



# AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

## PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI  
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)  
OPERE STRUTTURALI**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI - PONTI**

**APO07 - PONTE SUL CANALE DIVERSIVO BURANA I**

**RELAZIONE DI CALCOLO**



**IL PROGETTISTA**

Ing. Antonello Mezzaluna  
Albo Ing. Bologna n° 5225 A

Ing. Giancarlo Guadagnini  
Albo Ing. Ravenna n° 700 A

**RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Emilio Salsi  
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



**IL CONCESSIONARIO**

Autostrada Regionale  
Cispadana S.p.A.

IL PRESIDENTE  
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Castorri	Mezzaluna	Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2400	PD	0	A16	APO07	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA</b> .....	<b>6</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>9</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	<b>10</b>
<b>4. INCIDENZE</b> .....	<b>11</b>
<b>5. DATI DI BASE</b> .....	<b>12</b>
5.1. DATI GENERALI .....	12
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE .....	12
5.3. DATI SISMICI .....	13
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	14
<b>6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO</b> .....	<b>15</b>
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	15
6.1.1. Descrizione .....	15
6.1.1.1. <i>Cassone Metallico</i> .....	15
6.1.1.2. <i>Vincolamento</i> .....	16
6.1.2. Modello di calcolo .....	18
6.2. CARICHI APPLICATI.....	19
6.2.1. Condizioni elementari di carico .....	19
6.2.1.1. <i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i> .....	19
6.2.1.2. <i>Carichi permanenti portati (DL)</i> .....	19
6.2.1.3. <i>Distorsioni di progetto (Ced)</i> .....	19
6.2.1.4. <i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i> .....	19
6.2.1.5. <i>Azioni della temperatura</i> .....	21
6.2.1.6. <i>Cedimenti vincolari</i> .....	21
6.2.1.7. <i>Azioni parassite dei vincoli</i> .....	21
6.2.1.8. <i>Azioni variabili da traffico (ML)</i> .....	22
6.2.1.9. <i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i> .....	22
6.2.1.10. <i>Azione Centrifuga</i> .....	22
6.2.1.11. <i>Azione del vento (WL)</i> .....	22
6.2.1.12. <i>Azioni sismiche</i> .....	22
6.2.2. Combinazioni di carico.....	26
6.3. RISULTATI (FASE STATICA) .....	29
6.3.1. Reazioni vincolari.....	29
6.3.2. Azioni interne .....	31
6.4. RISULTATI (FASE SISMICA).....	41
6.4.1. Sisma Orizzontale.....	41
6.4.2. Sisma Verticale .....	42
6.4.3. Azioni sismiche globali.....	44
Reazioni vincolari (FASE SISMICA) .....	47

6.5. VERIFICHE .....	50
6.5.1. Verifiche di resistenza a SLU .....	50
6.5.1.1. <i>Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta</i> .....	51
6.5.1.2. <i>1° Campata – L1 = 40 m</i> .....	52
6.5.1.3. <i>Sezione di pila</i> .....	53
6.5.1.4. <i>2° Campata – L2 = 74 m</i> .....	53
6.5.2. Verifica del concio C1 .....	56
6.5.3. Verifica concio C2 (Intermedio) .....	59
6.5.4. Verifica concio C3 (Sezione di pila) .....	63
6.5.5. Verifica concio C4 (Intermedio) .....	67
6.5.6. Verifica concio C5 (Mezzeria) .....	71
6.5.7. Verifiche di deformabilità (SLE) .....	74
6.5.8. Verifica allo stato limite di collasso (SLC) .....	74
6.6. APPOGGI .....	75
<b>7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA .....</b>	<b>76</b>
7.1. CRITERI DI CALCOLO .....	76
7.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete .....	76
7.1.2. Spinta delle terre: fase statica .....	76
7.1.3. Spinta delle terre: fase sismica .....	76
7.1.4. Stato Limite Ultimo .....	77
7.1.4.1. <i>Situazione Statica</i> .....	77
7.1.4.2. <i>Situazione Sismica</i> .....	77
7.1.5. Stato Limite di Esercizio .....	78
7.1.5.1. <i>Combinazione 'rara'</i> .....	78
7.1.5.2. <i>Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)</i> .....	78
7.1.6. Sovraccarico su terrapieno .....	78
7.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica .....	83
7.1.8. Paraghiaia .....	84
7.1.9. Orecchie .....	84
7.1.10. Pali .....	84
7.1.10.1. <i>Verifiche Geotecniche</i> .....	84
7.1.10.2. <i>Verifiche SLU: Taglio</i> .....	84
7.1.10.3. <i>Verifiche SLU: Pressoflessione</i> .....	85
7.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto .....	85
7.2. ANALISI SEMPLIFICATA .....	86
7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica .....	87
7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica .....	88
7.2.3. Azioni Globali : SLE .....	89
7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi .....	90
7.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO .....	90
7.4. VERIFICHE .....	90

