

**ITINERARIO RAGUSA-CATANIA**

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PA898**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE**

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N. Granieri  
Dott. Ing. F. Durastanti  
Dott. Ing. V. Truffini  
Dott. Arch. A. Bracchini  
Dott. Ing. L. Nani

Dott. Ing. M. Abram  
Dott. Ing. F. Pambianco  
Dott. Ing. M. Briganti Botta  
Dott. Ing. L. Gagliardini  
Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:



Dott. Ing. G. Guiducci  
Dott. Ing. A. Signorelli  
Dott. Ing. E. Moscatelli  
Dott. Ing. A. Bela

Dott. Ing. G. Lucibello  
Dott. Arch. G. Guastella  
Dott. Geol. M. Leonardi  
Dott. Ing. G. Parente



Dott. Arch. E. A. E. Crimi  
Dott. Ing. M. Panfili  
Dott. Arch. P. Ghirelli  
Dott. Ing. D. Pelle

Dott. Ing. L. Ragnacci  
Dott. Arch. A. Strati  
Archeol. M. G. Liseno



Dott. Ing. D. Carlacchini  
Dott. Ing. S. Sacconi  
Dott. Ing. C. Consorti

Dott. Ing. F. Aloe  
Dott. Ing. A. Salvemini



Dott. Ing. V. Rotisciani  
Dott. Ing. G. Pulli  
Dott. Ing. F. Macchioni

Dott. Ing. G. Verini Supplizi  
Dott. Ing. V. Piunno  
Geom. C. Sugaroni



Dott. Ing. P. Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

**LOTTO 4  
CAVALCAVIA  
CAVALCAVIA SVINCOLO 10 AL KM 16+605  
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SPALLE**

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04CV06STRRE02C				
L0408Z	E	2101	T04CV06STRRE02			C	-
C	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA			NOV 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS - SET 2021			SET 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
A	EMISSIONE			GIU 2021	M. BOTTA	F. DURASTANTI	N. GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

**INDICE**

<b>INDICE</b> .....	<b>1</b>
<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>3</b>
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	3
1.2 UNITÀ DI MISURA .....	4
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>5</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b> .....	<b>6</b>
3.1 STRUTTURE IN CLS.....	6
3.1.1.1 Calcestruzzo C32/40 .....	6
3.1.1.2 Armatura B450C .....	6
<b>4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b> .....	<b>7</b>
4.1 STRATIGRAFIA DI PROGETTO .....	7
<b>5. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>8</b>
5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1).....	8
5.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO .....	8
5.3 SPINTE DEL TERRENO SULLE SPALLE.....	10
5.3.1 Spinta a riposo del terreno .....	11
5.3.2 Spinta a riposo da sovraccarichi .....	11
5.4 AZIONI SISMICHE (Q6) .....	11
5.4.1 Spinta dei terreni in presenza di sisma - Metodo di Wood .....	13
5.5 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI.....	15
<b>6. COMBINAZIONI DI CARICO</b> .....	<b>16</b>
6.1 GRUPPI DI CARICO .....	16
6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE.....	17
6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU.....	18
6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE.....	18
<b>7. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI</b> .....	<b>19</b>
7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO .....	23
<b>8. CRITERI GENERALI DI VERIFICA</b> .....	<b>24</b>
8.1 VERIFICHE A FLESSIONE .....	24
8.2 VERIFICHE A TAGLIO .....	24
8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE) .....	25
8.3.1.1 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio.....	25
8.3.1.2 Verifica di fessurazione .....	25
<b>9. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – PILA</b> .....	<b>26</b>
9.1 SOLLECITAZIONI SUL FUSTO .....	27
9.2 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE .....	31
9.2.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV .....	31
9.2.2 Inviluppo combinazioni rare (SLE) .....	32
9.3 REAZIONI NEI PALI .....	33
9.3.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV .....	33
9.4 VERIFICHE FUSTO.....	34
9.5 VERIFICHE FONDAZIONE .....	35
9.5.1 Verifiche a flessione SLU .....	35
9.5.2 Verifiche a taglio SLU .....	36
9.5.3 Verifiche allo SLE.....	38
9.6 PALI DI FONDAZIONE.....	39
9.6.1 Verifiche di portanza verticale .....	39
9.6.2 Verifiche di portanza orizzontale .....	41

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

9.6.3	Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio .....	42
9.6.4	Verifiche strutturali .....	43
<b>10.</b>	<b>RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – SPALLA 2 .....</b>	<b>45</b>
<b>10.1</b>	<b>SOLLECITAZIONI NEI MURI PARAGHIAIA.....</b>	<b>46</b>
10.1.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV .....	46
10.1.2	Inviluppo combinazioni rare (SLE) .....	47
<b>10.2</b>	<b>SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE .....</b>	<b>49</b>
10.2.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV .....	49
10.2.2	Inviluppo combinazioni rare (SLE) .....	50
<b>10.3</b>	<b>REAZIONI NEI PALI .....</b>	<b>51</b>
10.3.1	Inviluppo combinazioni SLU/SLV .....	51
<b>10.4</b>	<b>VERIFICHE ALLO SLU .....</b>	<b>52</b>
10.4.1	Verifiche a flessione .....	52
10.4.2	Verifiche a taglio .....	53
<b>10.5</b>	<b>VERIFICHE ALLO SLE .....</b>	<b>56</b>
<b>10.6</b>	<b>PALI DI FONDAZIONE.....</b>	<b>57</b>
10.6.1	Verifiche di portanza verticale .....	57
10.6.2	Verifiche di portanza orizzontale .....	59
10.6.3	Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio .....	60
10.6.4	Verifiche strutturali .....	61
<b>11.</b>	<b>ADDENDUM - VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI - VALUTAZIONE COMPORAMENTO GLOBALE .....</b>	<b>63</b>
<b>11.1</b>	<b>INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>63</b>
<b>11.2</b>	<b>ANALISI DEL PROBLEMA .....</b>	<b>64</b>
11.2.1	Analisi "Upper Bound" .....	65
11.2.1.1	Periodo di vibrazione .....	65
11.2.1.2	Risultanti forze orizzontali SLV .....	66
11.2.1.3	Spiccato pila e fondazione pila.....	66
<b>11.3</b>	<b>CONCLUSIONI.....</b>	<b>68</b>
11.3.1.1	Reazioni sui baggioli.....	68
11.3.1.2	Sollecitazioni pila .....	69

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**1. GENERALITA'**

Nell'ambito dei lavori di ammodernamento dell'Itinerario Ragusa-Catania e nello specifico, del collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 di "Chiaromonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della "Ragusana", è prevista la realizzazione del Cavalcavia CV06.

La presente relazione ha per oggetto la verifica delle sottostrutture (spalla 2, pila, e relative fondazioni), mentre, per quanto concerne la verifica dell'impalcato e della spalla 1, si rimanda a specifici elaborati.

**1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA**

Le sottostrutture sono costituite da due spalle e una pila fondate su fondazioni profonde.

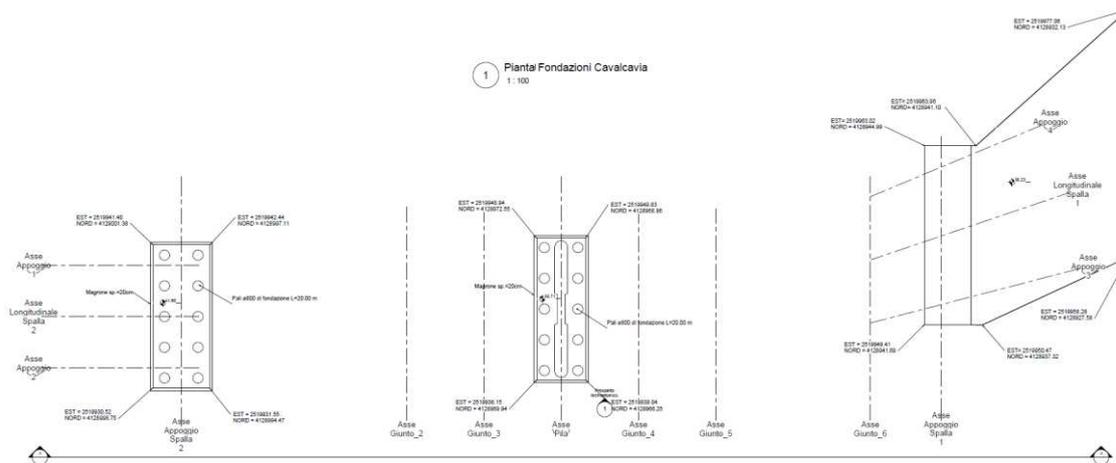
La spalla 2 è costituita da un solettone di fondazione di spessore pari ad 1.2m realizzato su pali  $\phi 800$  aventi lunghezza pari a 30 m.

La spalla è completata da muro paraghiaia trasversale avente spessore pari a 0.50 m. Lateralmente sono, infine, presenti due muretti paraghiaia longitudinali di spessore pari a 0.30 m.

Le pile presentano un fusto a sezione piena di larghezza pari ad 10.60 m, spessore variabile da 1.0 m alle estremita a 0.60 m al centro, e con altezza totale del fusto pari a 6.65 m. La pila è fondata su un plinto a 10 pali  $\phi 800$ , di spessore 1.2 m e dimensioni 11.1 m x 3.8 m. I pali sono disposti su due file con interasse longitudinale pari a 2.6 m e trasversale pari ad 2.4 m.

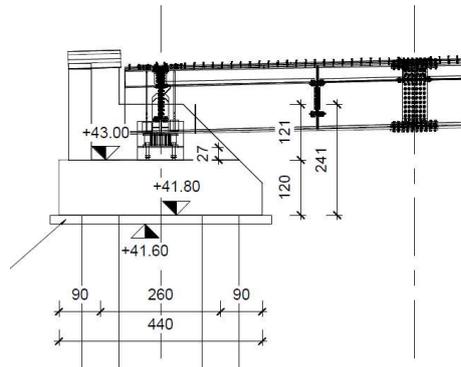
Il viadotto è dotato di un sistema di isolamento sismico dell'impalcato mediante dispositivi elastomerico a nucleo di piombo aventi stessa rigidezza in direzione longitudinale e trasversale.

Nelle figure seguenti si riporta lo stralcio planimetrico dell'opera in esame e le sezioni longitudinali delle sottostrutture. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

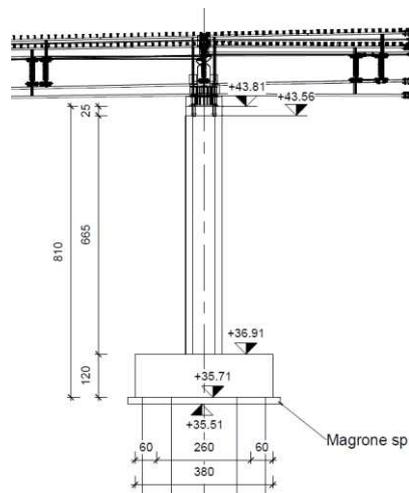


**Figura 1 – Pianta fondazioni**

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**



**Figura 2 – Sezione longitudinale spalla 2**



**Figura 3 – Sezione longitudinale pila**

L'opera è progettata per una vita nominale di 50 anni e ricade in classe d'uso IV.

## 1.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze  $\Rightarrow$  m, mm
- per i carichi  $\Rightarrow$  kN, kN/m<sup>2</sup>, kN/m<sup>3</sup>
- per le azioni di calcolo  $\Rightarrow$  kN, kNm
- per le tensioni  $\Rightarrow$  MPa

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

- D.M. 14/01/2008.

*Norme tecniche per le costruzioni (NTC).*

- Circolare n. 617 del 02/02/2009.

*Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14/01/2008.*

- UNI EN1993 -1-1.

*EUROCODICE 3, parte 1.3. Progettazione delle strutture in acciaio. Regole generali e regole per gli edifici.*

- UNI EN1993 -1-5.

*EUROCODICE 3, Parte 1.5. Progettazione delle strutture in acciaio. Elementi strutturali a lastra.*

- UNI EN1993 -1- 8.

*EUROCODICE 3, Parte 1.8. Progettazione delle strutture in acciaio. Progettazione dei collegamenti.*

- UNI EN1993-1-9.

*EUROCODICE 3. Parte 1.9. Progettazione delle strutture in acciaio. Fatica.*

- UNI EN1993 -1-2.

*EUROCODICE 3. Parte 2. Progettazione delle strutture in acciaio. Ponti di acciaio.*

- UNI EN1994 -1-1.

*EUROCODICE 4. Parte 1.1. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per gli edifici.*

- UNI EN1994 -2.

*EUROCODICE 4. Parte 2. Progettazione delle strutture composte acciaio– cls. Regole generali e regole per i ponti.*

- CNR-UNI 10011/97.

*Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.*

- CNR 10030/87.

*Anime irrigidite di travi a parete piena.*

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nella redazione del progetto esecutivo si è fatto riferimento ai materiali specificati di seguito. Per i controlli si fa riferimento a quanto previsto dal DM 14/01/2008

#### 3.1 STRUTTURE IN CLS

##### 3.1.1.1 Calcestruzzo C32/40

- $R_{ck} = 40$  MPa resistenza caratteristica cubica a 28 giorni
- $f_{ck} = 32$  MPa resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni
- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$  MPa resistenza cilindrica valore medio
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.02$  MPa resistenza media a trazione semplice (assiale)
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.12$  MPa resistenza caratteristica a trazione
- $E_{cm} = 22000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346$  MPa modulo elastico
- $\gamma = 25.0$  kN/m<sup>3</sup> peso per unità di volume

##### Resistenze di progetto allo SLU

- $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.1$  MPa;  $\gamma_c = 1.50$  resistenza di progetto a compressione
- $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.50$  MPa resistenza di progetto a trazione

##### Resistenze di progetto allo SLE

- $\sigma_{c,r} = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.2$  MPa tensione limite in combinazione (rara)
- $\sigma_{c,f} = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.4$  MPa tensione limite in comb. quasi permanente
- $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$  MPa tensione limite di fessurazione (trazione)

##### 3.1.1.2 Armatura B450C

- $f_{yk} = 450$  MPa resistenza caratteristica di snervamento
- $f_{tk} = 540$  MPa resistenza caratteristica a rottura
- $E_s = 210000$  MPa modulo elastico

##### Resistenza di progetto allo SLU

- $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391$  MPa;  $\gamma_s = 1.15$  resistenza di progetto a compressione

##### Resistenza di progetto allo SLE

- $\sigma_{s,r} = 0.80 \cdot f_{yk} = 360$  MPa tensione limite in combinazione (rara)

## 4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 4.1 STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Secondo i risultati della caratterizzazione geotecnica e sismica del terreno in oggetto, la stratigrafia di progetto utilizzata per la definizione delle curve di capacità portanti dei pali di fondazione è la seguente:

SPALLA 2					
Unità geotecniche		z	$\gamma$	c'	$\varphi'$
		[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]
Ril	Rilevato	0÷5	20	0	35
Qa	Argille	5÷28	18	10	22
Qc(a)	Sabbia/Calcareniti	28÷42	18	0	38

PILA					
Unità geotecniche		z	$\gamma$	c'	$\varphi'$
		[m da p.c.]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]
Qa	Argille	0÷22	18	10	22
Qc(a)	Sabbia/Calcareniti	22÷36.0	18	0	38

Per ulteriori dettagli sulle unità geotecniche interessate, si rimanda alla Relazione Geotecnica Generale.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G1)

I pesi propri strutturali sono stati valutati considerando un peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/mc.

### 5.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

L'analisi dei carichi della struttura di impalcato è dettagliatamente descritta nella specifica relazione di calcolo. Di seguito si riporta un breve riepilogo delle azioni considerate.

- Pesì propri della carpenteria in acciaio (G1.1), della soletta (G1.2) e dei cordoli (G1.3)
- Carichi permanenti portati (G2)
  - Pavimentazione (G2.1)
  - Guard Rail con reti di protezione (G2.2)
  - Velette (G2.3)
  - Elementi di completamento (impianti, reti) (G2.4)
- Ritiro del calcestruzzo (E2.1)
- Viscosità del calcestruzzo (E2.2)
- Variazione termica (E3)
- Cedimenti vincolari (E4)
- Azioni variabili da traffico (Q1)
- Azione di frenamento ed avviamento (Q3)
- Azione del vento (Q5)
- Azione sismica (Q6)

Si riportano, di seguito, le reazioni in corrispondenza del baricentro degli appoggi della spalla e della pila, distinti per casi di carico. Si fa presente che l'asse x corrisponde all'asse longitudinale del ponte, l'asse y a quello trasversale e l'asse z è diretto verso l'alto.

Tabella 1 - Reazioni in corrispondenza del baricentro degli appoggi: Spalla 2

Loadcase	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kN.m]	My[kN.m]	Mz[kN.m]
1:PPacc	-1	0	-328	33	0	1
2:PPsoletta	-4	0	-883	89	0	2
3:Permanenti	-2	0	-483	15	0	0
4:Ritiro	5	0	220	45	0	1
5:Cedim_SpA	0	0	12	0	0	0
6:Cedim_P1	-1	0	-24	0	0	0
7:Cedim_SpB	0	0	12	0	0	0
8:Vento	21	-190	2	392	0	-6
9:DTN_Contraction	9	1	-4	1	0	0
10:DTN_expantion	-22	-2	9	-2	0	0

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

11:DT_M_Heat	-4	0	-169	-24	0	-1
12:DT_M_Cool	5	0	203	29	0	1
13:Frenamento	177	-1	12	4	0	33
472:Traffico_k (Max)(Fz)	0	0	197	-295	0	5
473:Traffico_k (Min)(Fz)	-2	0	-1'797	627	0	-1
472:Traffico_k (Max)(Mx)	-2	0	-1'198	3'108	0	-13
473:Traffico_k (Min)(Mx)	-1	0	-153	-1'302	0	8
474:Traffico_freq (Max)(Fz)	0	0	119	-177	0	3
475:Traffico_freq (Min)(Fz)	-1	0	-1'133	458	0	0
474:Traffico_freq (Max)(Mx)	-1	0	-732	1'888	0	-5
475:Traffico_freq (Min)(Mx)	0	0	-96	-797	0	4
549:SISMA_SLV_X	920	133	55	209	0	47
550:SISMA_SLV_Y	66	827	3	1'234	0	69
551:SISMA_SLV_Z	10	1	574	746	0	11

**Tabella 2 - Reazioni in corrispondenza del baricentro degli appoggi: Pila**

Loadcase	Fx[kN]	Fy[kN]	Fz[kN]	Mx[kN.m]	My[kN.m]	Mz[kN.m]
1:PPacc	-1	-1	-1'158	-198	1	2
2:PPsoletta	-3	-1	-3'198	-480	3	6
3:Permanenti	0	0	-1'522	-9	1	0
4:Ritiro	0	1	-439	-939	1	7
5:Cedim_SpA	0	0	-24	-44	0	0
6:Cedim_P1	0	0	49	88	0	0
7:Cedim_SpB	0	0	-24	-44	0	0
8:Vento	21	-193	-1	489	0	-4
9:DTN_Contraction	0	1	8	8	0	0
10:DTN_expantion	0	-1	-19	-18	0	0
11:DT_M_Heat	0	0	338	692	0	-4
12:DT_M_Cool	0	0	-406	-830	1	5
13:Frenamento	176	19	0	-20	0	37
472:Traffico_k (Max)(Fz)	0	0	7	-18	0	-1
473:Traffico_k (Min)(Fz)	-1	0	-2'780	3'620	2	1
472:Traffico_k (Max)(Mx)	-2	1	-2'136	5'134	1	-2
473:Traffico_k (Min)(Mx)	2	0	-1'087	-1'579	1	1
474:Traffico_freq (Max)(Fz)	0	0	5	-14	0	0
475:Traffico_freq (Min)(Fz)	0	0	-1'531	1'952	1	0
474:Traffico_freq (Max)(Mx)	-1	0	-1'187	2'763	0	-1
475:Traffico_freq (Min)(Mx)	2	0	-603	-850	1	0
549:SISMA_SLV_X	921	65	4	55	0	54
550:SISMA_SLV_Y	65	919	2	757	0	70
551:SISMA_SLV_Z	1	1	1'596	2'130	1	3

