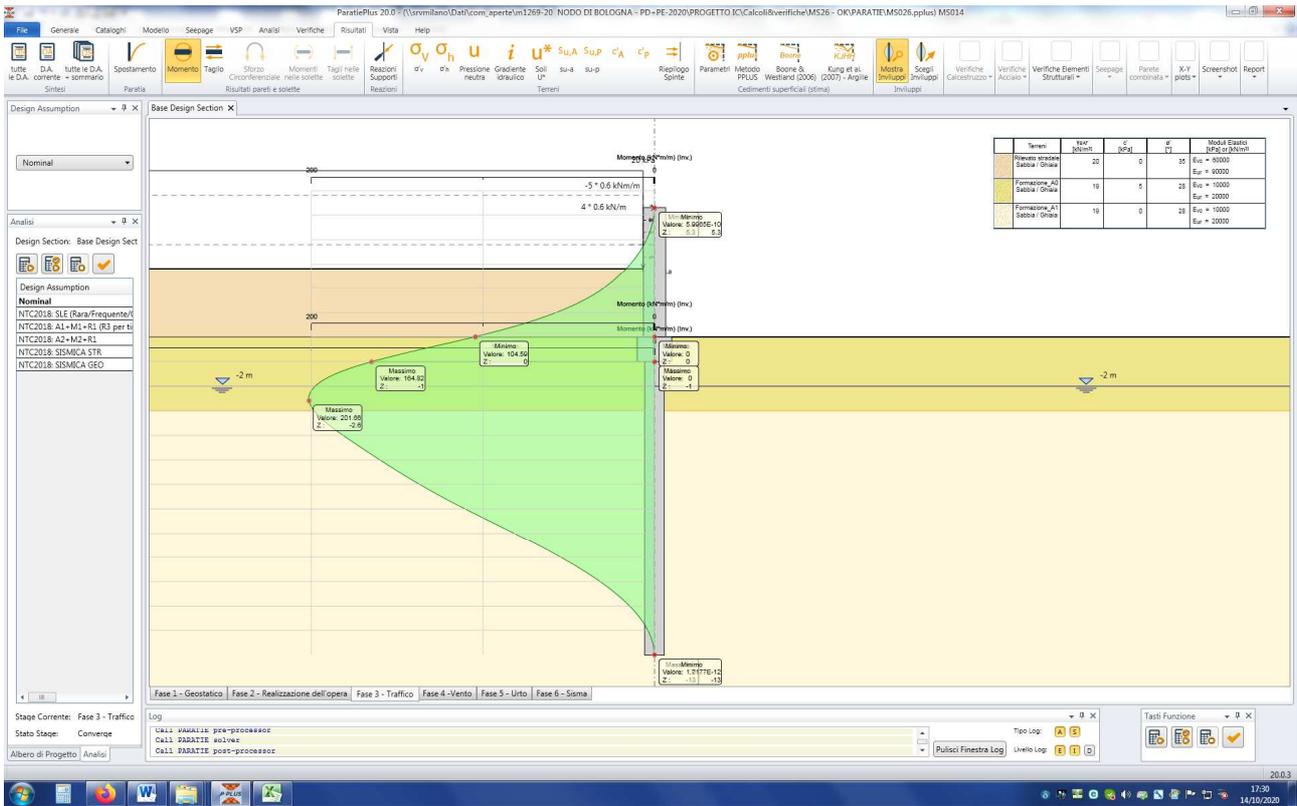


Figura n.8.12 – Momento flettente - Involuppo SLV

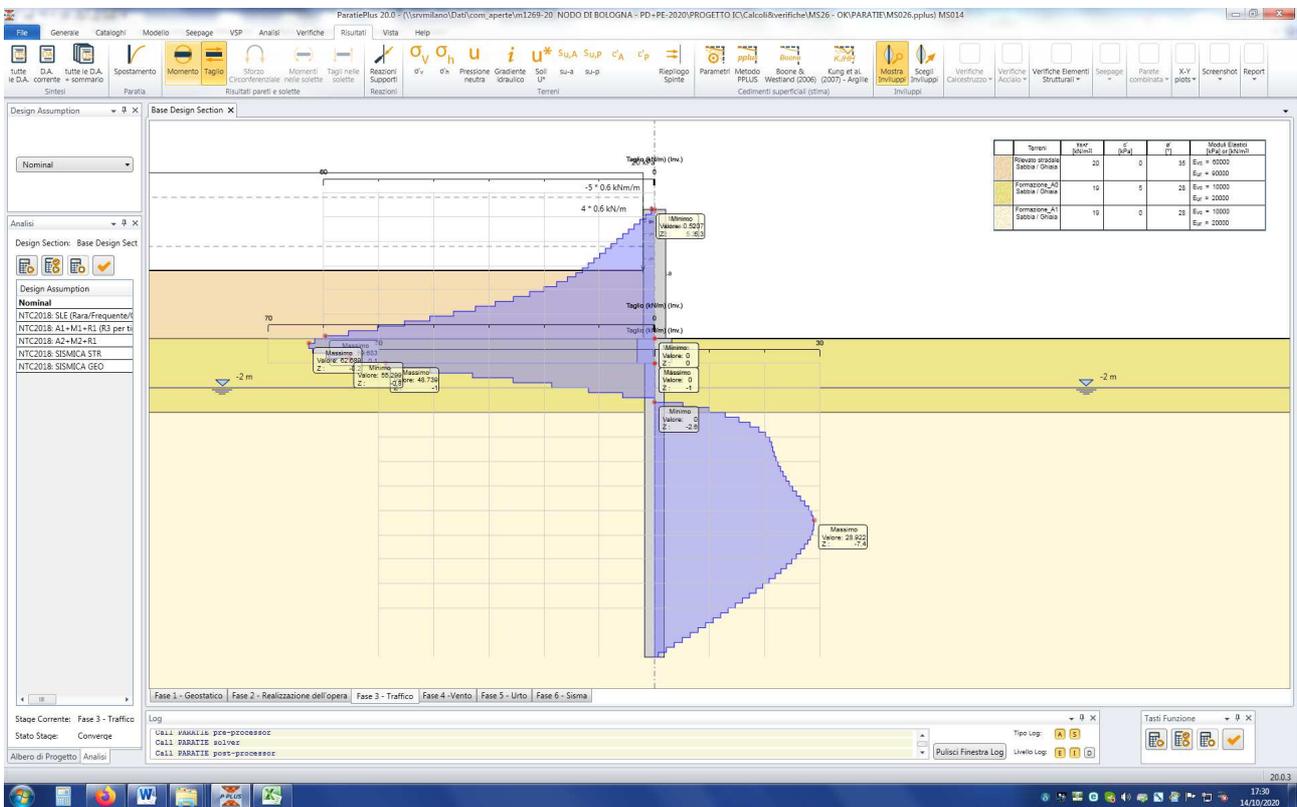


Figura n.8.13 – Azione di taglio - Involuppo SLV

## 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 (SLE, SLU e SLV). Si rammenta che le azioni sono **espresse per metro lineare** di paratia.