7.4.1.	Pali.....	90
7.4.1.1.	Verifiche Geotecniche .....	90
7.4.1.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	96
7.4.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	98
7.4.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	100
7.4.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	101
7.4.2.	Orecchie .....	103
7.4.2.1.	Azioni – SLU.....	103
7.4.2.2.	Azioni – SLE.....	103
7.4.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	104
7.4.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	107
7.4.3.	Paraghaia.....	111
7.4.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica .....	111
7.4.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	112
7.4.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	112
7.4.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	112
7.4.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	114
7.4.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	115
7.4.4.	Pareti di risvolto .....	116
7.4.4.1.	Armature Orizzontali.....	116
7.4.4.2.	Armature Verticali .....	118
7.4.4.3.	Taglio.....	119
7.4.5.	Parete centrale.....	123
7.4.5.1.	Armature Verticali.....	123
7.4.5.2.	Armature Orizzontali.....	124
7.4.5.3.	Taglio.....	127
7.4.6.	Fondazione .....	129
7.4.6.1.	Armature in direzione longitudinale (asse ponte).....	129
7.4.6.2.	Armature in direzione trasversale .....	132
7.4.6.3.	Taglio.....	135
7.4.6.4.	Verifica Zoccolo anteriore.....	138
7.4.6.5.	Verifica a Punzonamento.....	139
7.5.	SINTESI ARMATURE.....	141
7.5.1.	Pali.....	141
7.5.2.	Fondazione .....	141
7.5.3.	Parete Centrale.....	141
7.5.4.	Paraghaia.....	142
7.5.5.	Pareti di Risvolto.....	142
7.5.6.	Orecchie .....	142
<b>8.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE .....</b>	<b>143</b>
8.1.	AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO .....	143
8.2.	SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO.....	144
8.3.	VERIFICHE ALLO SPICCATO.....	146
8.3.1.	SLU.....	146
8.3.1.1.	Pressoflessione .....	146
8.3.1.2.	Taglio.....	150
8.3.2.	SLE .....	151

8.3.2.1.	Verifiche tensionali .....	151
8.4.	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE .....	152
8.5.	FONDAZIONI: PALI .....	155
8.5.1.	Verifiche Geotecniche .....	155
8.5.1.1.	Portanza Verticale .....	155
8.5.1.2.	Verifiche SLU: Taglio .....	161
8.5.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	163
8.5.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	165
8.5.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni .....	167
8.6.	FONDAZIONI: PLINTO .....	168
8.6.1.	Armatura intradosso .....	168
8.7.	PULVINO .....	169
8.8.	SINTESI ARMATURE .....	170
8.8.1.	Pali Ø1200 mm .....	170
8.8.2.	Plinto .....	170
8.8.3.	Fusto .....	171
8.8.4.	Pulvino .....	171
<b>9.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PARETE DI SOSTEGNO .....</b>	<b>172</b>
9.1.	INTRODUZIONE .....	172
9.2.	BASE PARAMENTO – H 9.0 M SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	173
9.2.1.	Sollecitazioni .....	173
9.2.1.1.	SLU Statica .....	173
9.2.1.2.	SLU Sismica .....	173
9.2.1.3.	SLE .....	173
9.2.2.	Verifiche .....	174
9.2.2.1.	SLU .....	174
9.2.2.2.	SLE .....	175
9.3.	FONDAZIONE – H 9.0 M SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	177
9.3.1.	Sollecitazioni intradosso .....	177
9.3.1.1.	SLU Statica .....	177
9.3.1.2.	SLU Sismica .....	177
9.3.1.3.	SLE .....	178
9.3.2.	Azioni nei pali .....	178
9.3.2.1.	SLU .....	178
9.3.2.2.	SLE .....	178
9.3.3.	Verifiche pali .....	178
9.3.3.1.	Verifiche Geotecniche .....	178
9.3.3.2.	Verifiche SLU: Taglio .....	182
9.3.3.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione .....	183
9.3.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione .....	186
9.3.4.	Soletta di fondazione .....	188
9.3.4.1.	Armature estradosso .....	188
9.3.4.2.	Armature intradosso .....	189
9.3.4.3.	Punzonamento .....	192

9.4. SINTESI ARMATURE.....	194
9.4.1. Pali Ø1200 mm.....	194
9.4.2. Fondazione.....	194
9.4.3. Elevazione.....	194
<b>ALLEGATO: SPALLA (INPUT).....</b>	<b>195</b>
<b>10. CRITERI DI MODELLAZIONE.....</b>	<b>196</b>
<b>11. PARAMETRI MECCANICI.....</b>	<b>198</b>
<b>12. GEOMETRIA DELLA SPALLA.....</b>	<b>199</b>
12.1. OPZIONI.....	199
12.2. DIMENSIONI.....	200
12.3. APPOGGI.....	204
12.4. PALI 205	
<b>13. CARICHI.....</b>	<b>207</b>
13.1. CARICHI DA IMPALCATO.....	207
13.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO.....	233
13.3. SOVRACCARICO RILEVATO.....	233
13.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO.....	235
13.5. SPINTA STATICA TERRENO.....	235
13.6. SPINTA SISMICA TERRENO.....	236
13.7. AZIONI SISMICHE.....	237
<b>14. CONDIZIONI DI CARICO.....</b>	<b>239</b>
<b>15. COMBINAZIONI ED INVILUPPI.....</b>	<b>249</b>

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 07", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sovrappassa il "Canale Burana", è posto alla Progr. 15+369 (Spalla Ovest) ed è composto da due campate di luci pari a 40.0 – 74.0 m (distanza tra asse appoggi da Spalla Ovest per l'impalcato sud e da Spalla Est per l'impalcato Nord), per una lunghezza totale di 114 m.

Il Ponte è in rettilineo. L'obliquità è pari a circa 19°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, entrambi di larghezza totale pari a 16.35 m. Il singolo **impalcato** è realizzato un cassone metallico con altezza minima pari a 3.0 m e anime inclinate su cui poggia una soletta collaborante in c.a. di spessore pari a 35 cm. Vedi figura 1-1.