Sul modello di calcolo della spalla e della pila vengono applicate le risultanti massime delle azioni verticali e orizzontali (longitudinali in direzione x e trasversali in direzione y) in condizioni statiche allo SLE in combinazione caratteristica (SLE-R) e allo SLU e in combinazione sismica allo SLV.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

Tabella 3 - Reazioni massime sui singoli appoggi: Spalla 2

		Fx <sub>1</sub> , Fx <sub>2</sub> [kN]	Fy <sub>1</sub> , Fy <sub>2</sub> [kN]	Fz <sub>1</sub> [kN]	Fz <sub>2</sub> [kN]
SLU	Fx_max	138	-86	-798	-895
SLU	Fy_max	-19	143	-1'326	-1'871
SLU	Fz_max	5	-85	-1'316	-2'507
SLU	(Fz1+Fz2)_max	-12	86	-2'228	-2'406
SLU	(Fz1-Fz2)_max	10	-85	-1'142	-2'346
SLV	Ex+0.3Ey+0.3Ez	478	191	-688	-826
SLV	0.3Ex+Ey+0.3Ez	181	434	-617	-934
SLV	0.3Ex+0.3Ey+Ez	145	144	-1'088	-1'053
SLEr	Fx_max	101	-57	-1'137	-1'361
SLEr	Fy_max	-12	95	-1'339	-1'398
SLEr	Fz_max	3	-57	-960	-1'838
SLEr	(Fz1+Fz2)_max	-8	57	-1'630	-1'770
SLEr	(Fz1-Fz2)_max	6	-56	-845	-1'731

Tabella 4 - Reazioni massime sui singoli appoggi: Pila

		Fx <sub>1</sub> , Fx <sub>2</sub> [kN]	Fy <sub>1</sub> , Fy <sub>2</sub> [kN]	Fz <sub>1</sub> [kN]	Fz <sub>2</sub> [kN]
SLU	Fx_max	134	-75	-5'217	-4'360
SLU	Fy_max	13	-146	-4'839	-5'345
SLU	Fz_max	7	-88	-5'943	-6'597
SLU	(Fz1+Fz2)_max	7	-88	-5'943	-6'597
SLU	(Fz1-Fz2)_max	6	-87	-5'238	-6'408
SLV	Ex+0.3Ey+0.3Ez	478	170	-3'759	-3'183
SLV	0.3Ex+Ey+0.3Ez	179	469	-3'698	-3'244
SLV	0.3Ex+0.3Ey+Ez	150	146	-4'519	-3'557
SLEr	Fx_max	99	-49	-3'892	-3'236
SLEr	Fy_max	9	-98	-3'527	-3'153
SLEr	Fz_max	5	-58	-4'419	-4'885
SLEr	(Fz1+Fz2)_max	5	-58	-4'419	-4'885
SLEr	(Fz1-Fz2)_max	3	-58	-3'560	-4'637

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

### 5.3 SPINTE DEL TERRENO SULLE SPALLE

Considerato la configurazione della sottostruttura in oggetto, le spinte dei terreni risultano agenti sulle spalle e sui piedritti, mentre sulla superficie orizzontale del plinto grava il peso verticale del terreno tra i piedritti. Per tale terreno, si assumono le caratteristiche convenzionali dei rilevati stradali:

Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]
Rilevato stradale	20	0	35

### 5.3.1 Spinta a riposo del terreno

In condizioni statiche si assume che sui piedritti la spinta orizzontale dei terreni agisca in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky, 1948):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0.426$$

dove  $\varphi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$ , e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono:

$$\sigma(z) = \gamma z K_0$$

### 5.3.2 Spinta a riposo da sovraccarichi

La spinta dovuta ai sovraccarichi in quanto applicati sulla superficie esterna del terreno di rinfianco è calcolata, secondo un'espressione del tipo:

$$\sigma = q K_0$$

Nel caso in esame, si considerano gli effetti dei sovraccarichi permanenti (pavimentazione, pari a 2.4 kN/m<sup>2</sup>) e accidentali, assunti convenzionalmente pari a 20 kPa.

Tali spinte sono quindi pari a:

$$\sigma_{G2.1} = q K_0 = 2.4 \cdot 0.426 = 1.02 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{Qik} = q K_0 = 20 \cdot 0.426 = 8.53 \text{ kPa}$$

## 5.4 AZIONI SISMICHE (Q6)

Il viadotto in oggetto è progettato per una vita nominale  $V_N$  pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ai sensi del D. Min. 14/01/2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso  $C_U = 2.0$ .

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco  $a_g$  (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ .

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- $a_g$ , accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

- Vita nominale  $V_N$  = 50 anni;
- Classe d'uso = IV;
- Coefficiente d'uso  $C_u$  = 2.0;
- Periodo di riferimento  $V_R$  = 100 anni;
- $T_{R,SLV}$  = 949 anni;
- $a_{g,SLV}$  = **0.371 g**;
- $F_{0,SLV}$  = **2.349**;
- $T_{c,SLV}^*$  = **0.468 s**.

Tabella 5 - Accelerazione ( $a_g$ ), fattore ( $F_0$ ) e periodo ( $T_c^*$ ) per sito di riferimento

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0.076	2.504	0.273
SLD	101	0.105	2.385	0.308
SLV	949	0.371	2.349	0.468
SLC	1950	0.526	2.343	0.527

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è infine costruito a partire dai parametri seguenti.

- Categoria di suolo = C
- Categoria topografica = T1;
- $S_s$ , fattore stratigrafico = 1.178;
- $S_T$ , fattore topografico = 1.00;
- $C_c$ , fattore correttivo del periodo  $T_c^*$  = 1.349.

Si riportano nell'immagine seguente, a titolo di riferimento, gli *spettri elastici allo SLV* in accelerazione in direzione orizzontale e verticale.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

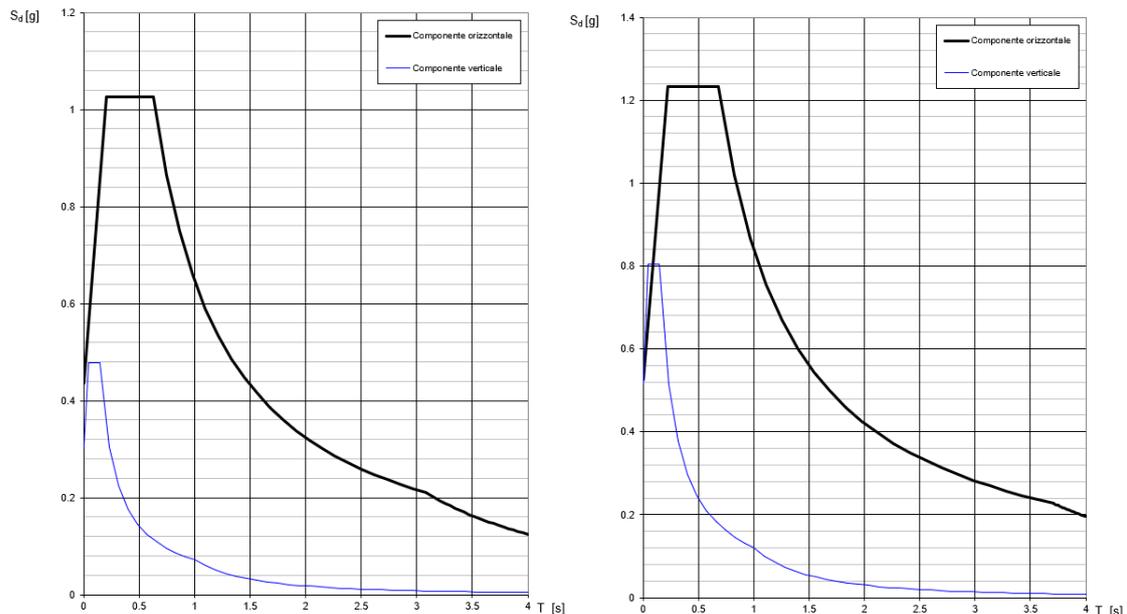


Figura 4 – Spettri elastici in accelerazione ( $q = 1$ ) allo SLV e allo SLC

#### 5.4.1 Spinta dei terreni in presenza di sisma - Metodo di Wood

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Wood. La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente: detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove, in assenza di falda:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ . Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S = A \cdot S' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cdot \cos\theta}$$

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato con la formula di Wood, generalmente adoperato in caso di pareti rigide e terreno lontano da condizioni limite. Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva,

## RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno, da applicare a metà altezza del muro, può essere calcolato come:

$$\Delta S_E = \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

- $a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$
- $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, rispettivamente attraverso i coefficienti  $S_S$  e  $S_T$  valutati, nel caso in esame, al paragrafo precedente;
- $H$  è l'altezza sulla quale agisce la spinta.

Il software di calcolo valuta inoltre le forze di inerzia orizzontale e verticale secondo il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ , così come prescritto dalle norme nel paragrafo relativo al calcolo delle forze sismiche per i muri di sostegno [NTC – 7.11.6.2]. Le forze sismiche sono quindi ottenute come:

$$F_{i,h} = k_h \cdot W$$
$$F_{i,v} = \pm k_v \cdot W$$

essendo  $W$  il peso del muro, del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro e degli eventuali sovraccarichi. Tali forze vengono applicate nel baricentro dei pesi.

Nelle verifiche allo SLU, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 1.0 \cdot 0.436$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.218$$

dove:

- $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, espressa in  $m/s^2$ ;
- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $\beta_m$  è un coefficiente che, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, assume valore unitario.

Per la spalla, ai sensi del §7.9.5.6.1 delle NTC2008, le sollecitazioni sismiche di cui sopra sono state incrementate del 30%.

Per quanto riguarda la determinazione dei pesi sismici (ossia le masse della struttura che, soggette ad accelerazioni del terremoto, generano le forze di inerzia sismiche), la normativa prescrive di determinarli sommando ai carichi permanenti  $G_1$  e  $G_2$  le azioni variabili  $Q_k$  ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $\psi_{2,i}$  che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma. Tali masse (terreni e strutture) vengono accelerate orizzontalmente e verticalmente mediante i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$ .

## 5.5 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Secondo le indicazioni del D.M.14/01/2008 nel calcolo delle spalle, delle fondazioni, degli apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Le resistenze parassite dei vincoli sono pertanto valutate, per la spalla mobile, in corrispondenza di ciascun apparecchio di appoggio mobile in misura pari al 3% della somma degli scarichi verticali permanenti:

- $F_a = 0.03 \times V_G$ .

dove con  $V_G$  si intende lo scarico verticale sugli appoggi per effetto dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Nella tabella seguente sono riportati i valori calcolati per ogni sottostruttura:

	<b>P1</b>	<b>S2</b>
<b>G [kN]</b>	4519	1088
<b>F<sub>a</sub> [kN]</b>	136	33

## 6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate sono stabilite in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 del D.M.14/01/2008.

### 6.1 GRUPPI DI CARICO

Nella tabella seguente, in accordo a quanto specificato in tabella 5.1.3.14 del D.M. 14/01/2008, sono esplicitati i gruppi di carico considerati per i carichi accidentali da traffico.

Tabella 6 – Valori caratteristici delle azioni da traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Coerentemente nel seguito si fa riferimento ai gruppi di azioni da traffico 1, 2a e 2b.

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**6.2 COEFFICIENTI PARZIALI E DI COMBINAZIONE**

Si utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di combinazione di seguito riportati.

**Tabella 7 – Coefficienti parziali di sicurezza agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(a)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(b)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(b)</sup>	1,00 1,00 <sup>(a)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(a)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(b)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(c)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(d)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 8 – Coefficienti di combinazione**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

6.3 COMBINAZIONI AGLI SLU

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le singole combinazioni di carico rilevanti per le verifiche strutturali dell'impalcato agli SLU.

L'espressione per le combinazioni di verifica strutturali (A1 - STR) è:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Mentre quella per le combinazioni sotto SISMA o ECCEZIONALI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 9 - Coefficienti nelle combinazioni di carico agli SLU

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5	Q6	q9
A1 STR	Gr.1	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35	0	0	0.9	0	0
	Gr.2a	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	1.35	0	0.9	0	0
	Gr.2b	1.35	1.35	0	1.2	0.9	0	0	1.35	0.9	0	0
	Q5	1.35	1.35	0	1.2	0.9	1.35ψ <sub>0</sub> <sup>(*)</sup>	0	0	1.5	0	0
	E3	1.35	1.35	0	1.2	1.5	1.35ψ <sub>0</sub> <sup>(*)</sup>	0	0	0.9	0	0
SISMA	SLV Z	1	1	0	1	0.5	0	0	0	1	0	
ECCEZIONALE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0	1	

(\*) per schema di carico 1, ψ<sub>0</sub> = 0.75 per i carichi tandem e ψ<sub>0</sub> = 0.40 per i carichi distribuiti

6.4 COMBINAZIONI AGLI SLE

Di seguito si esplicitano i coefficienti utilizzati per le combinazioni di carico rilevanti agli SLE.

L'espressione per le combinazioni di verifica RARE è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica FREQUENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

L'espressione per le combinazioni di verifica QUASI PERMANENTI è:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Tabella 10 - Combinazioni agli SLE

Combinazione		G1	G2	E1	E2	E3	Gr.1	Gr.2a	Gr.2b	Q5
RARA	Gr.1	1	1	0	1	0.6	1	0	0	0.6
	Gr.2a	1	1	0	1	0.6	0	1	0	0.6
	Gr.2b	1	1	0	1	0.6	0	0	1	0.6
	Q5	1	1	1	1	0.6	ψ <sub>0</sub>	0	0	1
	E3	1	1	1	1	1	ψ <sub>0</sub>	0	0	0
FREQUENTE	Gr.1	1	1	0	1	0.5	0.75	0	0	0
	Gr.2a	1	1	0	1	0.5	0.75 ψ <sub>0</sub>	0.75	0	0
	Q5	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0.2
	E3	1	1	0	1	0.6	0	0	0	0.2
QUASI PERMANENTE	-	1	1	0	1	0.5	0	0	0	0

(\*) per schema di carico 1, ψ<sub>0</sub> = ψ<sub>1</sub> = 0.75 per i carichi tandem e ψ<sub>0</sub> = ψ<sub>1</sub> = 0.40 per i carichi distribuiti

## 7. MODELLI DI CALCOLO E METODO DI ANALISI

Per determinare le sollecitazioni negli elementi che compongono la spalla 2 è stato implementato un opportuno modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il programma di calcolo *MIDAS GEN*. Il solettone di fondazione, i setti verticali e i muri paraghiaia sono stati modellati mediante elementi shell di opportuno spessore.

Il riferimento di assi globali (*GCS-X,Y,Z*) è orientato come segue:

- X = asse longitudinale (parallelo all'asse stradale);
- Y = asse trasversale (ortogonale all'asse stradale);
- Z = asse verticale.

Le azioni sono applicate agli elementi bidimensionali costituenti il modello come pressioni per unità di superficie in conformità con quanto descritto precedentemente. Gli scarichi dall'impalcato sono applicati come forze nodali, simulando mediante un braccio rigido l'eccentricità verticale tra l'estradosso fondazione e la quota appoggi.

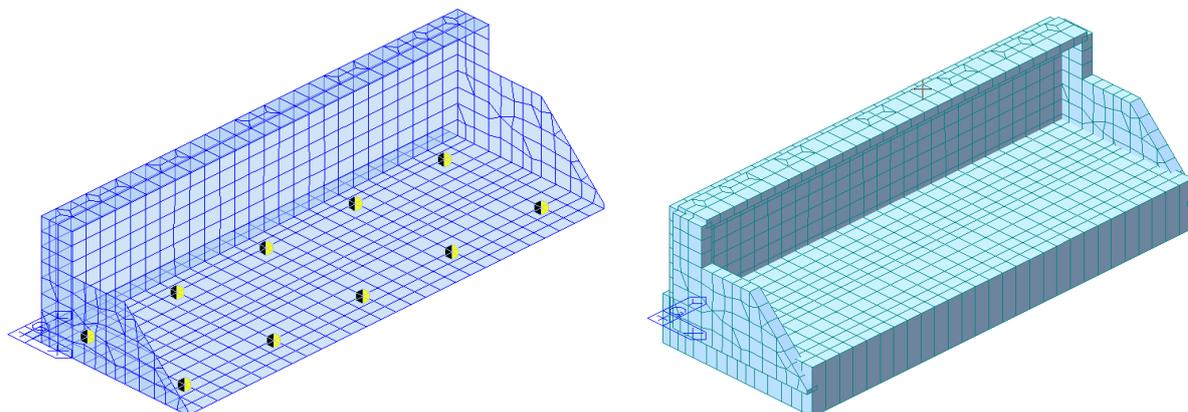


Figura 5 – Modello di calcolo (vista wireframe e vista estrusa)

Il modello è vincolato alla base in corrispondenza di ciascun palo mediante vincoli puntuali elastici (point spring supports) ai quali è stata assegnata rigidità verticale e orizzontale coerente con l'inquadramento geotecnico riportato al paragrafo 4.

In particolare, per la rigidità verticale si è assunto un valore  $K_v = 563677$  kN/m, circa pari alla rigidità estensionale del palo  $K_v = EA/L$ .

Per la spalla 2 per la determinazione delle sollecitazioni e per le verifiche è stato trascurato il contributo del terreno al di sopra del piano campagna (nel caso in esame per un'altezza di 5 m).

Il valore della rigidità orizzontale assegnata ai due vincoli elastici disposti secondo le due direzioni principali ortogonali, è stato desunto considerando il palo elastico immerso in un sottosuolo elastico schematizzato come mezzo alla Winkler. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di rigidità  $K_h$ , stimata mediante la trattazione di *Reese e Matlock*.

Nella pratica per terreni uniformi si considera  $K_h$  costante con la profondità e  $K_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di *Reese e Matlock* (1956):

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

$$K_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove d è il diametro del palo e z la profondità.

I coefficienti di reazione orizzontale utilizzati per i due strati di terreno interessati dai pali sono ottenuti da letteratura:

Unità Qa  $k_h = 2500 \text{ kN/m}^3$

Unità Qca  $k_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Applicando una forza unitaria (1 kN) alla schematizzazione del complesso palo-terreno appena descritta e leggendo lo spostamento in testa al palo, è possibile ricavare la rigidezza orizzontale da assegnare ai vincoli orizzontali nel modello di calcolo tridimensionale come segue:

$$K_H = F/s = 1/0.0000238 = 42088 \text{ kN/m}$$

Tale metodo consente anche di ricavare il valore del momento flettente in testa al palo. Nel caso in esame, il rapporto momento/taglio ( $\alpha=M/V$ ) applicato in testa risulta pari a circa 5.29.

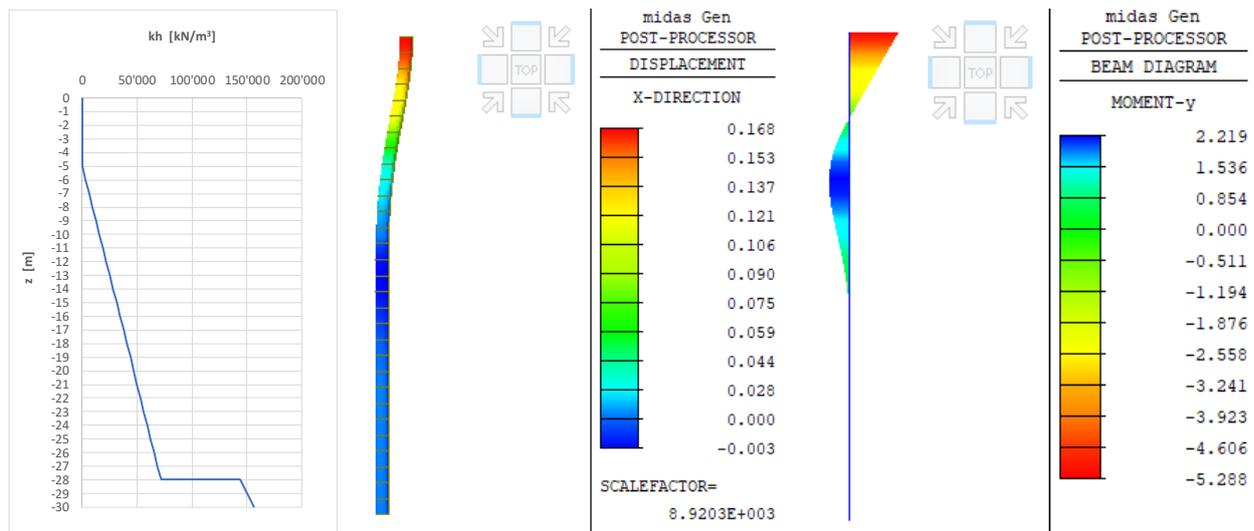


Figura 6 – Rigidezza, spostamenti palo/terreno (mm) e momento flettente (kNm)

In maniera analoga, per determinare le sollecitazioni negli elementi che compongono la pila è stato implementato un opportuno modello di calcolo tridimensionale agli elementi finiti mediante il programma di calcolo MIDAS GEN. Il solettone di fondazione è stato modellato mediante elementi shell di opportuno spessore mentre il fusto e i baggioli tramite elementi beam. I baggioli sono collegati al fusto tramite rigid link.