### MS026

Interasse pali = 1.25 m  
Diametro pali = 0.80 m  
Altezza soprizzo = 5.30 m  
Spessore soprizzo = 0.90 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	2.8	1.8	M (kNm)	96	<b>120</b>	<b>46</b>
				V (kN)	4	<b>5</b>	<b>24</b>
				N (kN)		<b>184</b>	<b>119</b>
SLU	SEZIONE DI MOMENTO MASSIMO	2.6	1.6	M (kNm)	308	<b>385</b>	<b>208</b>
				V (kN)	5	<b>6</b>	<b>72</b>
				N (kN)		<b>182</b>	<b>119</b>
	SEZIONE DI TAGLIO MASSIMO	1.0	0.0	M (kNm)	275	<b>344</b>	<b>208</b>
				V (kN)	46	<b>58</b>	<b>72</b>
				N (kN)		<b>162</b>	<b>119</b>
SLV	SEZIONE DI MOMENTO MASSIMO	2.6	1.6	M (kNm)	202	<b>253</b>	<b>104</b>
				V (kN)	0	<b>0</b>	<b>59</b>
				N (kN)		<b>182</b>	<b>119</b>
	SEZIONE DI TAGLIO MASSIMO	1.0	0.0	M (kNm)	165	<b>206</b>	<b>104</b>
				V (kN)	55	<b>69</b>	<b>59</b>
				N (kN)		<b>162</b>	<b>119</b>

Tabella n.8.1 – Azioni di design

## 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 §5.4.

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

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE THRUST\_RATIO [--]

1	0.171
2	0.253
3	0.251
4	0.248
5	0.256

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

Result Title :Wall <Left Wall>

STAGE THRUST\_RATIO [--]

5	0.720
---	-------

### 9.2 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI

Si dispongono **18φ24** con spirale φ12 passo 15cm. Si verifica la sezioni imponendo un comportamento non dissipativo.

Segue tabulato di calcolo.

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

NOME SEZIONE: Palo-DN800

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:
Resist. caratt. a snervamento fyk:		450.00 MPa

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

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	18Ø24	(81.4 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.4	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	182.00	385.00	6.00	0.00
2	162.00	344.00	58.00	0.00
3	182.00	253.00	0.00	0.00
4	162.00	206.00	69.00	184.00

#### 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	184.00	120.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

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

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	9.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9	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] Area efficace a flessione barre inf. (per presenza di torsione)= 49.7 cm <sup>2</sup> Area efficace a flessione barre sup. (per presenza di torsione)= 0.0 cm <sup>2</sup>

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	182.00	385.00			1.106	14.0	0.37	0.91	49.8 (10.1)
2	S	162.00	344.00			1.225	14.2	0.37	0.90	49.8 (10.1)

3	S	182.00	253.00	1.684	14.0	0.37	0.91	49.8 (10.1)
4	S	162.00	206.00	2.046	14.2	0.37	0.90	49.8 (10.1)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIAMENTE 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	0.00117	40.0	0.00070	29.6	-0.00196	-29.6
2	0.00115	40.0	0.00069	29.6	-0.00196	-29.6
3	0.00117	40.0	0.00070	29.6	-0.00196	-29.6
4	0.00115	40.0	0.00069	29.6	-0.00196	-29.6

**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 = 19.2 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	15.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 2.9 cm <sup>2</sup> /m]
Barre long. tors.:	31.8	cm <sup>2</sup>	

**VERIFICHE A TAGLIO-TORSIONE**

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]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]
Trdu	Momento torcente resistente ultimo [kNm] (lato conglomerato)
Mis.Sic.	Misura sicur. = Vsdu/Vcd + Tsdu/Trdu. Verifica OK se Mis.Sic <=1
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	Tsdu	Trdu	Mis.Sic.	bw	Ctg	Acw	AST	
1	S	6.00	0.00	1036.30	597.60	0.00	324.28	0.006	70.5	61.0	2.000	1.026	0.2
2	S	58.00	0.00	1035.00	598.40	0.00	324.28	0.056	70.5	61.1	2.000	1.023	1.5
3	S	0.00	0.00	1036.30	597.60	0.00	324.28	0.000	70.5	61.0	2.000	1.026	0.0
4	S	69.00	0.00	1035.00	598.40	184.00	324.28	0.634	70.5	61.1	2.000	1.023	1.7