Gli **appoggi** sono isolatori a pendolo inverso (vedi par. 6.1.1.2)

**Le spalle** – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'chiuso a quattro file di pali'. Vedi figura 1-2.

Le spalle sono fondate su n°48 **pali** (4 file da 12 pali ciascuna) di diametro Ø1200 e lunghezza pari a 25.0 m.

**Le pile**, nel numero di 1 per ogni singolo viadotto, sono previste a fusto unico aventi sezione di forma circolare (diametro 3.00 m). Vedi figura 1-3.

I plinti di fondazione presentano forma planimetrica rettangolare di lati pari a 8.0 m e 11.0 m e spessore pari a 2.0 m. Ogni plinto è poi fondato su 12 pali Ø1200m e lunghezza totale pari a 30.0m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista su campata singola da 60 m, con 2 corsie per carreggiata. L'obliquità prevista era assai rilevante (>64°) e comportava significativi problemi strutturali. Tentativi volti a diminuire l'obliquità allungando la luce sono risultati impraticabili per ragioni strutturali. Si è passati quindi ad ipotizzare due campate. L'unico posizionamento possibile della pila era quello in prossimità della strada adiacente (V. Diversivo). Il franco orizzontale da tale strada risultava insufficiente e obbligava ad una deviazione della stessa.

In definitiva si è adottata una soluzione a due luci 74+40 m, con pila circolare sormontata da pulvino con fondazione ruotata rispetto al pulvino stesso: la soluzione consente di scavalcare con sufficiente franco orizzontale sia il canale, sia la strada in questione, contenendo l'obliquità dell'impalcato entro valori accettabili.