Il riferimento di assi globali (GCS-X,Y,Z) è orientato come segue:

- X = asse longitudinale (parallelo all'asse stradale);
- Y = asse trasversale (ortogonale all'asse stradale);
- Z = asse verticale.

Gli scarichi dall'impalcato sono applicati come forze nodali sul nodo di testa dei baggioli.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

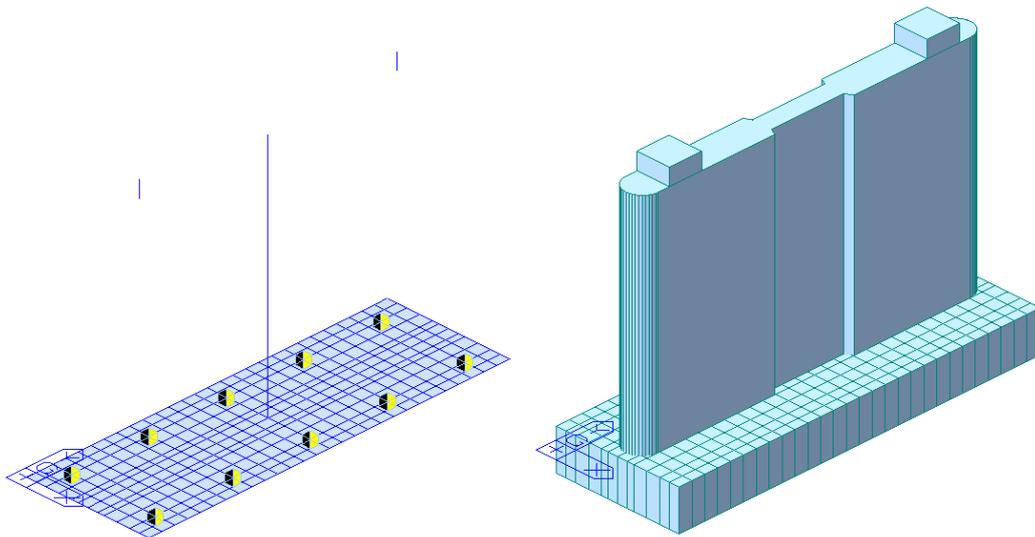


Figura 7 – Modello di calcolo (vista wireframe e vista estrusa)

Il modello è vincolato alla base in corrispondenza di ciascun palo mediante vincoli puntuali elastici (point spring supports) ai quali è stata assegnata rigidità verticale e orizzontale coerente con l'inquadramento geotecnico riportato al paragrafo 4.

In particolare, per la rigidità verticale si è assunto un valore  $K_v = 676413 \text{ kN/m}$ , circa pari alla rigidità estensionale del palo  $K_v = EA/L$ .

Il valore della rigidità orizzontale assegnata ai due vincoli elastici disposti secondo le due direzioni principali ortogonali, è stato desunto considerando il palo elastico immerso in un sottosuolo elastico schematizzato come mezzo alla Winkler. La reazione del terreno, quindi, è assimilata ad un letto di molle di rigidità  $K_h$ , stimata mediante la trattazione di *Reese e Matlock*.

Nella pratica per terreni uniformi si considera  $K_h$  costante con la profondità e  $K_h$  linearmente crescente con la profondità secondo l'espressione di *Reese e Matlock* (1956):

$$K_h = n_h \frac{z}{d}$$

dove  $d$  è il diametro del palo e  $z$  la profondità

I coefficienti di reazione orizzontale utilizzati per i due strati di terreno interessati dai pali sono ottenuti da letteratura:

Unità Qa	$k_h = 2500 \text{ kN/m}^3$
Unità Qca	$k_h = 5000 \text{ kN/m}^3$

Applicando una forza unitaria (1 kN) alla schematizzazione del complesso palo-terreno appena descritta e leggendo lo spostamento in testa al palo, è possibile ricavare la rigidità orizzontale da assegnare ai vincoli orizzontali nel modello di calcolo tridimensionale come segue:

$$K_H = F/s = 1/0.0000354 = 28225 \text{ kN/m}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

Tale metodo consente anche di ricare il valore del momento flettente in testa al palo. Nel caso in esame, il rapporto momento/taglio ( $\alpha=M/V$ ) applicato in testa risulta pari a circa 2.73.

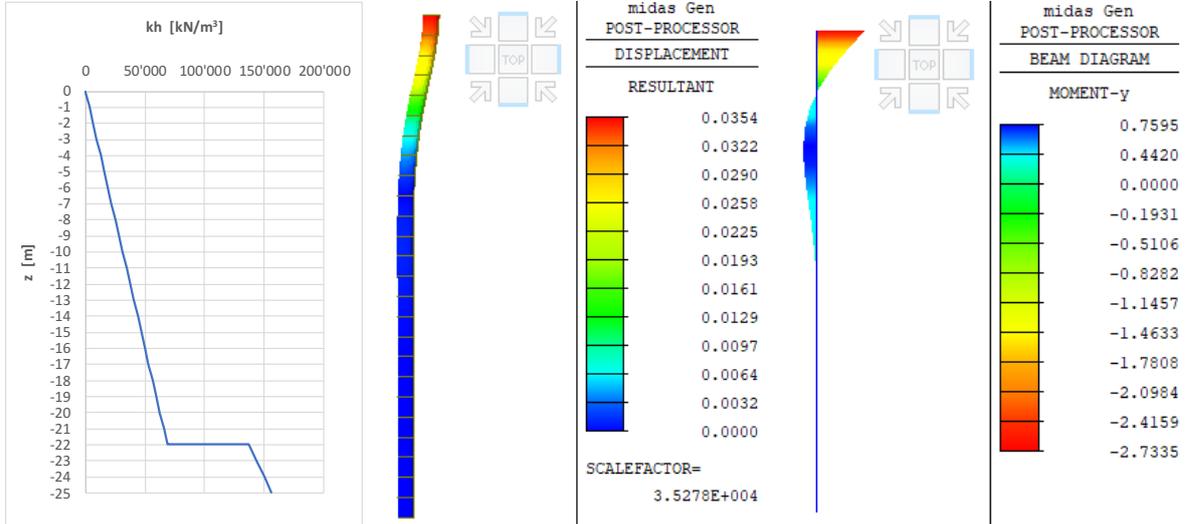


Figura 8 – Rigidezza, spostamenti palo/terreno (mm) e momento flettente (kNm)

## 7.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Nell'ambito del presente paragrafo si riporta una descrizione delle caratteristiche dei software utilizzati per l'effettuazione delle analisi e verifiche strutturali esposte ai precedenti paragrafi.

Nello specifico, l'analisi del comportamento globale delle strutture d'impalcato è stata effettuata con l'ausilio del software **MIDAS/CIVIL 2021**, distribuito in Italia dalla **CSPFea** (Padova).

Per l'esecuzione di verifiche di sezioni in cemento armato si è invece utilizzato il software **VCA S.L.U.**

Infine si è ricorso a fogli di calcolo elettronici auto-prodotti, per l'automatizzazione di ulteriori verifiche effettuate quali elementi in acciaio e/o elementi strutturali secondari.

### Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei software impiegati ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore dei software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Le stesse società produttrici hanno verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati sono contenuti in apposita documentazione fornita a corredo dell'acquisto del prodotto, che per brevità espositiva si omette di allegare al presente documento.

### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni esposte nel documento sono stati inoltre sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, che per brevità espositiva si omette dall'allegare al presente documento.

Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, Il Progettista dichiara pertanto che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, validando conseguentemente i risultati dei calcoli esposti nella presente relazione.

## 8. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

### 8.1 VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche di resistenza delle sollecitazioni di flessione sono effettuate determinando il valore del minimo momento resistente  $M_{Rd}$ , tra quelli ottenuti a sforzo assiale costante ed a eccentricità costante, e controllando che sia maggiore del massimo momento sollecitante  $M_{Ed}$ :

$$M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Si evidenzia che il momento resistente è determinato tramite il programma di calcolo "VCA-SLU" del Prof. Piero Gelfi.

### 8.2 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica di resistenza allo SLU con riferimento alle sollecitazioni taglianti deve risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

In accordo con le NTC, il taglio  $V_{Ed}$  non dovrebbe essere pari a quello risultante dalle analisi in virtù del criterio di gerarchia delle resistenze tra elementi strutturali trasverso-piedritto (assimilabili a dei comuni elementi trave-pilastro). Tuttavia le sollecitazioni determinate in condizioni sismiche non sono dimensionanti per la struttura; questo vuol dire che la condizione per il calcolo del taglio sollecitante in condizioni di plasticizzazione alle estremità delle solette, non è rappresentativa per la struttura esaminata.

[NTC – 4.1.2.1.3.1] La resistenza a taglio in assenza di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$ ;
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.02 f_{cd}$ ;
- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

[NTC – 4.1.2.1.3.2] In presenza di armatura resistente a taglio, il taglio resistente  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ .

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$$

in cui:

- $d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm);
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima, pari a  $0.5 f_{cd}$ ;

---

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

- $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- $\theta$  è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa.

### 8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

#### 8.3.1.1 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  per combinazione caratteristica;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  per combinazione quasi permanente.

La massima tensione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$  per combinazione caratteristica.

#### 8.3.1.2 Verifica di fessurazione

Si svolgono le verifiche allo stato limite di apertura delle fessure, verificando che il valore di apertura delle fessure rispetti i valori limite di apertura prescritti dalla normativa, a seconda dell'elemento strutturale da verificare, ovvero delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature ai fenomeni di corrosione.

Per la soletta in calcestruzzo armato, i limiti di apertura delle fessure sono scelti, a partire dalla classe di esposizione del calcestruzzo, considerando condizioni ambientali aggressive e armature poco sensibili ai fenomeni di corrosione. In accordo con la Tabella 4.2.IV del D.M. 14/01/2008, i valori limiti di apertura delle fessure sono:

- $w_1 = 0.2$  mm per combinazione dei carichi quasi permanente;
- $w_2 = 0.3$  mm per combinazione dei carichi frequente.

## 9. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – PILA

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio.

Le pile presentano un fusto a sezione piena di larghezza pari ad 10.60, spessore variabile da 1.0 m alle estremità a 0.60 m al centro, e con altezza totale del fusto pari a 6.65 m. La pila è fondata su un plinto a 10 pali  $\Phi 800$ , di spessore 1.2 m e dimensioni 11.1 m x 3.8 m. I pali sono disposti su due file con interasse longitudinale pari ad 2.6 m e trasversale pari ad 2.4 m.

Nei seguenti paragrafi si riportano i diagrammi di sollecitazioni della pila in esame e le relative verifiche in condizioni ultime e di esercizio. Le sollecitazioni sono espresse secondo gli assi locali degli elementi monodimensionali, secondo la seguente convenzione:

- $F_x$  = sforzo normale (espresso in kN);
- $M_y$  = momento longitudinale (kNm);
- $M_z$  = momento trasversale (kNm);
- $S_z$  = taglio longitudinale (kN);
- $S_y$  = taglio trasversale (kN).

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**9.1 SOLLECITAZIONI SUL FUSTO**

Nel seguente paragrafo si riportano gli involuipi delle sollecitazioni per le combinazioni di carico allo SLU e SLE.

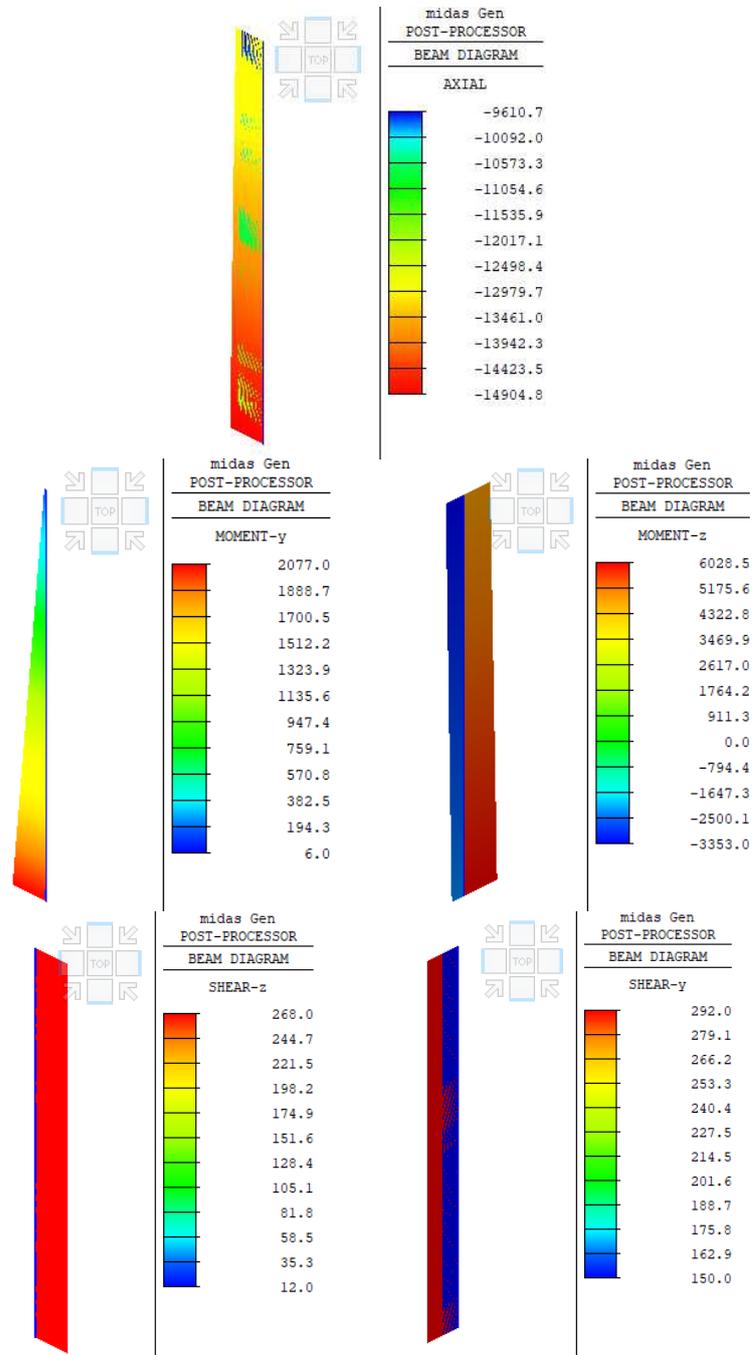


Figura 9 – Involuppo sollecitazioni SLU (sforzo normale, momenti e tagli)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

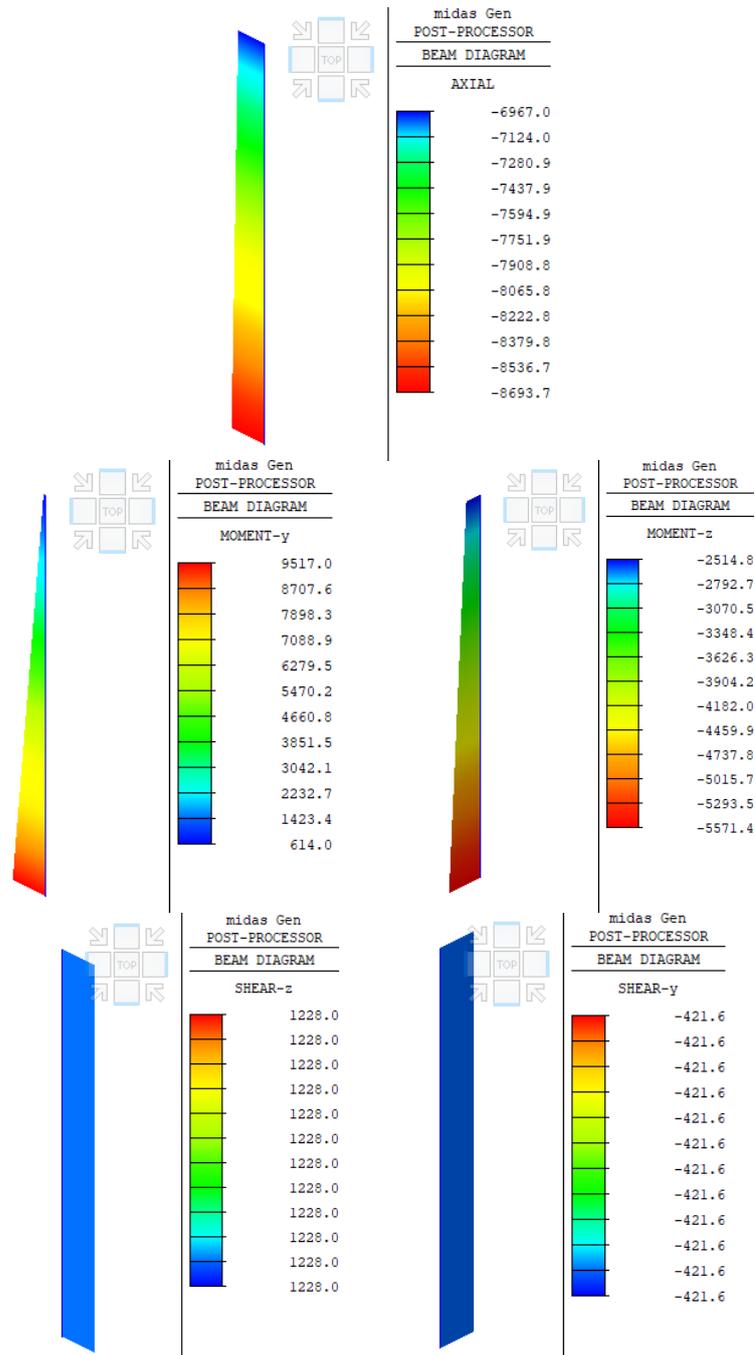


Figura 10 – Involuppo sollecitazioni SLV-Ex+0.3Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