**RISULTATI DEL SOLO CALCOLO A TORSIONE**

Area Nucl.	Area del nucleo della sezione tubolare resistente [cm <sup>2</sup> ]
Per.Nucl.	Perimetro del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Sp.Nucl.	Spessore del nucleo della sezione tubolare resistente [cm]
Ast	Area calcolata delle staffe al metro per sola torsione [cm <sup>2</sup> /m]
As long.	Area dei ferri longitudinali calcolati per sola torsione [cm <sup>2</sup> ]
Tsdu	Momento torcente assegnato nella combinazione corrente [kNm]
Trsd	Momento torc. resist. reso dall'area staffe riservata alla torsione [kNm]
Trld	Momento torc. resist. reso da una apposita aliquota delle barre longitudinali soggette a flessione

N°Comb	Area Nucl.	Per.Nucl.	Sp.Nucl.	Ast	As long.	Tsdu	Trsd	Trld
1	2753	186	20.8	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
2	2753	186	20.8	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
3	2753	186	20.8	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00
4	2753	186	20.8	4.3	31.8	184.00	184.00	184.00

**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	3.18	-40.0	0.00	40.0	-52.1	29.6	26.0	1871	31.7	---

**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
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00033	0.00024		0.50	0.60	0.000156 (0.000156)	554	0.087 (990.00)	193.08

**9.3 VERIFICA STRUTTURALE DEL SOPRALZO IN PRESENZA DI URTO**

Segue il calcolo delle azioni allo spiccatto dell'elevazione nella condizione di urto considerando una diffusione a 45° corrispondente ad una larghezza allo spiccatto di 8.20m.

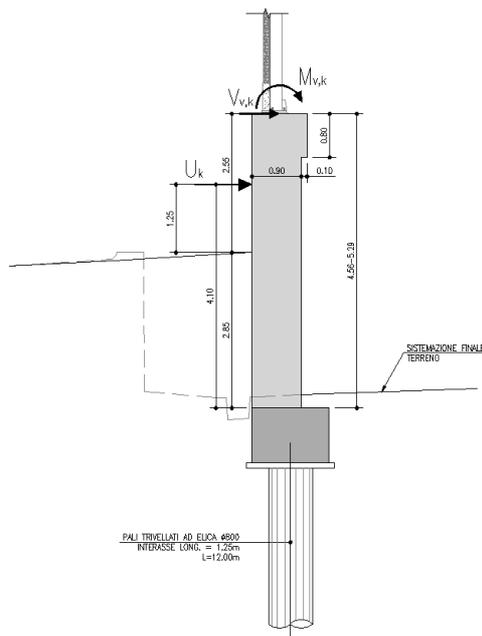


Figura n.9.1 – Schema delle azioni di progetto per la verifica dell'armatura allo spiccatto

Azione caratteristica da urto:

$$U_k = 500 \text{ kN/m}$$

Sollecitazioni indotte dalla spinta del terreno ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;  $\phi' = 35^\circ$ ;  $K_A = 0.224$ ;  $h_{\text{terreno}} = 2.85 \text{ m}$  da spiccato):

$$S_{A,T,k} = 18.1 \text{ kN/m}$$

Al fine della verifica agli stati limite ultimi connessi all'azione "eccezionale" da urto, vengono utilizzati i relativi coefficienti parziali e di combinazione.

Vengono riportate di seguito le **sollecitazioni di progetto relative alla quota di spiccato**:

$$N_d \approx 119 \text{ kN} / 8.20 \text{ m} = 14.5 \text{ kN/m}$$

$$V_d \approx 520 \text{ kN} / 8.20 \text{ m} = 63.4 \text{ kN/m}$$

$$M_d \approx 2'132 \text{ kNm} / 8.20 \text{ m} = 260.0 \text{ kNm/m}$$

Segue **verifica a pressoflessione** della sezione allo spiccato (sp.90cm). Si dispongono  $\Phi 20/10$  lato terra e  $\Phi 14/10$  lato valle. Segue tabulato di calcolo.