FIG. 1-1

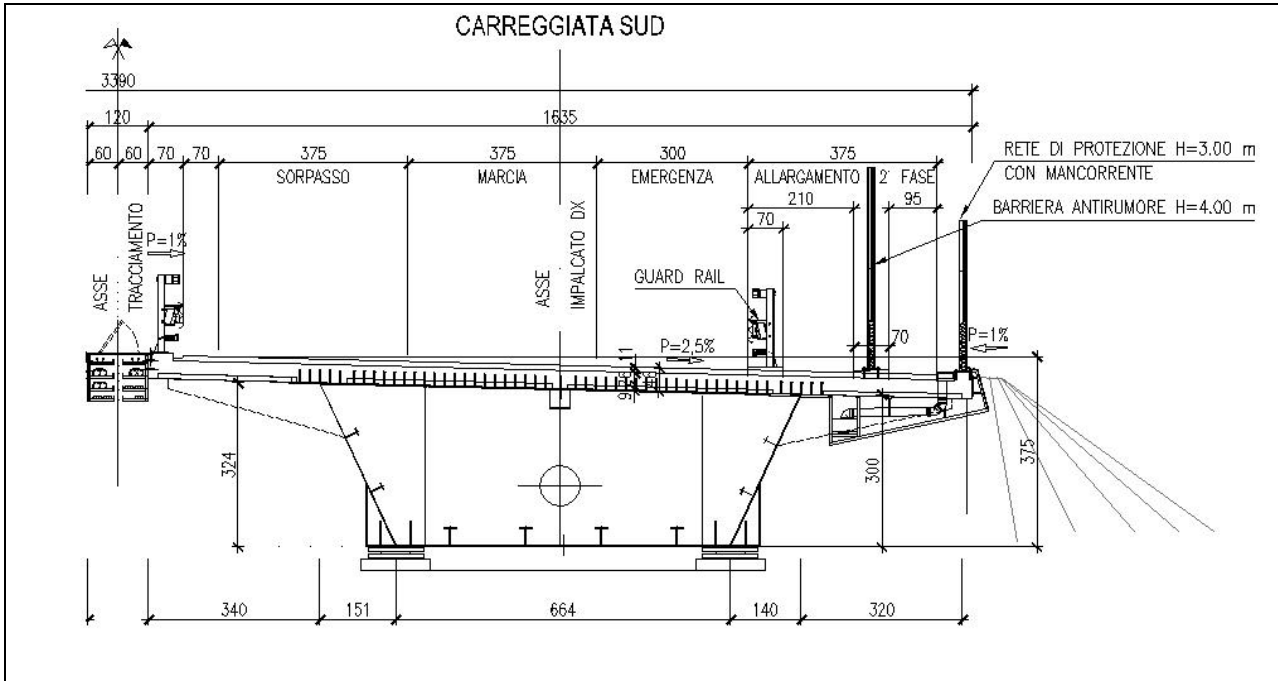


FIG. 1-2

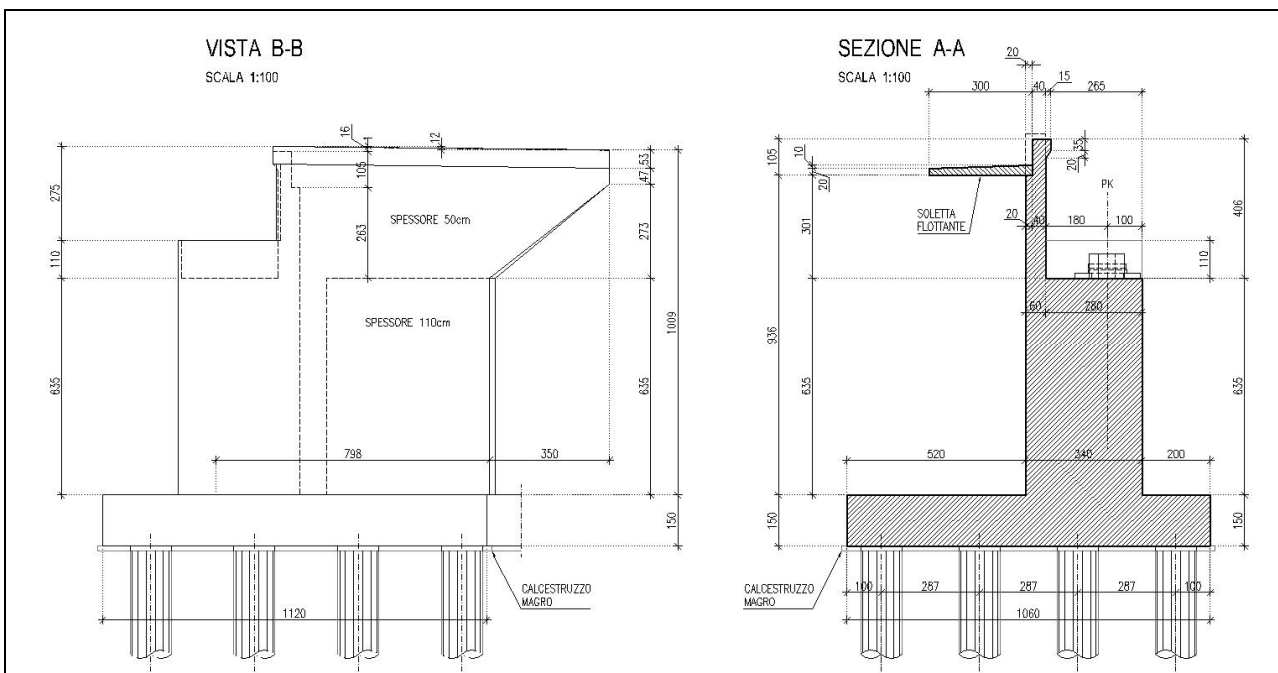
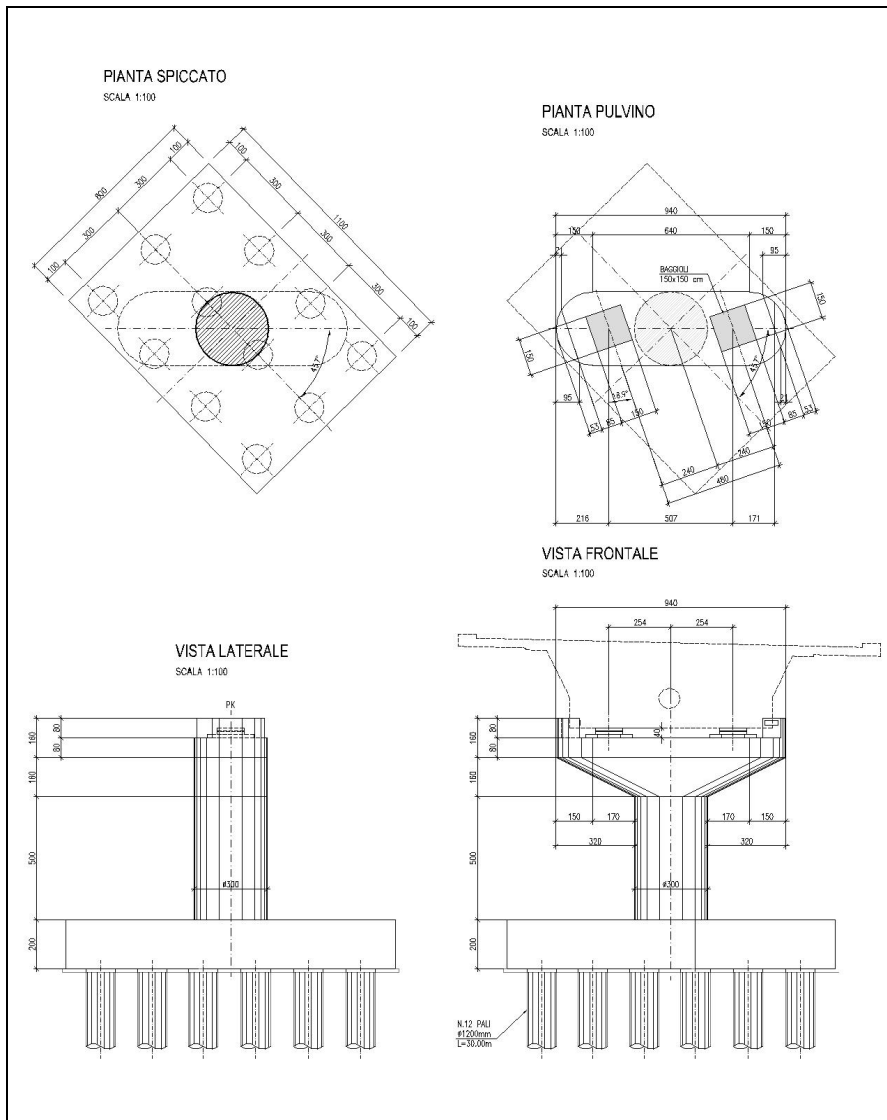




Fig. 1-3



Per quanto riguarda le opere provvisionali a presidio degli scavi, si rimanda agli elaborati geotecnici tipologici:

- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_04: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 1/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_FC\_05: TIPOLOGIE DI OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI 2/2.
- PD\_0\_000\_00000\_0\_GT\_RC\_01: RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI A PRESIDIO DEGLI SCAVI.



## 2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

---

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-KT-01: Elenco delle Normative di riferimento".