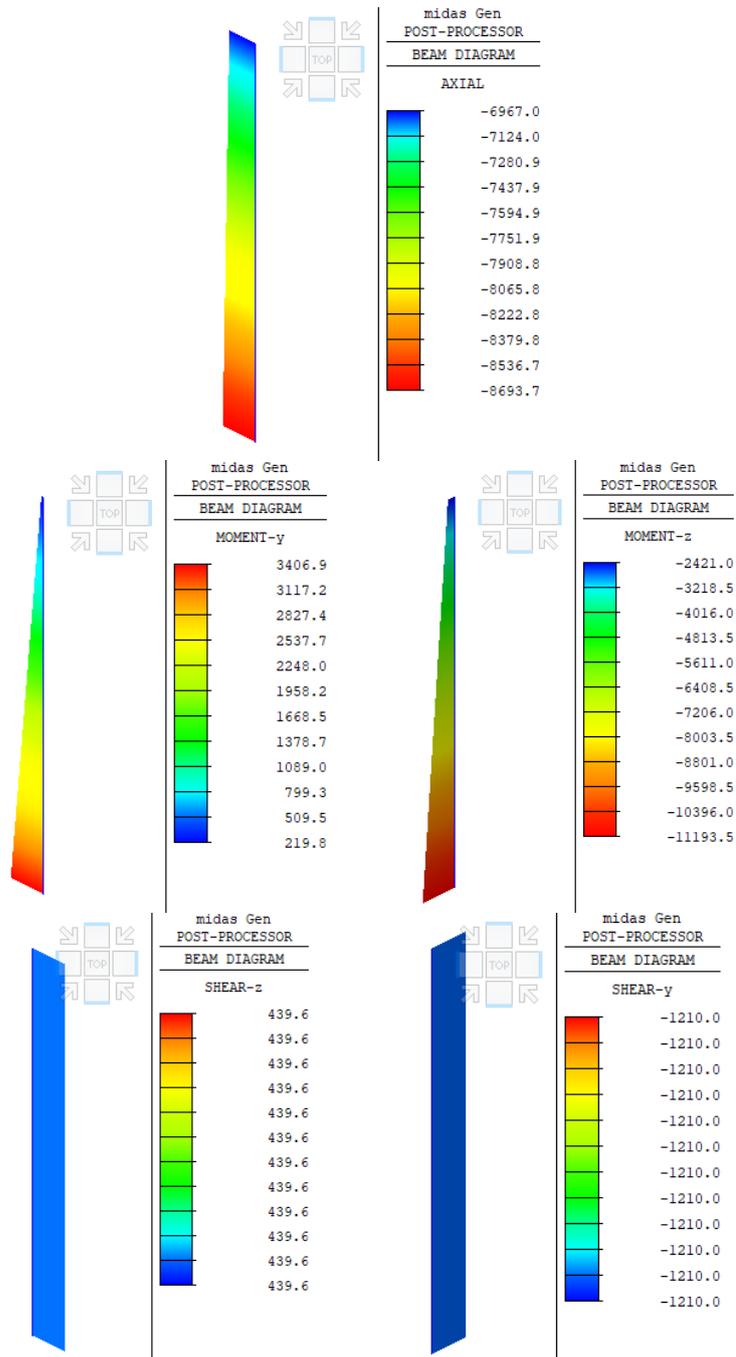


Figura 11 – Involuppo sollecitazioni SLV-0.3Ex+Ey+0.3Ez (sforzo normale, momenti e tagli)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

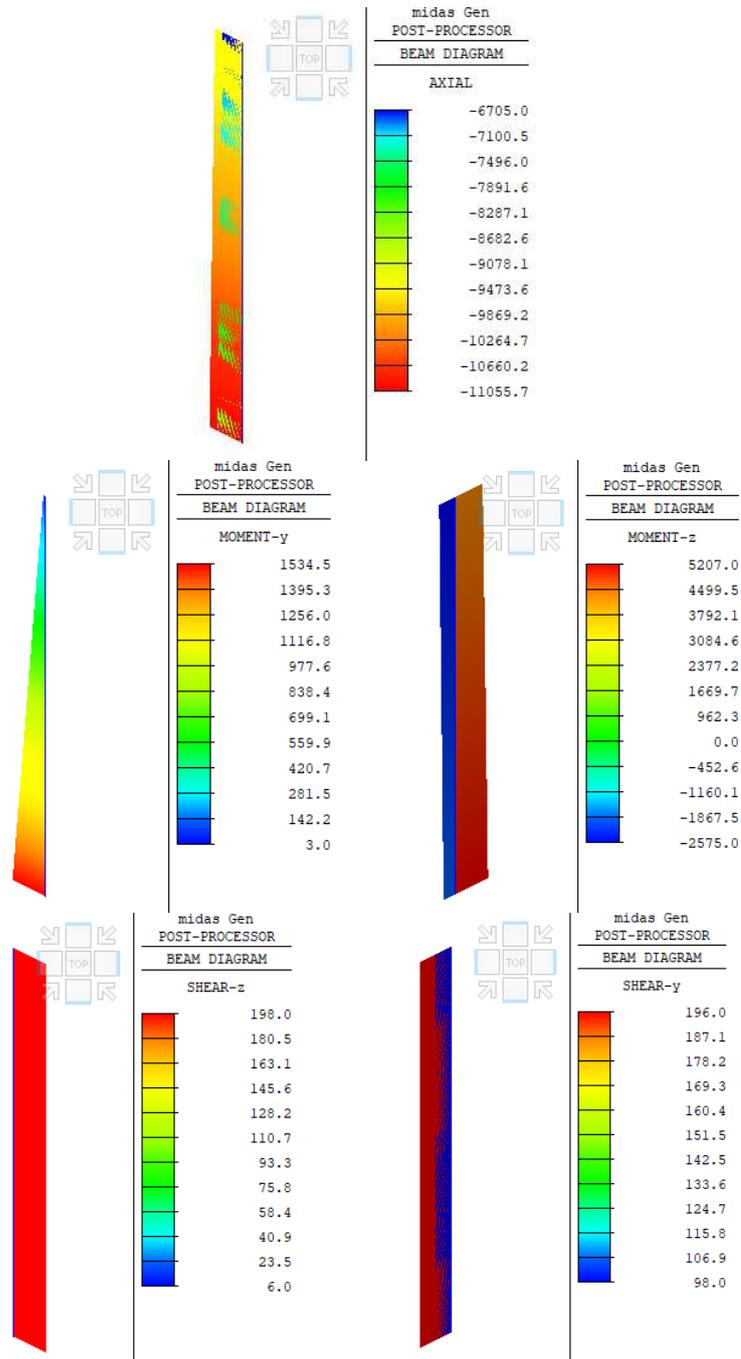


Figura 12 – Involuppo sollecitazioni SLE-R (sforzo normale, momenti e tagli)

## 9.2 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

### 9.2.1 Involuppo combinazioni SLU/SLV

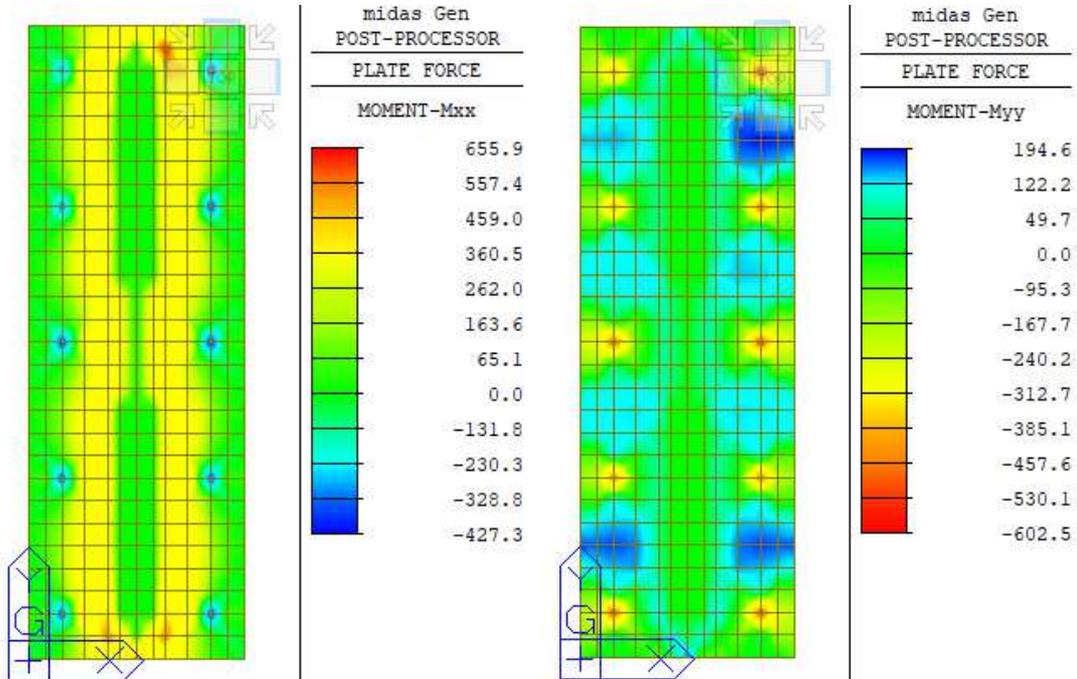


Figura 13 – Momento flettente Mxx e Myy (involuppo) (kNm/m)

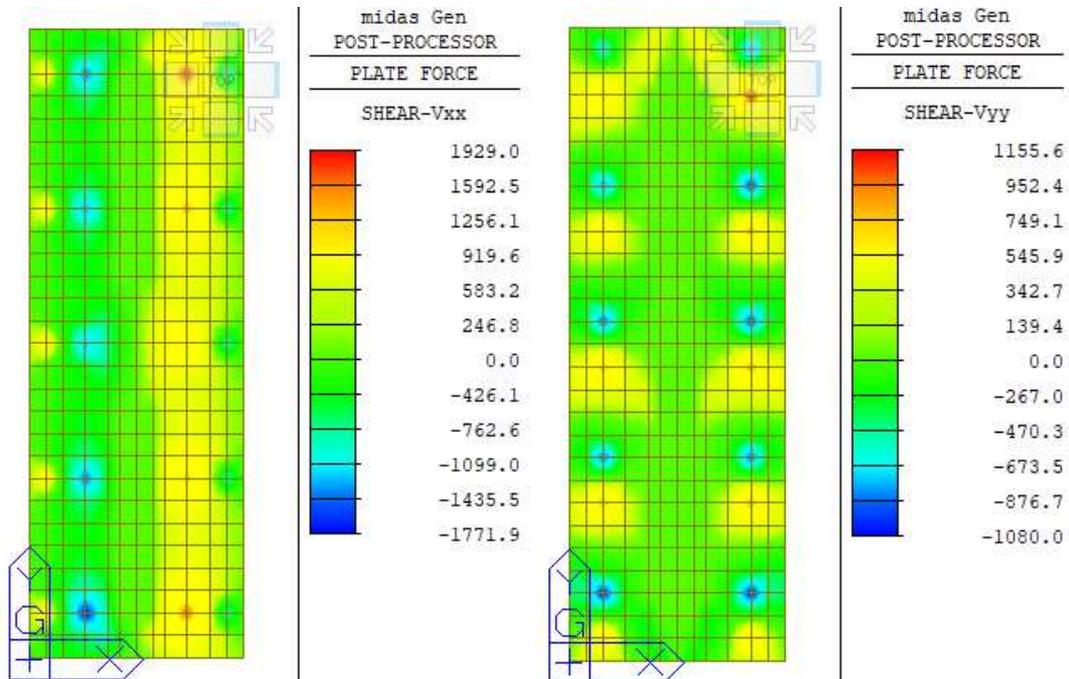


Figura 14 – Taglio Vxx e Vyy (involuppo) (kN/m)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**9.2.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)**

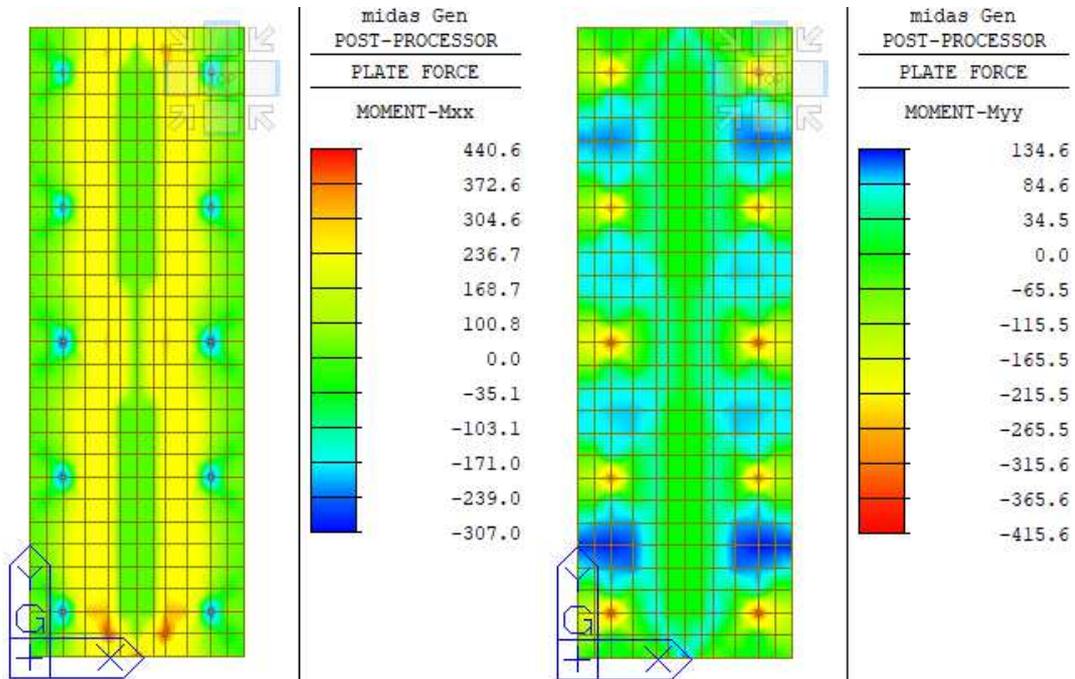


Figura 15 – Momento flettente Mxx e Myy (involuppo) (kNm/m)

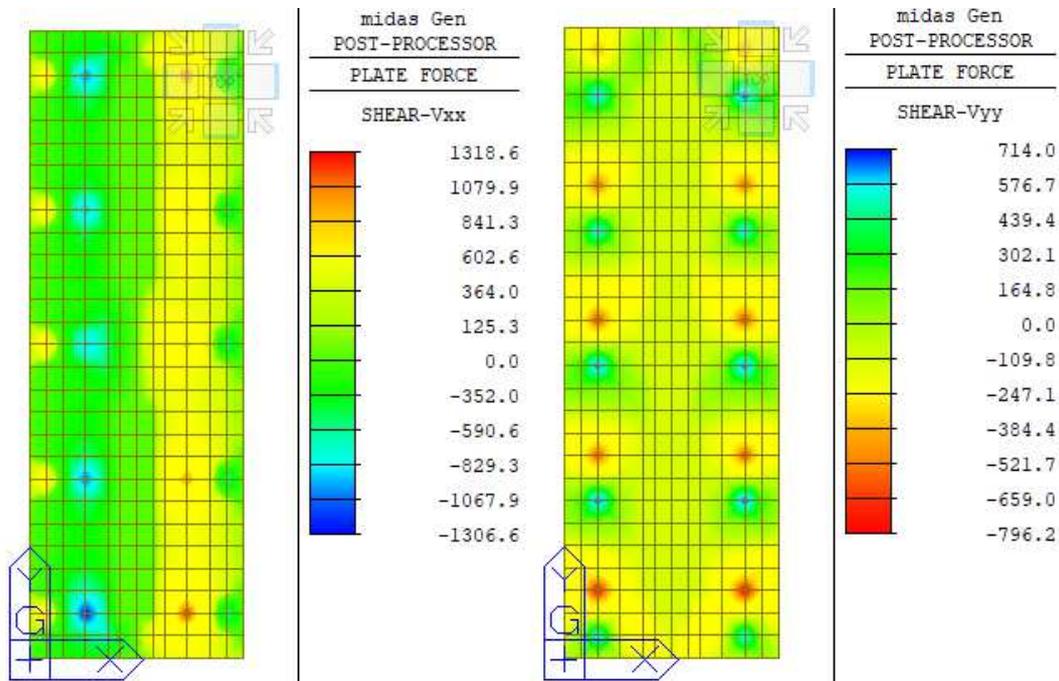


Figura 16 – Taglio Vxx e Vyy (involuppo) (kN/m)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**9.3 REAZIONI NEI PALI**

**9.3.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV**

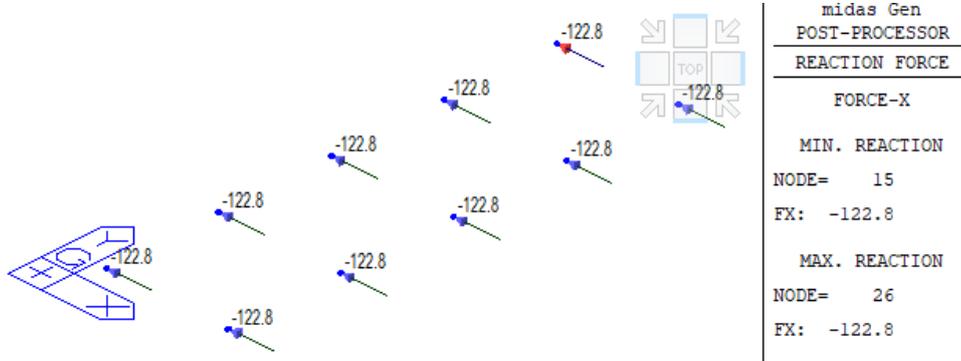


Figura 17 – Reazioni in direzione longitudinale

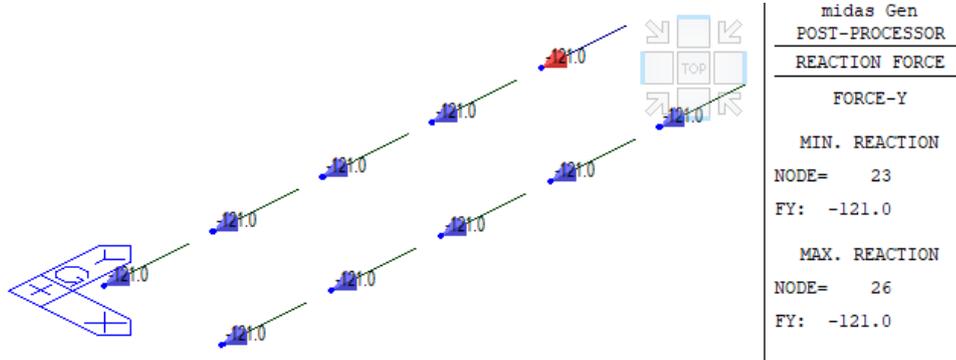


Figura 18 – Reazioni in direzione trasversale

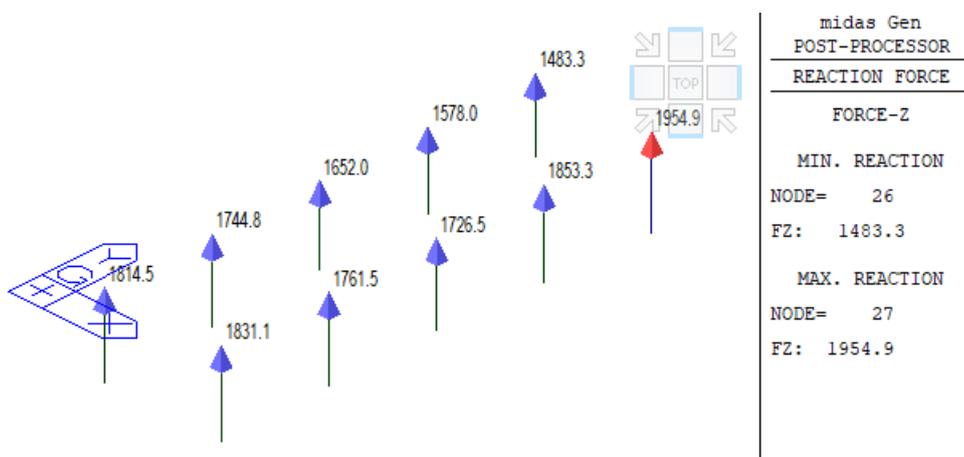


Figura 19 – Reazioni verticali

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

9.4 VERIFICHE FUSTO

Il fusto è armato alla base con un quantitativo di armatura longitudinale  $\Phi 24/15$  lungo il perimetro esterno, come rappresentato nella figura seguente. Tale armatura viene ridotta al di fuori della zona critica dell'elemento strutturale.

Il valore dei tagli resistenti è stato ricavato attraverso un apposito foglio di calcolo realizzato in accordo con il D.M. 14/01/2008 p.to 4.1.2.1.3.2, assumendo un'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo pari a circa  $27^\circ$  ( $\text{ctg}\theta=2$ ) e considerando la sezione trasversale armata a taglio con armatura con barre  $\phi 14/45 \times 45$  in direzione longitudinale e con barre  $\phi 20/15$  in direzione trasversale e considerando, cautelativamente, una sezione rettangolare equivalente di dimensioni  $B \times H$   $10.60 \times 0.60$  in direzione longitudinale e  $0.60 \times 10.60$  in direzione trasversale.