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

NOME SEZIONE: Sopralzo

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00	MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	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:	90.0	cm
Barre inferiori:	10Ø20	(31.4 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	10Ø14	(15.4 cm <sup>2</sup> )

Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.0	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	14.50	260.00	63.40	0.00

#### RISULTATI DEL CALCOLO

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

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	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 $\geq 1.000$									
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	14.50	260.00			3.703	68.4	0.25	0.76	31.4 (14.2)

#### 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	0.00067	90.0	0.00052	85.2	-0.00196	5.0

Per la **verifica a taglio** si considerano  $\phi 16$  sagomati integrativi su tutta l'altezza del paramento.

### 9.4 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	Morghestern con superfici circolare	9.1	5.39	FS <sub>min</sub> = 5.39 ≥ 1.1 = γ <sub>R</sub>
	SISMICA		9.2	1.41	FS <sub>min</sub> = 1.41 ≥ 1.2 = γ <sub>R</sub>

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

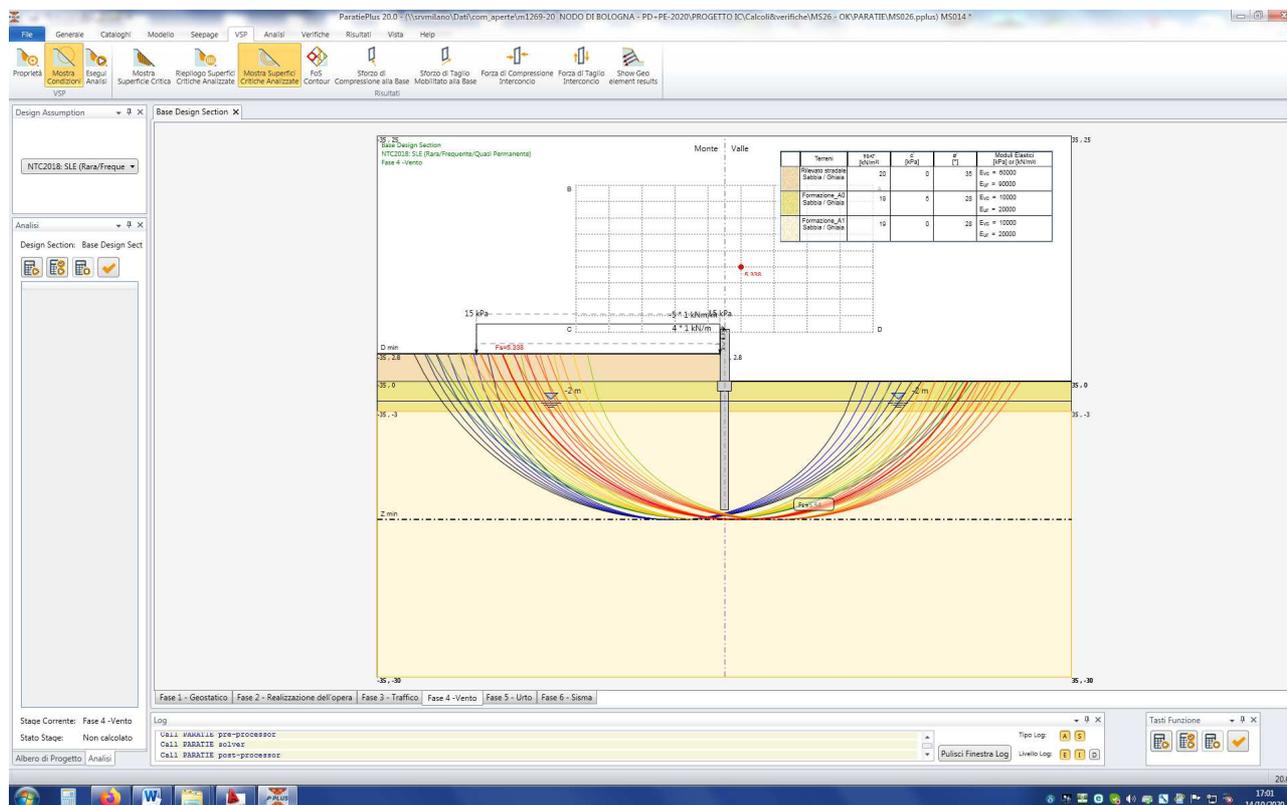


Figura n.9.1 – Analisi di stabilità – Configurazione finale – Verifica statica

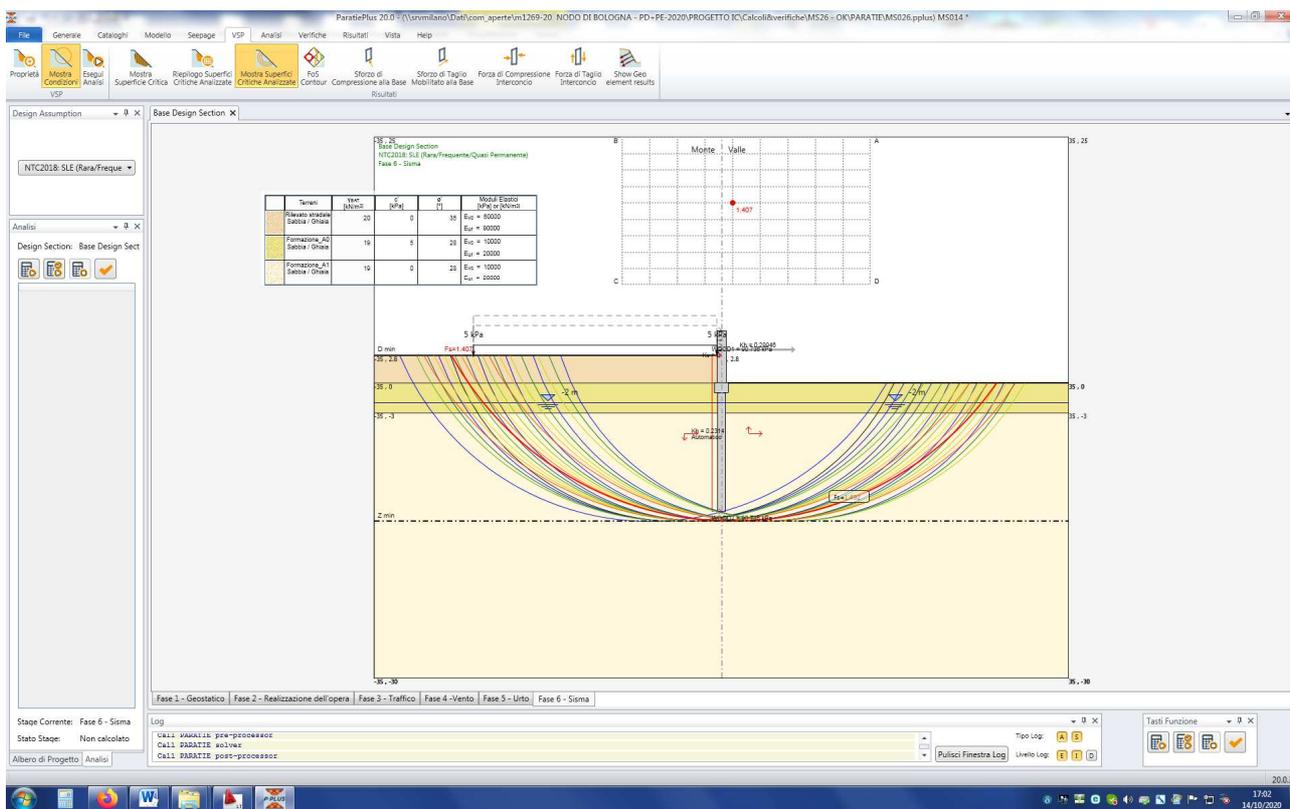


Figura n.9.2 – Analisi di stabilità – Configurazione finale – Verifica sismica