### 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

---

Vedi Elaborato "PD-0-000-000-0-GE-TB-01: Tabella Materiali e Classi di esposizione del calcestruzzo".

Si precisa che si sono assunti i seguenti valori per la resistenza caratteristica a snervamento e di calcolo dell'acciaio da carpenteria.

ACCIAIO DA CARPENTERIA "CORTEN" S355J0W (ex 510C) e S355K2G1W (ex 510D)		
Spessore elemento	$f_{yk}$ (MPa)	$f_{yd}$ (MPa)
$t \leq 40$ mm	355.0	338.1
$t > 40$ mm	335.0	319.0

## 4. INCIDENZE

Si anticipano qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera.

NA : NON APPLICABILE.

WBS	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc												Incidenza kg/mq
			Pali	Diaframmi	Diaframmi Idraulici	Trave coronamento Diafr. Idraulici	Fondazione	Elevazione	Pulvino	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	Traverso	
APO 07	Ponte 'Canale Burana I' alla progr. 15+369	SPALLA CHIUSA	160	NA	NA	NA	115	95	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 07	Ponte 'Canale Burana I' alla progr. 15+369	PILA su Pali	105	NA	NA	NA	160	160	160	NA	NA	NA	NA	NA	NA
APO 07	Ponte 'Canale Burana I' alla progr. 15+369	PARETE SU PALI	195	NA	NA	NA	70	100	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
APO 07	Ponte 'Canale Burana I' alla progr. 15+369	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	200	NA	420

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

- Luci (interasse appoggi) – a partire da Ovest: 74/40 m (Viadotti Nord E Sud)
- Impalcati: 2
- Larghezza impalcato singolo: 16.35 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 3
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 4
- Travi: Acciaio
- Spalle: Chiuse
- Vincolamento: isolatori a pendolo

### 5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE

Al cap. 3 viene stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione .

Ciò, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

**TAB. 5.2-1**

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	$w_d \leq$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XC2 *	Ordinaria	poco sensibile	frequente	$w_3$
				quasi permanente	$w_2$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA1**	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
Palo; Spalla e Pila (Fondazione)	XA2***	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
Spalla (Elevazione)	(XC4) - XD3	Molto Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_1$
				quasi permanente	$w_1$
Pile (Elevazione)	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
Traversi; Travi prefabbricate	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	$w_3$
				quasi permanente	$w_2$
Solette	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	$w_2$
				quasi permanente	$w_1$
* : zone non di seguito precisate					
** pk : 9500-12900; 15000-15800 ; 20400-35000 ; 48700-48900 ; 56300-59600					
*** pk : 35000-48700 ; 48900-56300					

In particolare, per quanto riguarda le sole sottostrutture, le sollecitazioni delle combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (influenzate principalmente da diversi coefficienti applicati ai carichi mobili) sono essenzialmente coincidenti.

Di conseguenza per l'apertura limite delle fessure si assumerà la condizione peggiorativa (quasi permanente).

Risulta pertanto:

- Spalla (Elevazione) : C35/45 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm
- Pila (Elevazione) : C32/40 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm
- Pali e Fondazioni
  - Classe XC2 : C25/30 – Apertura limite:  $w_2 = 0.3$  mm
  - Classe XA1 : C28/35 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm
  - Classe XA2 : C32/40 – Apertura limite:  $w_1 = 0.2$  mm

**Per l'opera in questione : Pali e Fondazioni XA1**

### 5.3. DATI SISMICI

Vita nominale: 100 anni

Classe d'uso: IV  $\Rightarrow C_U = 2.0$

(Elab. "PD-0-000-000-0-GE-KT-02: Vita utile e Classe d'uso delle opere")

Longitudine : 11.0267; Latitudine 44.8751 (Spalla Ovest)

Inoltre, vale quanto riportato nella seguente tabella.

**TAB. 5.3-1**

	latitudine	longitudine		ag	Suolo	Ct	Tr	F0	Tc*	Ss	Cc	St	S	amax	Tb	Tc	Td	Fv
<b>Burana I</b>	<b>44.8751</b>	<b>11.0267</b>	Orizzontale SLV	<b>0.252</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>1898</b>	<b>2.468</b>	<b>0.285</b>	<b>1.327</b>	<b>1.588</b>	<b>1.000</b>	1.327	<b>0.334</b>	<b>0.151</b>	<b>0.453</b>	<b>2.607</b>	
			Orizzontale SLC	<b>0.279</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>2475</b>	<b>2.441</b>	<b>0.289</b>	<b>1.291</b>	<b>1.581</b>	<b>1.000</b>	1.291	<b>0.360</b>	<b>0.152</b>	<b>0.457</b>	<b>2.717</b>	
			Verticale SLV	<b>0.171</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>1898</b>			<b>1.000</b>		<b>1.000</b>	1.000	<b>0.171</b>	<b>0.050</b>	<b>0.150</b>	<b>1.000</b>	<b>1.672</b>
			Verticale SLC	<b>0.213</b>	<b>C</b>	<b>T1</b>	<b>2475</b>			<b>1.000</b>		<b>1.000</b>	1.000	<b>0.213</b>	<b>0.050</b>	<b>0.150</b>	<b>1.000</b>	<b>1.741</b>

## 5.4. PARAMETRI GEOTECNICI

---

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla sono estratti dal Documento 'Criteri Generali per le verifiche Geotecniche'.