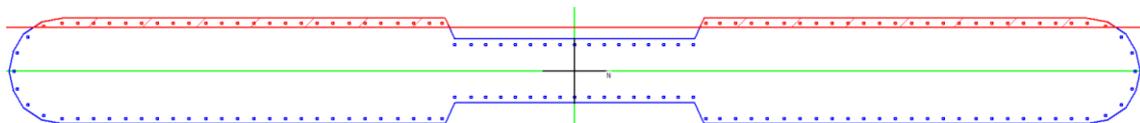


Figura 20 – Sezione trasversale pila

Nella tabella seguente si riportano le verifiche di resistenza per le condizioni più gravose e, successivamente, le verifiche in esercizio di limitazione delle tensioni e fessurazione.

Tabella 11 – Riepilogo delle verifiche a pressoflessione e taglio (pila)

VERIFICHE PILA SLU								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	F.S.	VL [kN]	VT [kN]	(F.S.)L	(F.S.)T
SLU (Nmin)	-14'905	109	3'980	41.72	176	14	17.33	>100
SLV (Nmax)	-8'694	3'407	-11'194	4.13	-1'210	440	2.52	>100
SLV (VLmax)	-8'694	3'407	-11'194	4.13	-1'210	440	2.52	>100
SLV (VTmax)	-8'694	9'517	-5'571	1.56	-422	1'228	7.23	36.47
SLV (MLmax)	-8'694	9'517	-5'571	1.56	-422	1'228	7.23	36.47
SLV (MTmax)	-8'694	3'407	-11'194	4.13	-1'210	440	2.52	>100

Tabella 12 – Riepilogo delle verifiche in condizioni di esercizio (pila)

VERIFICHE PILA SLE								
Combinazione	N [kN]	ML [kNm]	MT [kNm]	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO				FESSUR.
				$\sigma_{c,min}$ [MPa]	F.S.	$ \sigma_s _{max}$ [MPa]	F.S.	$w_k$ [MPa]
SLE (Nmin)	-11'056	78	2'763	-1.23	15.61	<0	>100	0.00
SLE (Nmax)	-8'432	140	23	-0.90	21.33	<0	>100	0.00
SLE (MLmax)	-8'880	1'535	-1'865	-1.83	10.49	0.8	>100	0.00
SLE (MTmax)	-9'949	47	5'207	-1.23	15.61	<0	>100	0.00

## 9.5 VERIFICHE FONDAZIONE

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza per i vari elementi strutturali.

### 9.5.1 Verifiche a flessione SLU

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali costanti lungo l'elemento. Per tale motivo, di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a flessione svolte rispetto alle massime sollecitazioni agenti, considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro.

Tabella 13 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed}$	Armature	$M_{Rd}$	FS
		[mm]	[mm]		Diametro/passa		
Fondazione	S1	1000	1200	560.0	1 $\phi$ 24/15	1303.0	2.33

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed}$	Armature	$M_{Rd}$	FS
		[mm]	[mm]		Diametro/passa		
Fondazione	S2	1000	1200	310.0	1 $\phi$ 24/15	1303.0	4.20

Di seguito si riportano i domini di resistenza più significativi.

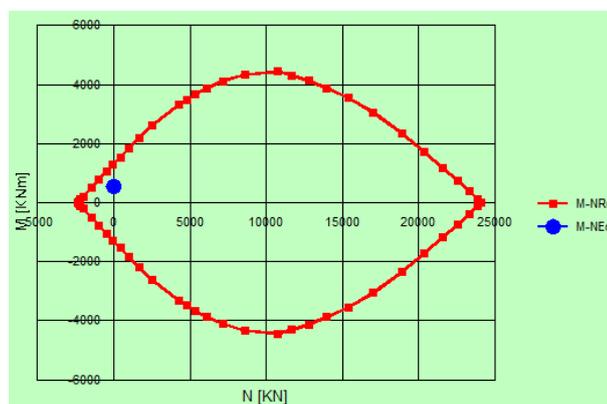


Figura 21 – Sezione S1: dominio di resistenza

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

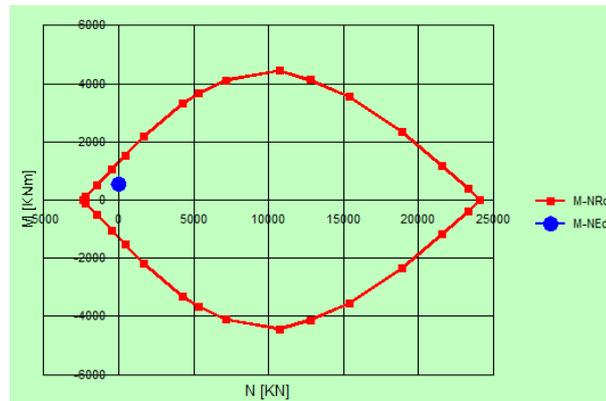


Figura 22 – Sezione S2: dominio di resistenza

9.5.2 Verifiche a taglio SLU

Le espressioni per la valutazione dei tagli resistenti, in assenza o presenza di apposita armatura, sono riepilogate al paragrafo 8.2, in accordo con quanto previsto dalle NTC2018.

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo con i valori dei tagli resistenti in assenza di specifica armatura a taglio, calcolati per i vari elementi strutturali. Il contributo dello sforzo normale è stato trascurato.

Tabella 14 – Riepilogo delle resistenze a taglio in assenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$											
Elemento	h	c	d	b	k	$A_l$	$\rho_l$	$N_{ed}$	$\sigma_{cp}$	$v_{min}$	$V_{Rd}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]
Fondazione	1200	60	1140	1000	1.42	3010	2.0E-03	0.0	0.000	0.34	400.2

Le verifiche sono riportate, di seguito, in forma grafica. Nelle figure seguenti sono riportate le mappe cromatiche limitate ai massimi valori di taglio resistente in assenza di armatura a taglio per ognuno degli elementi strutturali riportati precedentemente: in particolare, nelle zone al di fuori dei limiti (colorate in bianco) le verifiche non sono soddisfatte ed è quindi necessario dimensionare l'armatura a taglio.

Le verifiche sono soddisfatte in gran parte della struttura senza predisporre un'apposita armatura a taglio, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Si specifica che molte delle zone in cui il taglio resistente in assenza di armatura risulta superato rappresentano zone di nodo tra elementi strutturali e sono dovute a causa di effetti fortemente localizzati dovuti alla tipologia di modellazione o in corrispondenza dei vincoli puntuali in fondazione.

In tutti gli elementi è generalmente presente un quantitativo minimo di armatura a taglio costituito da spilli, non strettamente necessario ai fini delle verifiche.

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

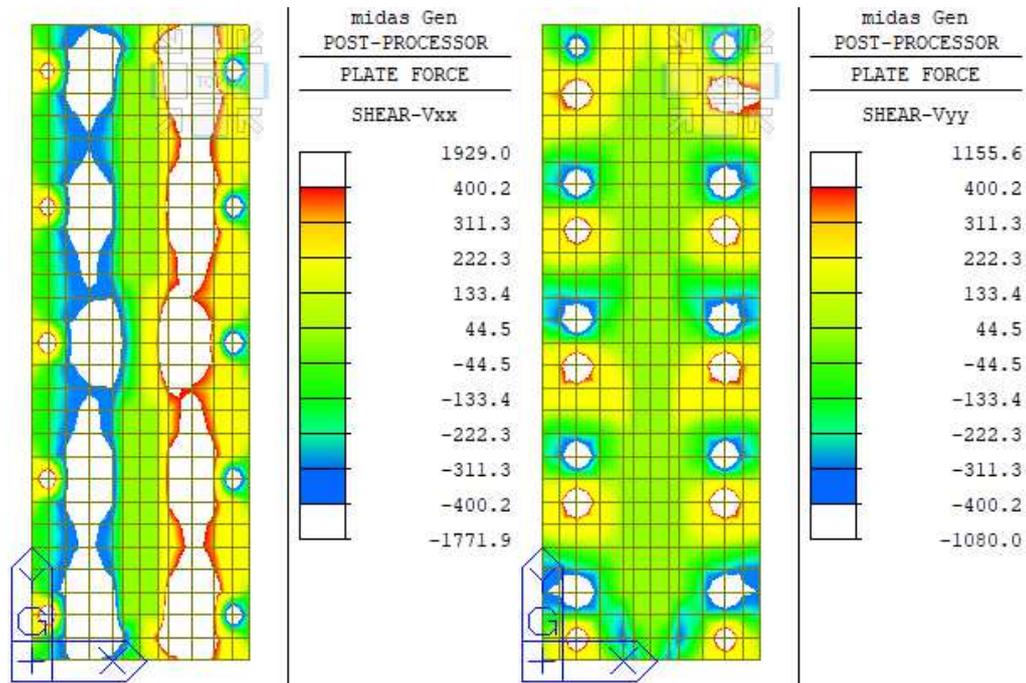


Figura 23 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (fondazione) (kN/m)

Di seguito si riportano le verifiche per elementi armati a taglio per la fondazione in forma grafica, in analogia a quanto esposto in precedenza; tali elementi risultano armati con spilli  $\phi 16/45 \times 45$  a cui si aggiungono i cavallotti  $\phi 24/100 \times 100$ .

Si ribadisce che le poche zone in cui il taglio resistente risulta ancora superato costituiscono zone in cui si riscontrano concentrazioni significative di sollecitazioni non significative dal punto di vista del dimensionamento dell'opera.

Tabella 15 – Riepilogo delle resistenze a taglio in presenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$									VERIFICA A COTG FISSA							
SEZIONE CLS				ARMATURA A TAGLIO					CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI							
Elemento	h	c	d	b	$\phi_{legat}$	Bracci	$A_{\phi}$	$A_{sw}$	$\alpha_c$	$f'_{cd}$	$\cotg\theta$	$V_{Rcd}$	TAGLIO TRAZIONE			
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	$\cotg\alpha$	$S_{eff}$	$V_{Rsd}$	
Fondazione	1200	60	1140	1000	16	3.24	201	1445	1.00	9.4	2.5	20801	1.0	450	1450.4	

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

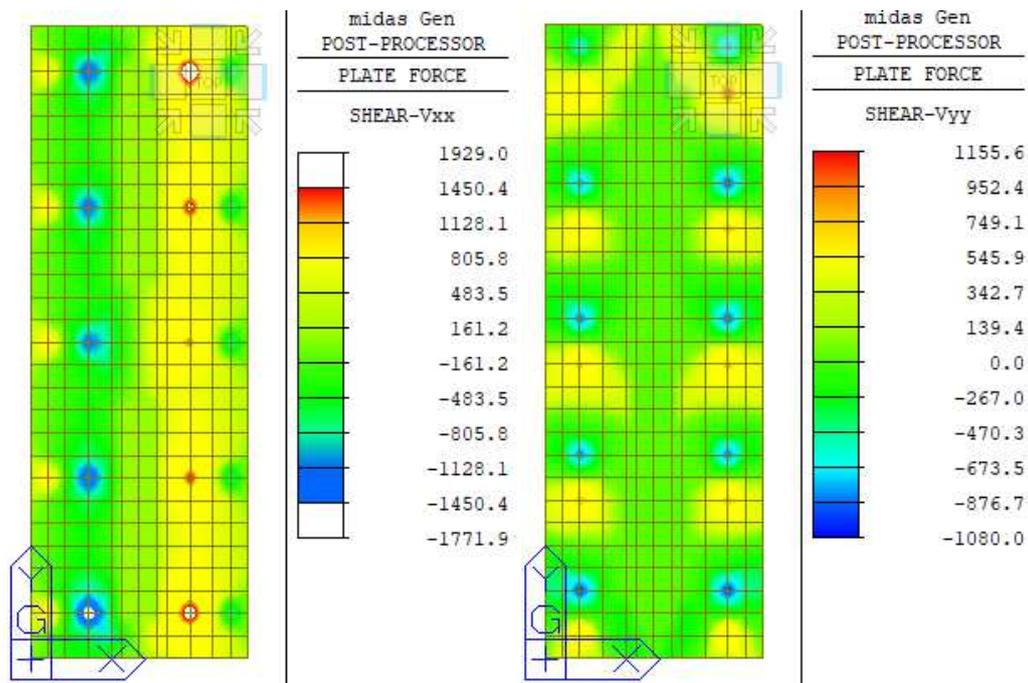


Figura 24 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (fondazione) (kN/m)

9.5.3 Verifiche allo SLE

Le verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni rare, verificate nei confronti dei limiti riportati in normativa (0.60 f<sub>ck</sub> e 0.30mm).

Le valutazioni sono state fatte mediante il software PresFle+ sulle sezioni precedentemente definite per le verifiche allo SLU. Si riporta di seguito una sintesi tabellare dei risultati.

Tabella 16 – Riepilogo delle verifiche in esercizio nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M <sub>Ed</sub>	Armature	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	w <sub>k</sub>
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passa	[MPa]	[MPa]	[mm]
Fondazione	S1	1000	1200	440	1φ24/15	-2.6	137.7	0.17

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M <sub>Ed</sub>	Armature	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	w <sub>k</sub>
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passa	[MPa]	[MPa]	[mm]
Fondazione	S2	1000	1200	215	1φ24/15	-1.3	67.3	0.08

## 9.6 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione sono state dedotte dalle reazioni vincolari del modello di calcolo. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato al paragrafo 7.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori di portanza dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 25 m.

### 9.6.1 Verifiche di portanza verticale

La determinazione della lunghezza dei pali è il risultato della verifica di capacità portante, considerando anche l'effetto di gruppo. Per una palificata costituita da m file di pali con n pali per ciascuna fila, è stata adottata la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

Nella quale d rappresenta il diametro dei pali e i rappresenta l'interasse tra i pali del gruppo. Nel caso in esame, risulta un valore di E=0.74. Nella tabella seguente è quindi riportata in sintesi la verifica di capacità portante.

Tabella 17 – Calcolo della capacità portante dei pali di fondazione (compressione)

#### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE:

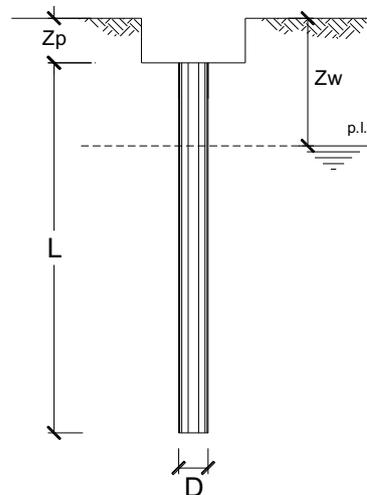
OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	30.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1955	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	25.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>s</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	22.00		18.00		22.0	
2	3.00		18.00		38.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		
0.38	0.78		

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	22.00		18.00		22.0	
2	3.00		18.00		38.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		
0.38	0.78		

RISULTATI

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)						
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	
1	22.00		3218.9						3218.9				
2	3.00		1031.0	41.06	0.00	19806.4	9955.8	1031.0	41.06	0.00	19806.4	9955.8	

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 1955.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ med}} = 9955.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ med}} = 4249.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ med}} = 14205.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b;cal \text{ min}} = 9955.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s;cal \text{ min}} = 4249.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c;cal \text{ min}} = 14205.7 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{b;cal \text{ min}}/\xi_4) = 5856.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s;cal \text{ med}}/\xi_3 ; R_{s;cal \text{ min}}/\xi_4) = 2500.0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8356.3 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6511.9 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 3.33$$

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**Tabella 18 – Verifica di capacità portante verticale**

Curva	N <sub>Ed</sub>	Q <sub>d</sub>	E	Q <sub>d,E</sub>	FS
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
Compr.	1955	6511.9	0.74	4818.8	2.46

**9.6.2 Verifiche di portanza orizzontale**

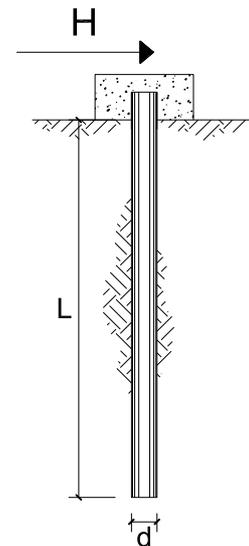
La verifica di portanza orizzontale viene effettuata con la teoria di Broms (1964).

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>φ'</sub>	γ <sub>T</sub>
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

*Palo corto:* 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

*Palo intermedio:* 
$$H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

*Palo lungo:* 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	25.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	945.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	22.00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	22.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	22.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	22.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi') / (1 - \sin\varphi')$ )	$k_{p_{med}}$ =	2.20	(-)	$k_{p_{min}}$ =	2.20 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	130	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 29672.82 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 29672.82 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 9928.74 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 9928.74 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 725.55 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 725.55 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 725.55 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 725.55 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 426.79 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k / \gamma_T = 328.30 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 130.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 2.53$$

**9.6.3 Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio**

Il valore del cedimento atteso per il palo in esercizio viene determinato attraverso il metodo AGI per il quale il cedimento presenta la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot \frac{N}{EL}$$

In cui  $\beta$  è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo.

I cedimenti attesi del singolo palo vengono calcolati per una lunghezza di ammorsamento (Lu) considerando un mezzo omogeneo con rigidezza mediata sullo spessore dei diversi strati del terreno di fondazione.

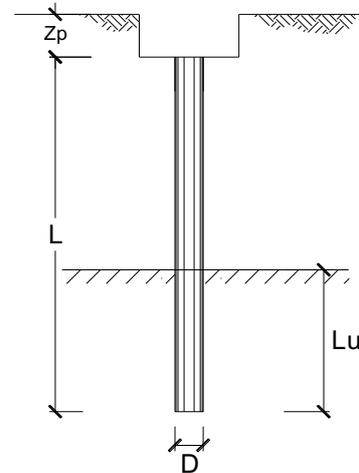
**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA**

**OPERA:** 0

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 0.80 (m)  
Carico sul palo (P): 1207.0 (kN)  
Lunghezza del Palo (L): 25.00 (m)  
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 25.00 (m)  
Modulo di Deformazione (E): 25.00 (MPa)  
Numero di pali della Palificata (n): 10 (-)  
Spaziatura dei pali (s): 2.4 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1.99 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 3.85 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.980$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 10 * 0.65 * 3.85 = 24.88 \text{ (mm)}$$

**9.6.4 Verifiche strutturali**

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 20 $\phi$ 24 longitudinali, da una spirale  $\phi$ 12/20. Le verifiche strutturali quota testa palo sono riportate di seguito.

**Tabella 19 – Verifiche strutturali palo**

PALO - Verifiche allo SLU/SLV					
N		M	V	(C.S.) <sub>PF</sub>	(C.S.) <sub>V</sub>
kN		kNm	kN		
Max N	1955	355	130	3.30	3.56
Min N	32	355	130	2.66	3.56

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

PALO - Verifiche allo SLE						
N		M	V	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$w_k$ [mm]
kN		kNm	kN			
Max N	1207	60	22	-2.8	0.0	0.00
Min N	817	60	22	-2.2	0.0	0.00

## 10. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE – SPALLA 2

Nei successivi paragrafi si riportano i principali risultati delle analisi statiche e dinamiche eseguite mediante la modellazione adottata per le spalle.