Si assume:

$$\gamma = 11.8 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 40.0^\circ [\text{M1}] ;$$

dove:

$\gamma$  : peso specifico del terrapieno

$\varnothing$  : angolo d'attrito *caratteristico* del terrapieno

$\varnothing'$  : angolo d'attrito *efficace* del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

## 6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO

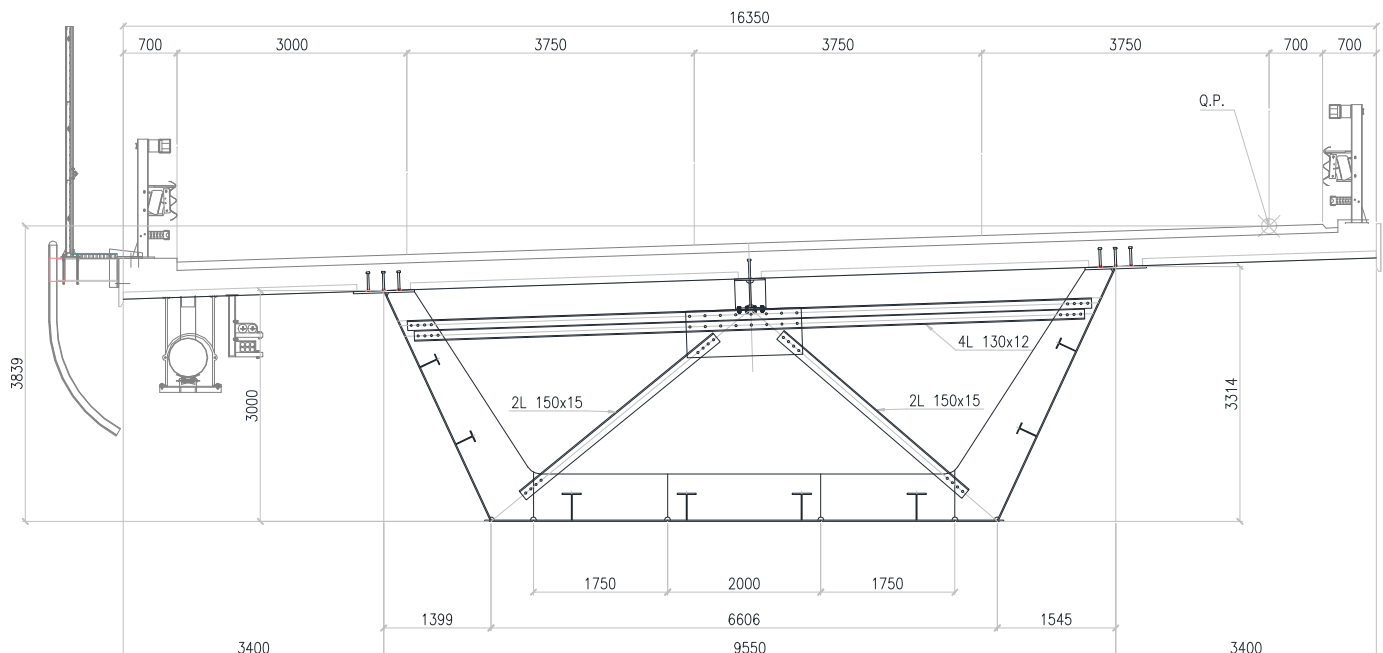
### 6.1. CRITERI DI CALCOLO

#### 6.1.1. Descrizione

##### 6.1.1.1. Cassone Metallico

L'impalcato del ponte è costituito da una trave continua a due campate (luci 40m – 74m) avente sezione a cassone composta acciaio-calcestruzzo. Il cassone metallico, aperto superiormente, ha un'altezza costante pari a 3.00 m, con anime inclinate ed è connesso superiormente ad una soletta in calcestruzzo collaborante di spessore pari a 0.35m. In corrispondenza degli appoggi sono previsti dei diaframmi trasversali in acciaio a parete piena, mentre lungo le campate sono previsti diaframmi trasversali in acciaio, a parete reticolare posti ad un passo di circa 3.50 m. Una sezione tipica dell'impalcato è riportata nella figura seguente (fig. 6.1-1):

FIG. 6.1-1 – SEZIONE TRASVERSALE TIPICA IMPALCATO





#### 6.1.1.2. Vincolamento

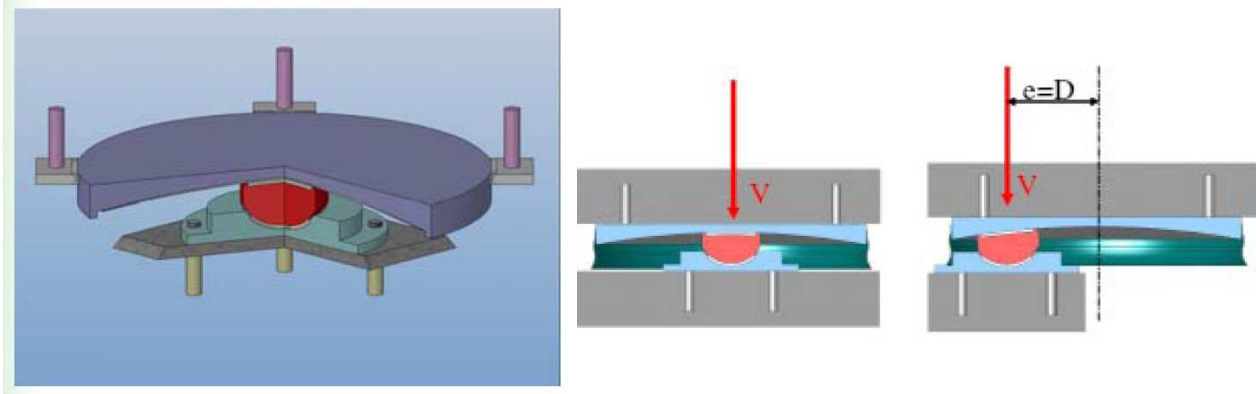
Il sistema di vincolamento dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a pendolo ad attrito (Friction Pendulum Isolators – FPS) che permettono lo spostamento relativo tra la sovrastruttura e la sottostruttura secondo una superficie sferica. Sono inquadrabili secondo la tipologia di “Isolatori a scorrimento” descritta al punto 11.9.8 delle NTC08. Questi dispositivi sono caratterizzati dalle seguenti peculiarità:

- Il raggio di curvatura dalla superficie sferica di scorrimento determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- L'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Si minimizzano i moti torsionali della sovrastruttura. Questo perché la rigidezza orizzontale di ogni singolo isolatore risulta essere proporzionale allo sforzo normale agente su di esso. Ciò permette al centro di rigidezza di essere costantemente coincidente con il centro di massa della struttura compensando così le eventuali l'eccentricità di massa.

Tali dispositivi, nei riguardi delle azioni orizzontali trasmesse alle sottostrutture, presentano un comportamento di tipo attritivo in condizione statica che li rende sostanzialmente rigidi fino al valore della forza d'attrito, e un comportamento attritivo in condizione dinamica che li rende schematizzabili come dei vincoli elastici dotati di un'opportuna rigidezza orizzontale: pertanto finché non viene raggiunta la forza d'attrito statico che dipende dal carico verticale agente sul dispositivo e dal suo coefficiente d'attrito statico, il dispositivo si comporta sostanzialmente come collegamento rigido tra impalcato e sottostrutture. Tale comportamento garantisce che in condizioni di normale esercizio dell'opera l'impalcato risulti rigidamente fissato alle sottostrutture per le azioni orizzontali agenti, e cioè per l'azione del vento agente in direzione trasversale e per l'azione della frenatura dei veicoli agente in direzione longitudinale.

I dispositivi sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la rotula, consentendo la rotazione.

FIG. 6.1-2 SCHEMI DEGLI ISOLATORI A SCORRIMENTO A SUPERFICIE CURVA



Al fine di controllare l'attrito opposto dal movimento delle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

In condizione sismica gli isolatori a scorrimento a superficie curva comportano i seguenti vantaggi:

- Essendo dotati in condizione dinamica di rigidzze orizzontali relativamente basse comportano un elevato incremento di periodo proprio di vibrazione della struttura in direzione orizzontale (longitudinale e trasversale): ciò implica una forte riduzione delle azioni sismiche applicate alla sottostrutture;
- Essendo dotati di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente relativamente elevato (15% - 30%) comportano una riduzione delle azioni sismiche applicate alle sottostrutture e limitano l'incremento degli spostamenti orizzontali;
- Sono ricentranti grazie alla loro conformazione sferica, il che garantisce che una volta terminato l'evento sismico il sistema d'isolamento e l'impalcato nella sua globalità presentino spostamenti residui nulli o assai ridotti in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nei confronti di ulteriori scosse sismiche;
- La loro rigidzza orizzontale risulta proporzionale al carico assiale agente, il che comporta un sostanziale centraggio tra centro di rigidzza e centro di massa con evidenti riduzioni di effetti torsionali;
- Sono realizzati con materiali innovativi e tecnicamente sofisticati che garantiscono, come confermato da diversi produttori, una vita utile stimabile in circa 75 anni;
- Sono realizzati con materiali altamente resistenti alle variazioni di temperatura e all'usura che comportano una certa stabilità del comportamento dinamico degli isolatori al variare dell'invecchiamento e della temperatura;

Si evidenzia che gli isolatori sono realizzati con materiali che presentano resistenza meccanica alla compressione notevolmente maggiore di quella presentata dal materiale PTFE e questo permette una riduzione di dimensioni.

Il sistema di isolamento su descritto riduce gli effetti sulla struttura indotti dall'azione sismica in due differenti modi: spostando il periodo naturale della struttura lontano dalle frequenze predominanti del sisma attraverso il moto pendolare, ed assorbendone l'energia attraverso il comportamento a frizione. La superficie di scorrimento a calotta sferica concava, permette inoltre di convertire l'energia cinetica dell'impalcato indotta dal sisma, in energia potenziale che permette il richiamo della massa oscillante nella posizione iniziale di equilibrio stabile, soddisfacendo quindi il requisito di auto-ricentraggio del sistema a seguito di un evento sismico.

In condizioni statiche, gli isolatori presentano una elevata rigidità orizzontale garantita dall'attrito statico tra le superfici di scorrimento, in grado di permettere una connessione rigida con le sottostrutture in per le condizioni di normale esercizio dell'opera (vento e frenamento).

### **6.1.2. Modello di calcolo**

Il dimensionamento dell'opera è stato ottenuto mediante modellazione ad elementi finiti monodimensionali tipo "frames" tramite il programma di calcolo "Midas Civil" v.7.0.2.

Le analisi condotte all'interno del modello agli elementi finiti sono volte a determinare lo stato di sollecitazione del manufatto durante tutta la sua esistenza. Pertanto si è condotta una analisi segmentale per fasi (Staged Construction, abbr. CS) che ripercorre tutte le fasi di vita dell'impalcato, dalle fasi di costruzione sino a tempo infinito, inglobando nell'analisi le caratteristiche reologiche dei materiali (legge di presa, viscosità e ritiro del cls). Tale tipo di analisi per fasi permette di aggiungere e/o togliere e/o modificare all'interno di un unico modello di calcolo, nodi, elementi e vincoli ed inoltre consente di far variare nel tempo le caratteristiche dei materiali impiegati secondo una legge temporale definita dall'utente. Tale analisi rimane nel campo di una analisi statica lineare, dove tuttavia la matrice di rigidità varia in ogni fase considerata.