Si specifica che le caratteristiche della sollecitazione interna sono espresse per metro di sviluppo lineare (kNm/m, kN/m) non rispetto agli assi locali dei singoli elementi piani ma rispetto ad una terna di assi cartesiani esterna  $UCS-X,Y,Z$  che viene scelta in maniera appropriata a seconda dell'elemento strutturale in esame. Nello specifico:

- per il solettone la terna  $UCS-X,Y,Z$  coincide con la terna di riferimento globale  $GCS-X,Y,Z$ ;
- per le pareti longitudinali l'asse  $UCS-X$  coincide con l'asse  $GCS-X$ , mentre l'asse  $UCS-Y$  è orientato secondo l'asse globale verticale  $GCS-Z$ ;
- per le pareti trasversali l'asse  $UCS-X$  coincide con l'asse  $GCS-Y$ , mentre l'asse  $UCS-Y$  è orientato secondo l'asse globale verticale  $GCS-Z$ ;

Nel caso in esame, rispetto alle terne UCS le sollecitazioni di interesse sono così definite:

- $F_{xx}$ : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione  $UCS-X$  (perpendicolare al piano  $UCS-Y,Z$ );
- $F_{yy}$ : forza assiale per unità di lunghezza nella direzione  $UCS-Y$  (perpendicolare al piano  $UCS-X,Z$ );
- $V_{xx}$ : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano  $UCS-Y,Z$ ;
- $V_{yy}$ : azione tagliante per unità di lunghezza nella direzione dello spessore nel piano  $UCS-X,Z$ ;

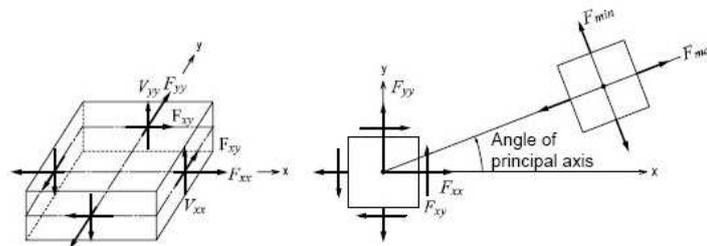
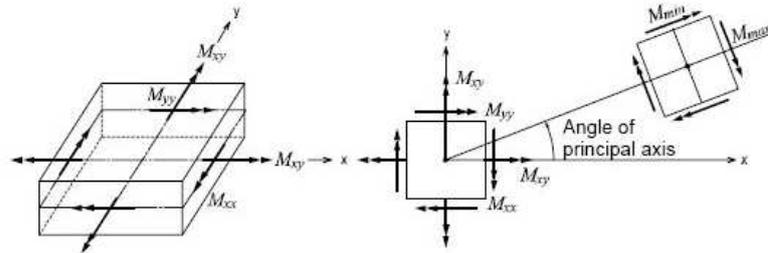


Figura 25 - Forze negli elementi piani

- $M_{xx}$ : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione  $UCS-X$  (momento fuori dal piano intorno all'asse  $UCS-Y$ );
- $M_{yy}$ : momento flettente per unità di lunghezza nella direzione  $UCS-Y$  (momento fuori dal piano intorno all'asse  $UCS-X$ );

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

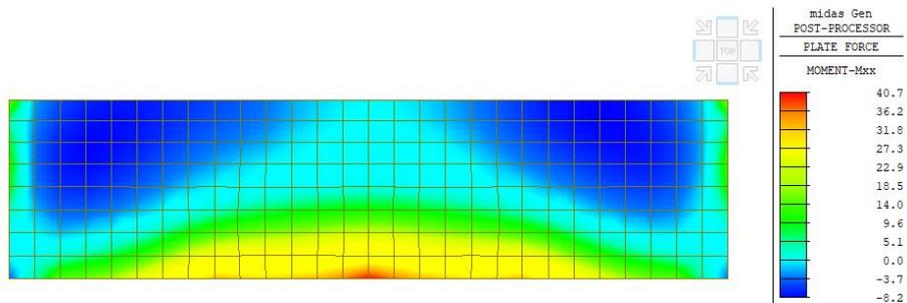


**Figura 26 – Momenti negli elementi piani**

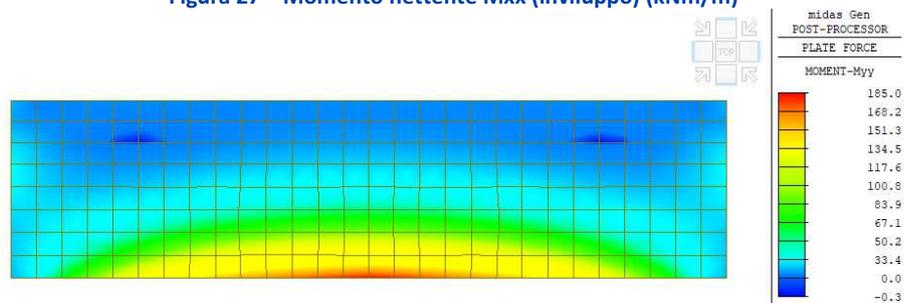
Infine, si sottolinea che le caratteristiche delle sollecitazioni assunte in fase di calcolo escludono le eventuali concentrazioni puntuali nelle zone di bordo, nei punti di applicazione di azioni concentrate o reazioni vincolari, mediando tali risultati su una fascia comprensiva di più elementi shell ed estromettendo i risultati compresi nei semispessori degli elementi strutturali trasversali (nodi).

**10.1 SOLLECITAZIONI NEI MURI PARAGHIAIA**

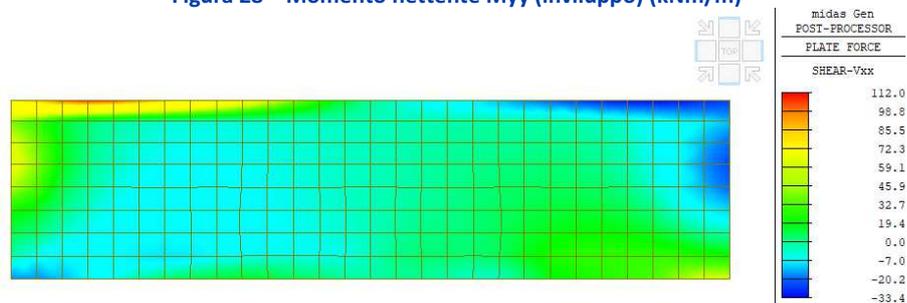
**10.1.1 Inviluppo combinazioni SLU/SLV**



**Figura 27 – Momento flettente Mxx (inviluppo) (kNm/m)**



**Figura 28 – Momento flettente Myy (inviluppo) (kNm/m)**



**Figura 29 – Taglio Vxx (inviluppo) (kN/m)**

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

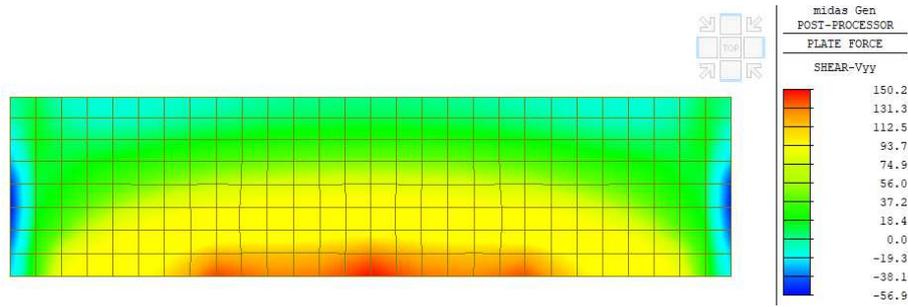


Figura 30 – Taglio Vyy (involuppo) (kN/m)

**10.1.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)**

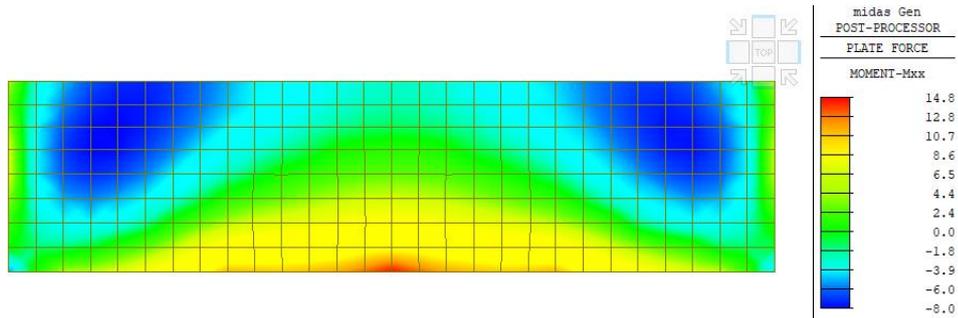


Figura 31 – Momento flettente Mxx (involuppo) (kNm/m)

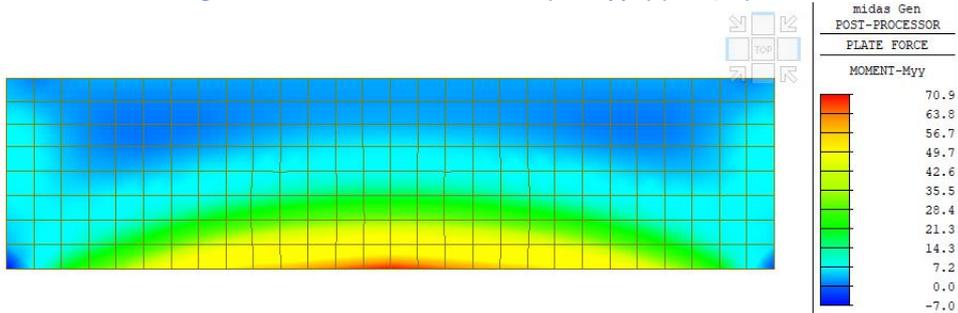


Figura 32 – Momento flettente Myy (involuppo) (kNm/m)

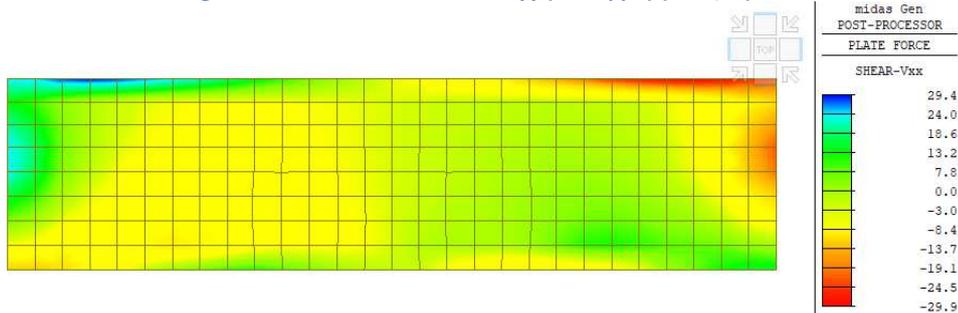
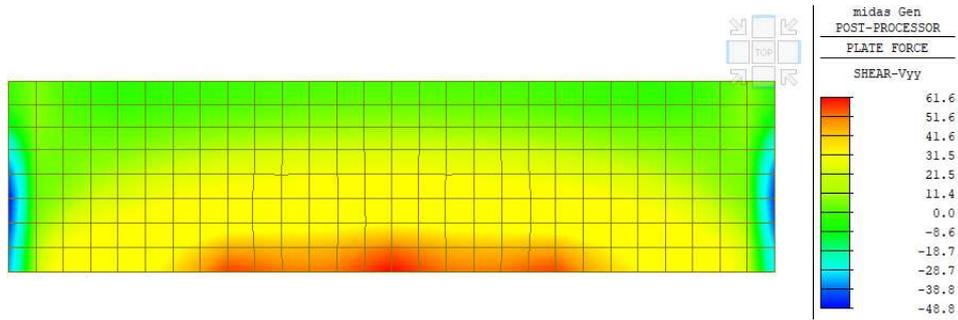


Figura 33 – Taglio Vxx (involuppo) (kN/m)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**



**Figura 34 – Taglio Vyy (involuppo) (kN/m)**

## 10.2 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

### 10.2.1 Involuppo combinazioni SLU/SLV

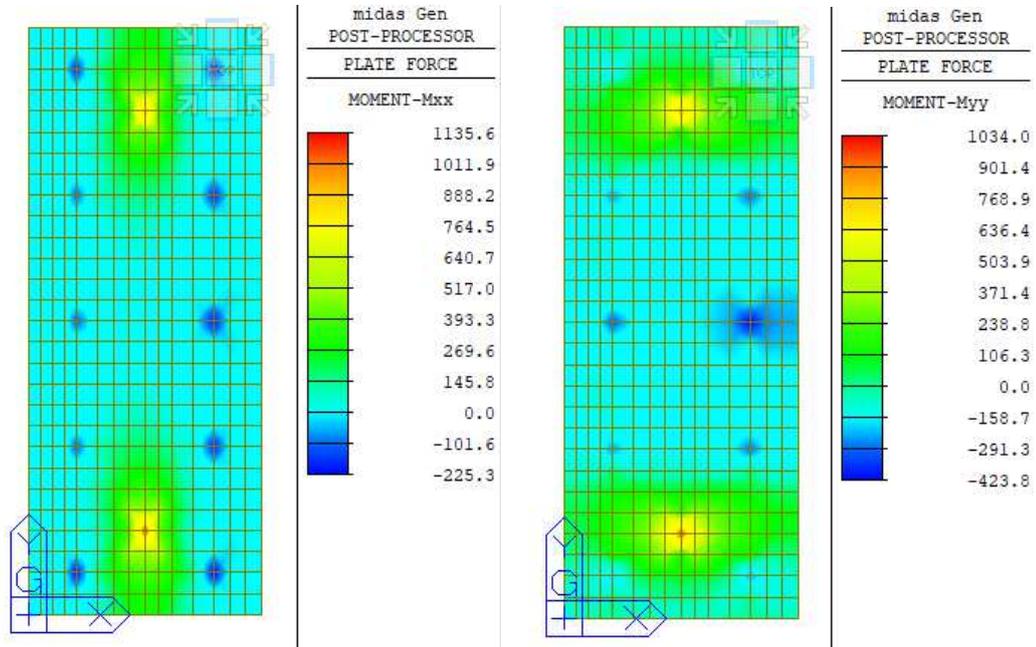


Figura 35 – Momento flettente Mxx e Myy (involuppo) (kNm/m)

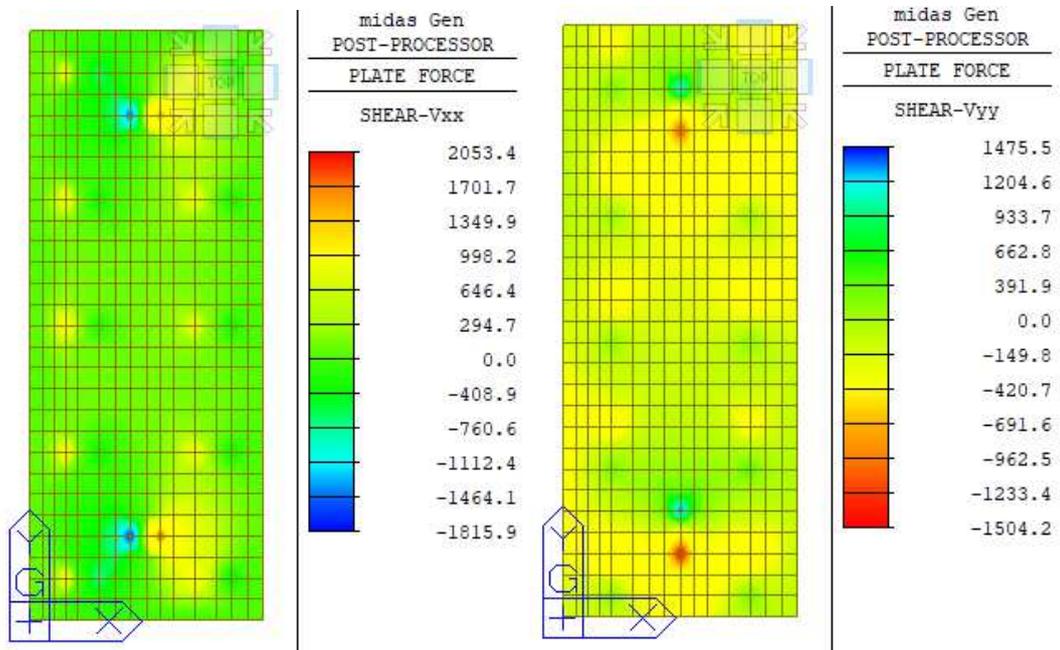


Figura 36 – Taglio Vxx e Vyy (involuppo) (kN/m)

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**10.2.2 Involuppo combinazioni rare (SLE)**

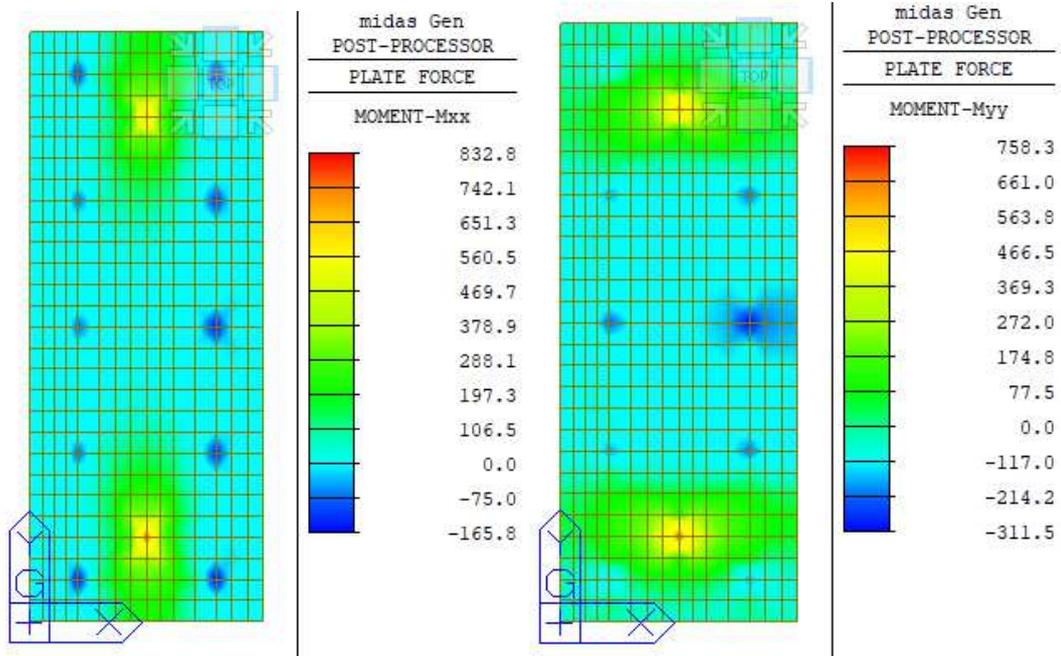


Figura 37 – Momento flettente Mxx e Myy (involuppo) (kNm/m)

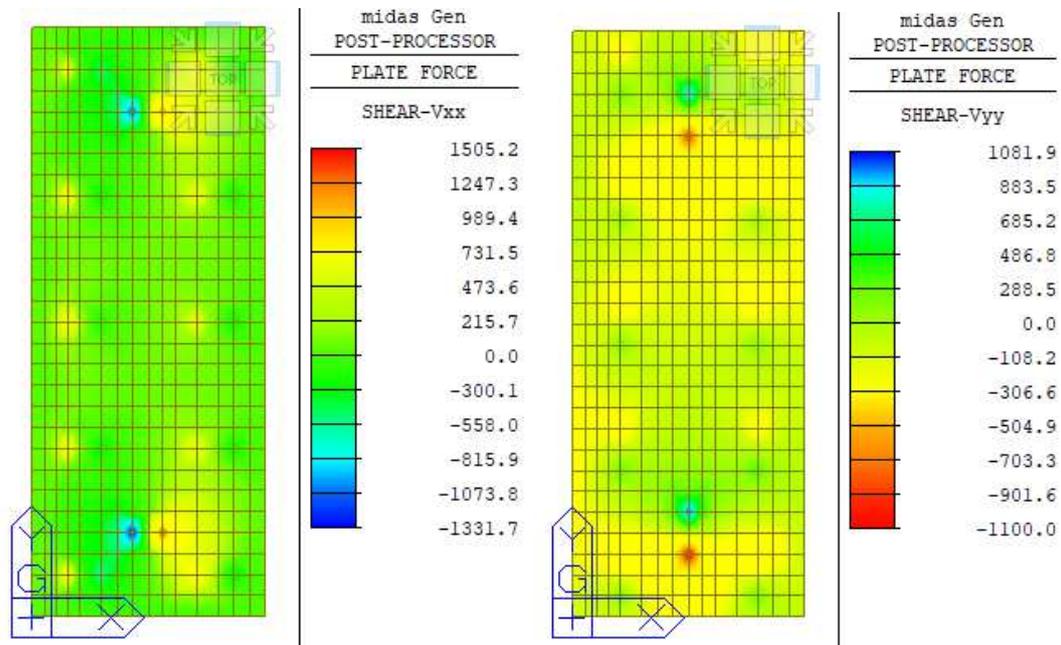
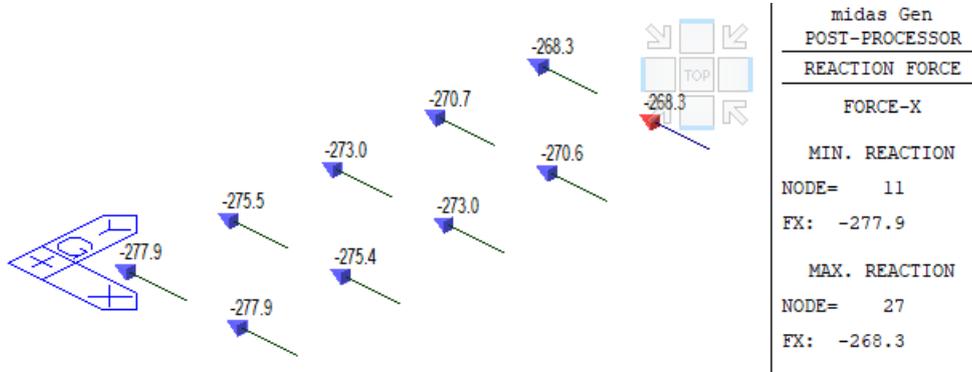


Figura 38 – Taglio Vxx e Vyy (involuppo) (kN/m)

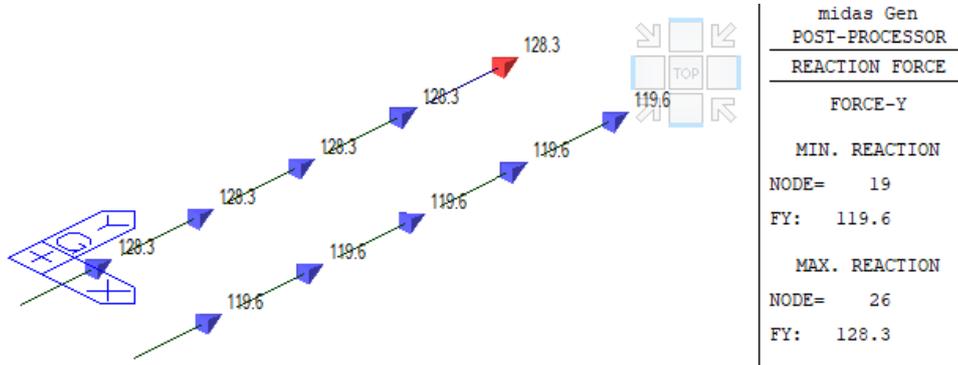
**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV60**

**10.3 REAZIONI NEI PALI**

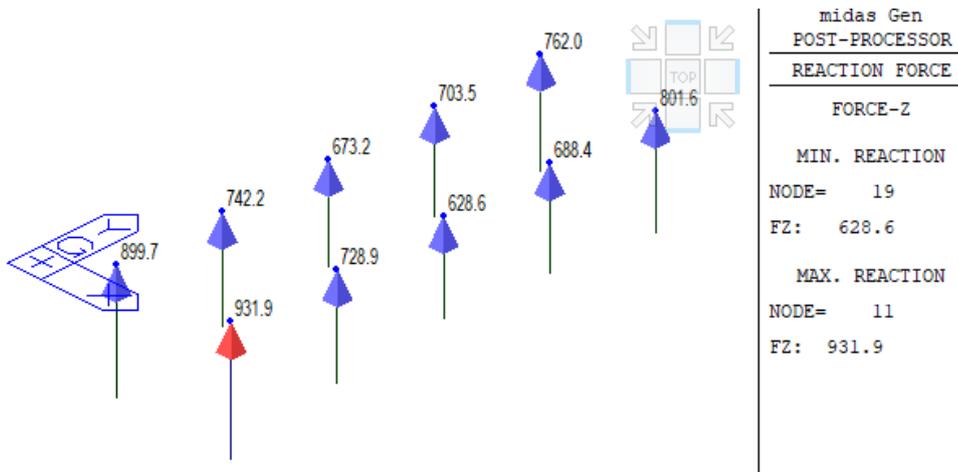
**10.3.1 Involuppo combinazioni SLU/SLV**



**Figura 39 – Reazioni in direzione longitudinale**



**Figura 40 – Reazioni in direzione trasversale**



**Figura 41 – Reazioni verticali**

## 10.4 VERIFICHE ALLO SLU

Di seguito si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza per i vari elementi strutturali.

### 10.4.1 Verifiche a flessione

Gli elementi strutturali presentano armature longitudinali costanti lungo l'elemento. Per tale motivo, di seguito si riporta una sintesi delle verifiche a flessione svolte rispetto alle massime sollecitazioni agenti, considerando l'armatura effettivamente presente nella fascia di un metro.

Tabella 20 – Riepilogo delle verifiche a flessione semplice nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed}$	Armature	$M_{Rd}$	FS
		[mm]	[mm]		Diametro/passa		
Paraghiaia	S1	1000	500	118.0	1 $\phi$ 16/20	167.3	1.42
Fondazione	S2	1000	1200	520.0	1 $\phi$ 24/20	965.0	1.85

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE			
Elemento	Sezione di verifica	b	h	$M_{Ed}$	Armature	$M_{Rd}$	FS
		[mm]	[mm]		Diametro/passa		
Paraghiaia	S3	1000	500	23.0	1 $\phi$ 12/20	97.5	4.24
Fondazione	S4	1000	1200	500.0	1 $\phi$ 24/20	965.0	1.93

Di seguito si riportano i domini di resistenza più significativi.

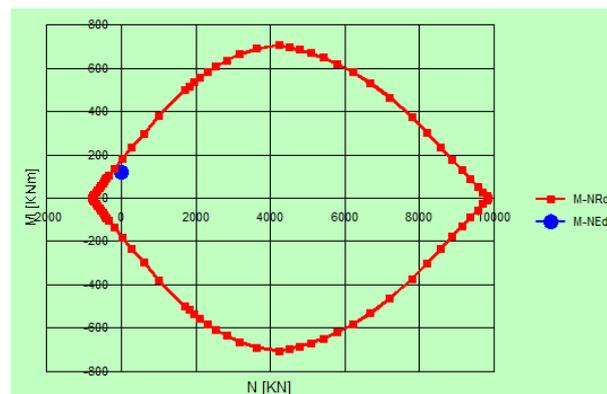


Figura 42 – Sezione S1: dominio di resistenza

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

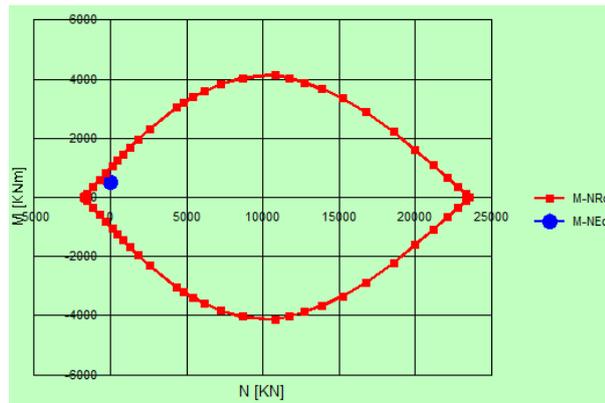


Figura 43 – Sezione S2: dominio di resistenza

### 10.4.2 Verifiche a taglio

Le espressioni per la valutazione dei tagli resistenti, in assenza o presenza di apposita armatura, sono riepilogate al paragrafo 8.2, in accordo con quanto previsto dalle NTC2018.

Di seguito si riporta una tabella di riepilogo con i valori dei tagli resistenti in assenza di specifica armatura a taglio, calcolati per i vari elementi strutturali. Il contributo dello sforzo normale è stato trascurato.

Tabella 21 – Riepilogo delle resistenze a taglio in assenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI NON ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$											
Elemento	h	c	d	b	k	$A_l$	$\rho_l$	$N_{ed}$	$\sigma_{cp}$	$v_{min}$	$V_{Rd}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[-]	[kN]	[MPa]	[-]	[kN]
Paraghiaia	500	60	440	1000	1.67	1005	2.3E-03	0.0	0.000	0.43	188.7
Fondazione	1200	60	1140	1000	1.42	2262	2.0E-03	0.0	0.000	0.33	381.5

Le verifiche sono riportate, di seguito, in forma grafica. Nelle figure seguenti sono riportate le mappe cromatiche limitate ai massimi valori di taglio resistente in assenza di armatura a taglio per ognuno degli elementi strutturali riportati precedentemente: in particolare, nelle zone al di fuori dei limiti (colorate in bianco) le verifiche non sono soddisfatte ed è quindi necessario dimensionare l'armatura a taglio.

Le verifiche sono soddisfatte in gran parte della struttura senza predisporre un'apposita armatura a taglio, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Si specifica che molte delle zone in cui il taglio resistente in assenza di armatura risulta superato rappresentano zone di nodo tra elementi strutturali e sono dovute a causa di effetti fortemente localizzati dovuti alla tipologia di modellazione o in corrispondenza dei vincoli puntuali in fondazione.

In tutti gli elementi è generalmente presente un quantitativo minimo di armatura a taglio costituito da spilli, non strettamente necessario ai fini delle verifiche.

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

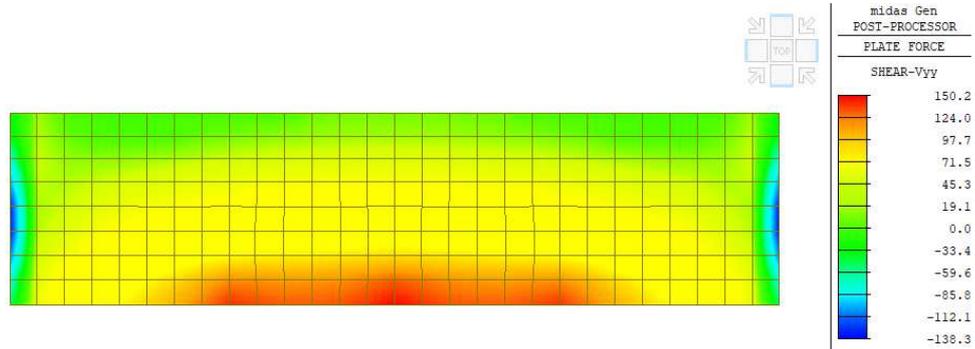


Figura 44 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (paragliaia) (kN/m)

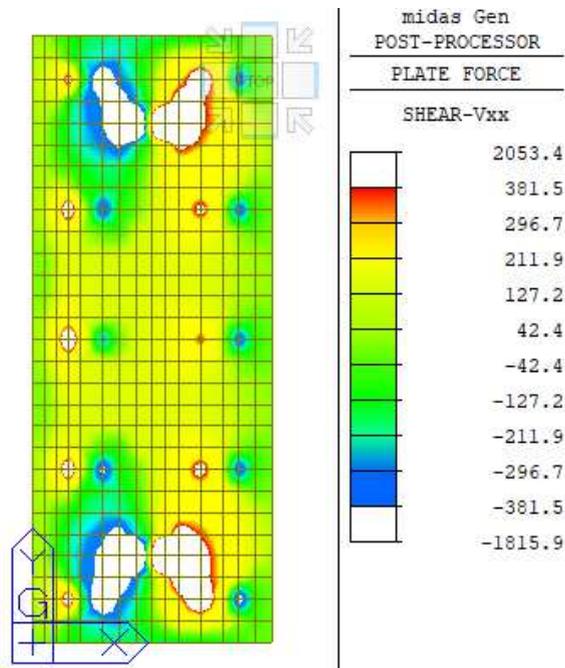


Figura 45 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in assenza di specifica armatura resistente (fondazione) (kN/m)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

Di seguito si riportano le verifiche per elementi armati a taglio per la fondazione in forma grafica, in analogia a quanto esposto in precedenza; tali elementi risultano armati con spilli  $\phi 16/40 \times 40$ .

Si ribadisce che le poche zone in cui il taglio resistente risulta ancora superato costituiscono zone in cui si riscontrano concentrazioni significative di sollecitazioni non significative dal punto di vista del dimensionamento dell'opera.

Tabella 22 – Riepilogo delle resistenze a taglio in presenza di specifica armatura resistente

VERIFICA PER ELEMENTI ARMATI A TAGLIO: $V_{Ed} < V_{Rd}$									VERIFICA A COTG FISSA						
SEZIONE CLS				ARMATURA A TAGLIO					CALCOLO DEI TAGLI RESISTENTI						
Elemento	h	c	d	b	$\phi_{legat}$	Bracci	$A_{\phi}$	$A_{sw}$	TAGLIO COMPRESIONE				TAGLIO TRAZIONE		
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	$\alpha_c$	$f'_{cd}$	$\cotg\theta$	$V_{Rcd}$	$\cotg\alpha$	$s_{eff}$	$V_{Rsd}$
Fondazione	1200	60	1140	1000	16	2.5	201	502	1.00	9.4	2.5	20801	1.0	400	1261

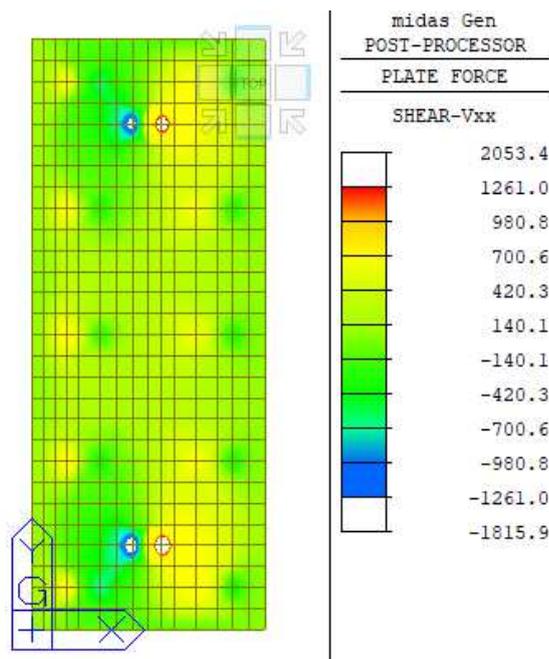


Figura 46 – Sollecitazioni taglianti limitate al valore di taglio resistente in presenza di specifica armatura resistente (fondazione) (kN/m)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

### 10.5 VERIFICHE ALLO SLE

Le verifiche allo SLE di limitazione delle tensioni e di fessurazione sono state condotte in funzione delle sollecitazioni derivanti dall'involuppo delle combinazioni rare, verificate nei confronti dei limiti riportati in normativa (0.60 fck e 0.30mm).

Le valutazioni sono state fatte mediante il software PresFle+ sulle sezioni precedentemente definite per le verifiche allo SLU. Si riporta di seguito una sintesi tabellare dei risultati.

Tabella 23 – Riepilogo delle verifiche in esercizio nei diversi elementi strutturali

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE LONGITUDINALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M <sub>Ed</sub>	Armature	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	w <sub>k</sub>
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio	[MPa]	[MPa]	[mm]
Paraghiaia	S1	1000	500	45	1φ16/20	-2.1	110.6	0.19
Fondazione	S2	1000	1200	450	1φ24/20	-3.1	186.3	0.27

GEOMETRIA				VERIFICHE SLU DIREZIONE TRASVERSALE				
Elemento	Sezione di verifica	b	h	M <sub>Ed</sub>	Armature	σ <sub>c</sub>	σ <sub>s</sub>	w <sub>k</sub>
		[mm]	[mm]	[kNm]	Diametro/passio	[MPa]	[MPa]	[mm]
Paraghiaia	S3	1000	500	10	1φ12/20	-0.6	42.9	0.09
Fondazione	S4	1000	1200	370	1φ24/20	-2.5	153.2	0.22

## 10.6 PALI DI FONDAZIONE

Le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione sono state dedotte dalle reazioni vincolari del modello di calcolo. Il valore del momento flettente agente in testa ai pali, è stato ottenuto moltiplicando il taglio in testa per il parametro "α". Il calcolo di tale parametro è riportato al paragrafo 7.

Si riportano di seguito le sollecitazioni e le verifiche di resistenza per le varie combinazioni di carico, e per i pali soggetti al massimo e al minimo sforzo normale. Confrontando il massimo sforzo di compressione agente nei pali con i valori di portanza dei pali, si è scelto di utilizzare dei pali aventi lunghezza pari a 30 m, ma nelle verifiche non si è tenuto conto del contributo del terreno al di sopra del piano campagna (5 m).

### 10.6.1 Verifiche di portanza verticale

La determinazione della lunghezza dei pali è il risultato della verifica di capacità portante, considerando anche l'effetto di gruppo. Per una palificata costituita da m file di pali con n pali per ciascuna fila, è stata adottata la formula empirica di Converse-Labarre:

$$E = 1 - \frac{\arctg\left(\frac{d}{i}\right)}{\frac{\pi}{2}} \frac{(m-1)n + (n-1)m}{mn}$$

Nella quale d rappresenta il diametro dei pali e i rappresenta l'interasse tra i pali del gruppo. Nel caso in esame, risulta un valore di E=0.74. Nella tabella seguente è quindi riportata in sintesi la verifica di capacità portante.

**Tabella 24 – Calcolo della capacità portante dei pali di fondazione (compressione)**

#### CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

**CANTIERE:**

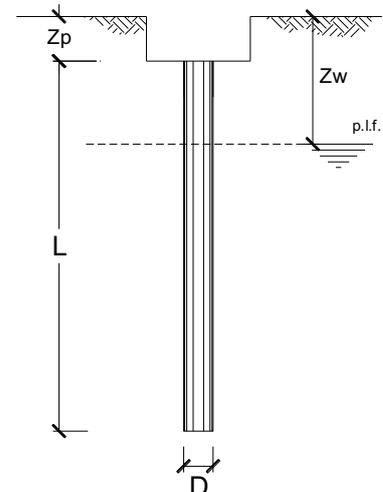
**OPERA:**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	1.80	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	30.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	932	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		Lpalo =	25.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
		γ <sub>G</sub>	γ <sub>Q</sub>			
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00



RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{med}$ (kPa)	$\phi'_{med}$ (°)	$c_{u,med}$ (kPa)
1	23.00		18.00		22.0	
2	2.00		18.00		38.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradesso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		
0.38	0.78		

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'_{min}$ (kPa)	$\phi'_{min}$ (°)	$c_{u,min}$ (kPa)
1	23.00		18.00		22.0	
2	2.00		18.00		38.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.63	0.40		
0.38	0.78		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)						
			Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)	Qsi (kN)	Nq (-)	Nc (-)	qb (kPa)	Qbm (kN)		
1	23.00		3496.7					3496.7						
2	2.00		700.9	41.06	0.00	19806.4	9955.8	700.9	41.06	0.00	19806.4	9955.8		

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 932.0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal med} = 9955.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal med} = 4197.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal med} = 14153.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal min} = 9955.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal min} = 4197.6 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal min} = 14153.4 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3 ; R_{b,cal min}/\xi_4) = 5856.3 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3 ; R_{s,cal min}/\xi_4) = 2469.2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 8325.5 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6485.2 \text{ (kN)}$$

$$F_s = R_{c,d} / N_d$$

$$F_s = 6.96$$

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

Tabella 25 – Verifica di capacità portante

Curva	N <sub>Ed</sub>	Q <sub>d</sub>	E	Q <sub>d,E</sub>	FS
	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
Compr.	932	6485	0.74	4799	5.15

**10.6.2 Verifiche di portanza orizzontale**

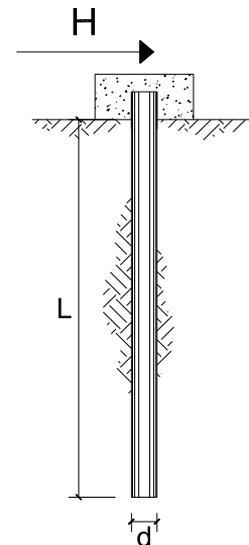
La verifica di portanza orizzontale viene effettuata con la teoria di Broms (1964).

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:**

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)



coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_{\varphi}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88			○	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.30

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\zeta_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\zeta_f$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo L = 25.00 (m)  
 Diametro del palo d = 0.80 (m)  
 Momento di plasticizzazione della sezione My = 1607.00 (kN m)

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	22.00	(°)	$\varphi'_{min} =$	22.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	22.00	(°)	$\varphi'_{min,d} =$	22.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$ )	$k_{p,med} =$	2.20	(-)	$k_{p,min} =$	2.20	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma =$	18.00	(kN/m <sup>3</sup> )			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	283	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$$H1_{med} = 29672.82 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 29672.82 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 9955.22 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 9955.22 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1033.69 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 1033.69 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 1033.69 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1033.69 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 608.05 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 467.73 \quad (kN)$$

$$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 283.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.65$$

### 10.6.3 Calcolo dei cedimenti in condizioni di esercizio

Il valore del cedimento atteso per il palo in esercizio viene determinato attraverso il metodo AGI per il quale il cedimento presenta la seguente espressione:

$$\delta = \beta \cdot \frac{N}{EL}$$

In cui  $\beta$  è un coefficiente d'influenza adimensionale funzione di L/D e del sottosuolo.

I cedimenti attesi del singolo palo vengono calcolati per una lunghezza di ammorsamento (Lu) considerando un mezzo omogeneo con rigidezza mediata sullo spessore dei diversi strati del terreno di fondazione.

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	685.0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	25.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	25.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	25.00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	10	(-)
Spaziatura dei pali (s)	2.4	(m)

**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1.99 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 2.19 \quad (\text{mm})$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

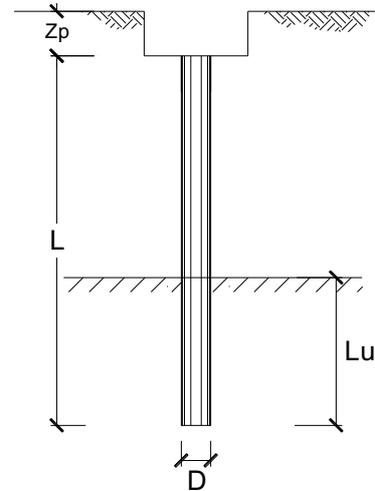
Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0.980$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 10 * 0.65 * 2.19 = 14.12 \quad (\text{mm})$$



**10.6.4 Verifiche strutturali**

Le armature longitudinali consistono in una prima gabbia costituita da 24 $\phi$ 30 longitudinali, da una spirale  $\phi$ 12/20. Le verifiche strutturali quota testa palo sono riportate di seguito.

**Tabella 26 – Verifiche strutturali palo**

PALO - Verifiche allo SLU/SLV					
N		M	V	(C.S.) <sub>PF</sub>	(C.S.) <sub>V</sub>
kN		kNm	kN		
Max N	620	1497	283	1.10	1.62
Min N	228	1497	283	1.07	1.62

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**

PALO - Verifiche allo SLE						
N		M	V	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]	$w_k$ [mm]
kN		kNm	kN			
Max N	685	465	88	-8.3	109.0	0.09
Min N	335	465	88	-8.0	130.1	0.10

## 11. ADDENDUM - VARIAZIONE CARATTERISTICHE ISOLATORI - VALUTAZIONE COMPORTAMENTO GLOBALE

### 11.1 INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

Il comportamento globale della struttura è fortemente influenzato dalla presenza dei dispositivi di vincolo ad alta dissipazione che, ai fini delle analisi e delle conseguenti verifiche, sono stati implementati attraverso le opportune caratteristiche equivalenti "nominali".

Nello spirito di quanto indicato da NTC2008, obiettivo del presente capitolo è la valutazione delle ripercussioni sulla struttura di eventuali variazioni delle predette caratteristiche che, come previsto dalle pertinenti norme di prodotto, possono variare entro prefissati "range" in conseguenza ai seguenti effetti:

- Tolleranza di produzione
- Invecchiamento
- Temperatura di esercizio

Per la tipologia di dispositivi previsti, si valutano quindi gli effetti di una variazione complessiva delle rigidzze equivalenti per i succitati effetti, determinando per tale parametro un valore "Upper Bound" ed un "Lower Bound"

Non essendo, allo stato attuale del progetto, in possesso dei certificati di prova e/o qualificazione delle apparecchiature effettivamente in via di installazione, per i suddetti parametri si fa preliminare riferimento a quanto previsto da NTC2008, cap. 11, che fissa, in termini generali, le seguenti tolleranze:

- Produzione: +/- 20 %
- Temperatura: +/- 20 % (\*)
- Invecchiamento: +/- 20 % (\*)

Per gli effetti di temperatura ed invecchiamento, come tra l'altro confermato da EN 1998-2, è possibile riferirsi solamente a variazioni di segno "positivo", dato che gli effetti di temperatura ed invecchiamento tendono in generale a fornire solo un incremento di rigidzza.

La valutazione dei "bound" upper e lower è stata quindi effettuata combinando le varie tolleranze, seguendo le regole indicate in EN 15129, che prevedono (cfr. 8.2.1.1.) una riduzione al 70 % dei valori inerenti fornitura e temperatura, quando poste in combinazione assieme ai rimanenti effetti (invecchiamento).

Tale regola di combinazione è intesa a tenere conto della scarsa probabilità di sovrapposizione di tutti i valori lower o upper per tutte le apparecchiature installate.

A valle della combinazione, si è quindi valutato il rapporto tra il valore di Upper Bound e Lower Bound, che, come previsto da EN 15129 8.2.1.1. viene limitato al valore massimo 1.8.

Pertanto, con riferimento ai valori di tolleranza indicati poco sopra, i valori del "Design Parameter" della rigidzza presenteranno i seguenti "Bounds" (Lower/Upper):

$$UBDP = [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1+(0.2 \times 0.7)] \times [1 + 0.2] = 1.56 \text{ DP}$$

---

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

$$LBDP = [1-(0.2)] = 0.8 DP$$

Dove con DP si è indicato, genericamente, il "Design Parameter" di riferimento, che in questo caso è rappresentato dalla rigidità.

Il rapporto tra massima e minima variazione restituisce  $1.56/0.8 = 1.95$ .

In accordo con EN 15198, si tiene conto della limitazione a 1.8 di tale valore, riducendo il termine maggiormente "disperso", ovvero l'Upper Bound, ottenendo quindi:

$$UBDP = 1.44 DP$$

$$LBDP = 0.8 \times DP$$

Limitando lo studio al comportamento sismico-dinamico della struttura, si effettueranno pertanto due ulteriori analisi considerando le indicate variazioni di rigidità.

Tenendo conto del fatto che, in linea generale, un incremento di rigidità dei dispositivi opera "sfavorevolmente" sul quadro delle sollecitazioni, mentre, inversamente, un suo decremento, opera "sfavorevolmente" sul quadro deformativo si procederà pertanto alle seguenti verifiche:

- Per l'analisi "Upper Bound"
  - Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda sulle sottostrutture (elevazioni e fondazioni)
  - Confronto con le sollecitazioni di progetto ottenute attraverso l'utilizzo dei valori nominali, valutazione dei nuovi rapporti di sfruttamento ed (eventuale) incremento delle capacità maggiormente influenzate. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
    - Periodo di Vibrazione
    - Sollecitazioni ai baggioni
    - Sollecitazioni al piede sostegni (pile e spalle)
    - Sollecitazioni intradosso fondazione
- Per l'analisi "Lower Bound"
  - Esame dei risultati ottenuti in termini di domanda in spostamento
  - Confronto ed eventuale aggiornamento delle capacità in spostamento progettate con riferimento ai valori nominali. Verranno prese in esame le seguenti grandezze:
    - Massima escursione di "Chiusura" in corrispondenza del giunto di dilatazione.

In sostanza, l'analisi lower bound verrà impiegata per la valutazione della capacità dei varchi giunti.

## 11.2 ANALISI DEL PROBLEMA

Si richiamano di seguito i valori nominali impiegati nella progettazione:

Dispositivi HDRB – mescola "N":

$$D=900 \text{ mm} \quad H= 282 \text{ mm} \quad K_e = 3.86 \text{ kN/mm,}$$

RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06

Pertanto, si considererà:

$$K_{e,UB} = 1.44 \times 3.86 = 5.56 \text{ kN/mm}$$

$$K_{e,LB} = 0.8 \times 3.86 = 3.09 \text{ kN/mm}$$

### 11.2.1 Analisi "Upper Bound"

#### 11.2.1.1 Periodo di vibrazione

Di seguito il primo modo di vibrare valutato con riferimento ai DP "Upper Bound".

$$T_{UB} = 1.036 \text{ s}$$

$$T_{UB}/T_{Nom} = 1.036 / 1.235 = 0.839$$

Scale: 1: 331.103  
Zoom: 86.2069  
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)  
Eigenvalue analysis  
Analysis: Modale  
Loadcase: 476:Mode, 476:Mode 1 Frequency = 0.964934  
Results file: Cav10\_RevApp~Modale.mys  
Eigenvalue: 36.7583  
Natural frequency: 0.964934  
Error norm: 1.89519E-6  
Maximum displacement 1.13948E-3 at node 524  
Deformation exaggeration: 5.81151E3

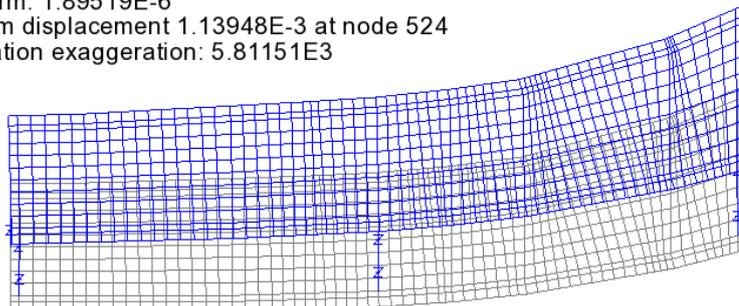


Figura 47 – Periodo UBDP Analysis

### 11.2.1.2 Risultanti forze orizzontali SLV

Scale: 1: 330.234  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)  
Combining on: Fh  
Ed\_SLV (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)  
Peak/value component: Fh  
Peak range(%): 100.0  
Peak/value maximum 1.06931E6 at Gauss point 1 of element 8  
Peak/value minimum 1.0002E6 at Gauss point 1 of element 4

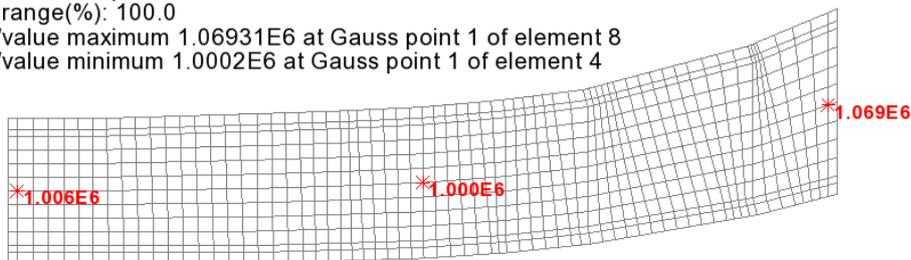


Figura 48 – Risultanti forze orizzontali SLV - NomDP Analysis

Scale: 1: 331.103  
Zoom: 86.2069  
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)  
Combining on: Fh  
Ed\_SLV (Max)

Peak/value entity: Force/Moment - 3D Joint (JSH4,JL46)  
Peak/value component: Fh  
Peak range(%): 100.0  
Peak/value maximum 1.26522E6 at Gauss point 1 of element 8  
Peak/value minimum 1.15931E6 at Gauss point 1 of element 4

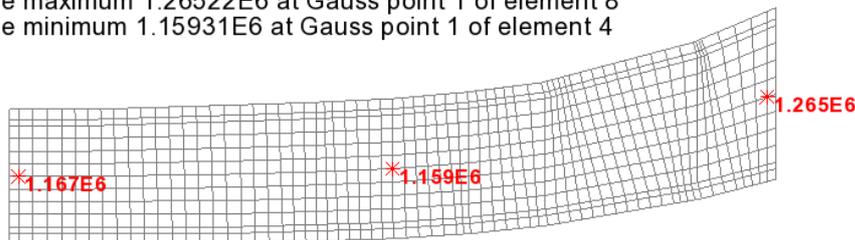


Figura 49 – Risultanti forze orizzontali SLV - UBDP Analysis

Si rileva un incremento dell'azione orizzontale risultante sui due appoggi di ogni allineamento pari a:

$$\eta = 1.17E6/1.00E6 = 1.17 \quad \text{per le spalle}$$

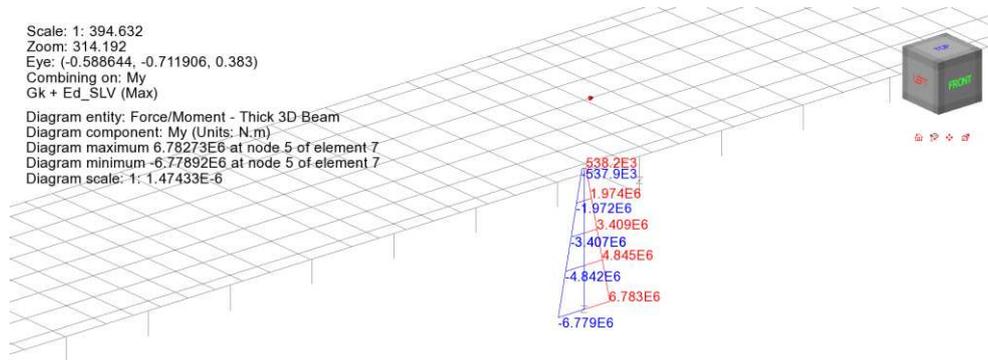
$$\eta = 1.16E6/1.00E6 = 1.16 \quad \text{per le pile}$$

### 11.2.1.3 Spiccato pila e fondazione pila

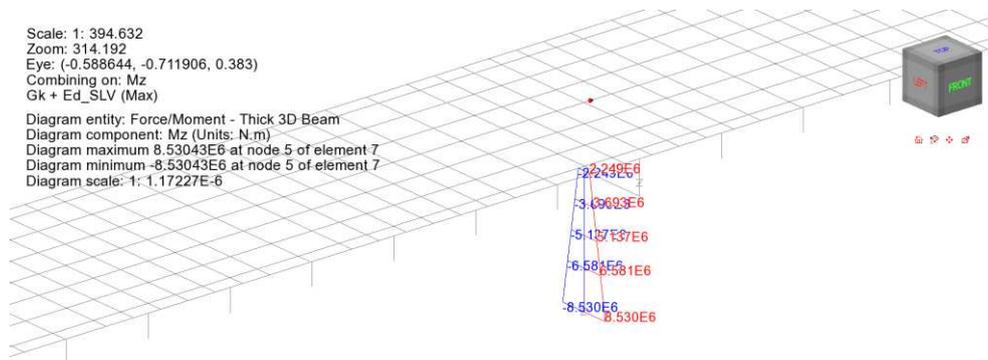
In figura si riportano le sollecitazioni rappresentative, per sisma SLV (massimo / minimo momento flettente longitudinale  $M_y$  e trasversale  $M_z$ ) rilevate alla base del fusto pila (elemento 23) ed alla base della fondazione (elemento 7).

Si riportano, per confronto, le sollecitazioni rilevate con le caratteristiche nominali.

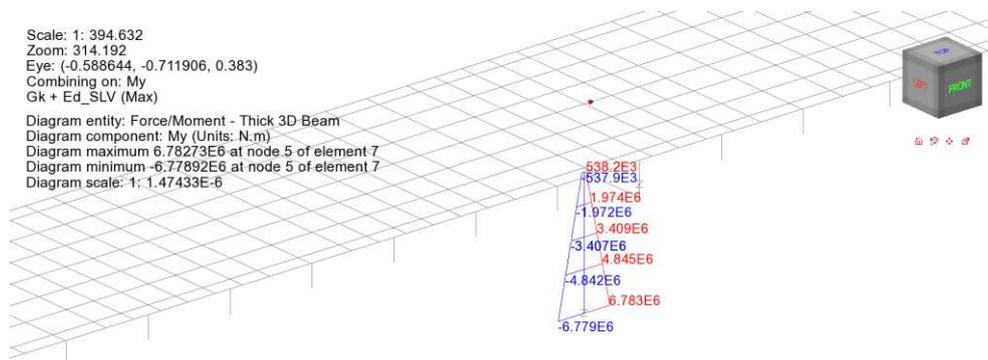
**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**



**Figura 50 – My SLV pila - NomDP analysis**

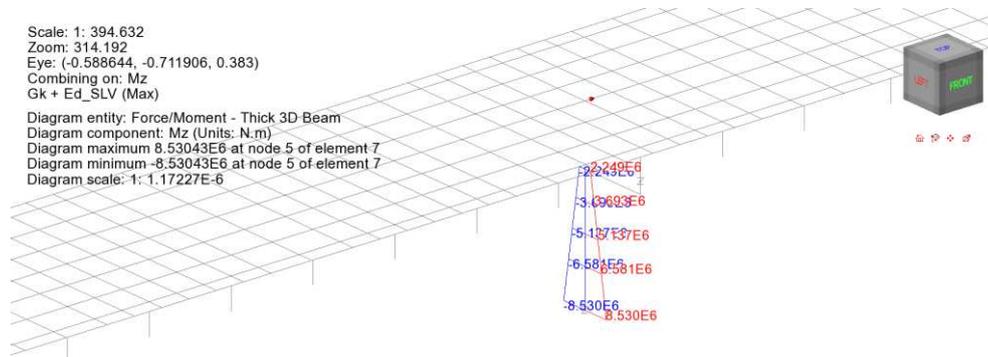


**Figura 51 – Mz SLV pila - NomDP analysis**



**Figura 52 – My SLV pila - UBDP analysis**

**RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE CV06**



**Figura 53 – Mz SLV pila - UBDP analysis**

### 11.3 CONCLUSIONI

Si è effettuato il confronto delle grandezze maggiormente rappresentative, influenzate dalla potenziale variazione delle caratteristiche di rigidità degli isolatori.

Di seguito la sintesi dei controlli.

#### 11.3.1.1 Reazioni sui baggioli

Si rileva un incremento della massima reazione SLC all'appoggio del 21 %.

L'influenza di tale variazione è stata valutata sull'esito delle verifiche dei meccanismi resistenti dei baggioli, confermando, nel complesso, l'esito delle verifiche.

In particolare, considerando anche il contributo resistente indotto dalla minima componente verticale concomitante, la variazione del rapporto di sfruttamento risulta come segue:

Baggioli pile

$$\eta = V_{Ed,SLC} / V_{Rd} = 749 / 2572 = 0.29 \quad \text{analisi NomDP}$$

$$\eta = V_{Ed,SLC} / V_{Rd} = 901 / 2529 = 0.36 \quad \text{analisi UBDP}$$

Baggioli spalle

$$\eta = V_{Ed,SLC} / V_{Rd} = 584 / 955 = 0.61 \quad \text{analisi NomDP}$$

$$\eta = V_{Ed,SLC} / V_{Rd} = 704 / 911 = 0.77 \quad \text{analisi UBDP}$$

### 11.3.1.2 Sollecitazioni pila

Le sollecitazioni sulla pila 1 rilevano, come prevedibile, un incremento delle sollecitazioni sismiche paragonabile percentualmente a quello rilevato in corrispondenza degli appoggi, data la limitata snellezza della pila.

Per lo spiccato fusto, il rapporto tra i valori flettenti rilevati nell'analisi UB e quelli rilevati dall'analisi con valori nominali risulta:

$$M_{y,UB} / M_{y,NOM} = 5807 / 4842 = 1.20$$

$$M_{z,UB} / M_{z,NOM} = 7917 / 6581 = 1.20$$

Esaminando i risultati di tutte le verifiche riportati nel capitolo 9, si rileva la presenza di un coefficiente di sicurezza minimo pari a 1.56, in grado di soddisfare la maggiore "domanda" indotta da un incremento della rigidità degli isolatori.