Gli effetti sulla struttura dovuti ai carichi mobili sono stati determinati tramite una "analisi per carico mobile" (Moving Load Analysis, abbr. ML), facendo generare al programma le linee di influenza per gli spostamenti nodali, le azioni interne e le reazioni vincolari dovute al transito dei carichi mobili e determinando quindi i massimi e minimi valori di spostamenti nodali, delle azioni interne negli elementi e delle reazioni vincolari, in base alle linee di influenza ottenute. Tale analisi comporta una serie di singole analisi statiche lineari per tutte le condizioni di carico create lungo lo sviluppo del percorso dei carichi mobili, per cercare il massimo ed il minimo valore, che è usato quindi come risultato della analisi. Gli altri casi di analisi utilizzati sono tutti statici lineari.

La valutazione degli effetti dell'azione sismica sull'impalcato è stata effettuata modellando il sistema come elastico lineare. Per le azioni sismiche orizzontali del sistema dotato di isolamento alla base, è stata svolta una analisi lineare statica mentre per la valutazione degli effetti del sisma verticale si è resa necessaria una analisi modale con spettro di risposta.

## 6.2. CARICHI APPLICATI

### 6.2.1. Condizioni elementari di carico

Nei paragrafi seguenti sono riportate le condizioni di carico prese in considerazione nell'analisi dell'impalcato..

#### 6.2.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali (SW)

Il peso proprio della struttura metallica è determinato in automatico dal programma di calcolo ad elementi finiti per il tramite di un moltiplicatore gravitazionale  $Z = - 1.40$  (diretto verso il basso) opportunamente incrementato per tenere in conto del peso degli elementi non direttamente modellati (diaframmi, piastrame e bulloneria).

Il peso della soletta in c.a. gettata in opera, è stato applicato sulla sola struttura metallica nella fase di costruzione denominata "Getto" con un carico uniforme pari a 146.60 kN/m.

#### 6.2.1.2. Carichi permanenti portati (DL)

I carichi permanenti portati sono stati assegnati sulla trave composta tramite un carico uniforme distribuito, corrispondente al peso della pavimentazione e dell'arredo stradale, pari a 73.5kN/m.

#### 6.2.1.3. Distorsioni di progetto (Ced)

A seguito della fase di maturazione della soletta è applicata all'impalcato una distorsione corrispondente ad un abbassamento della sezione di pila pari a 20cm.

#### 6.2.1.4. Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)

Gli effetti indotti sulla struttura dai fenomeni reologici del calcestruzzo della soletta sono stati valutati sulla base delle indicazioni contenute nel par. 11.2.10.6 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

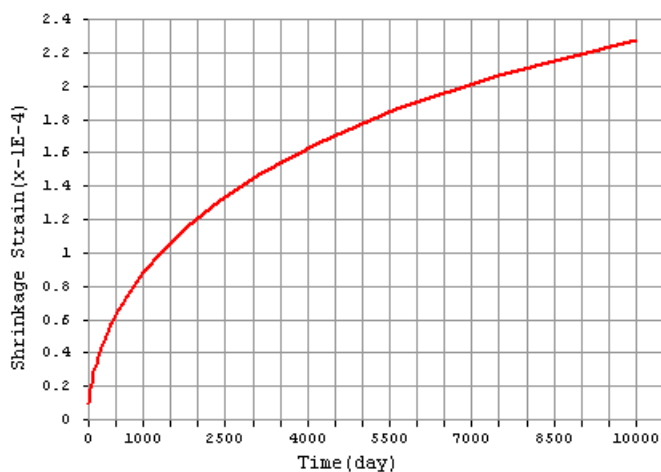
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$  MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 * (16.35 * 0.26) / (16.35) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$ ;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$       ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$       ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty} = -0.003418$       contrazione finale da ritiro a  $t^\infty$

Ipotizzando l'utilizzo di agenti antiritiro nella miscela di confezionamento del conglomerato cementizio della soletta, è stato ritenuto ragionevole adottare un valore di progetto non superiore ai 2/3 di quello sopra calcolato. Pertanto:

$$\varepsilon_{csd,\infty} = \varepsilon_{csd} / 1.5 = -0.000227$$

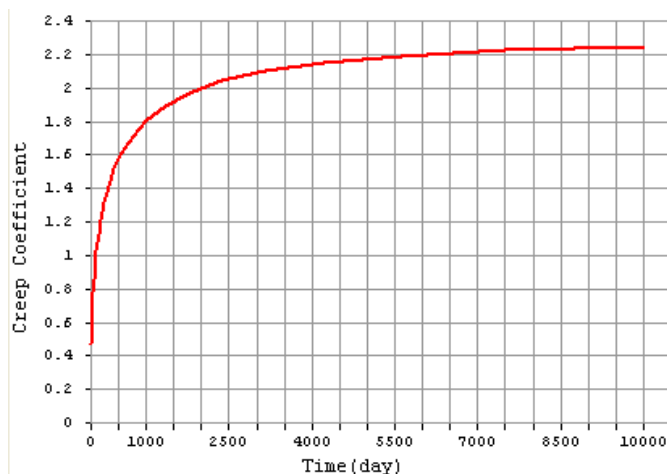
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di  $t = t^\infty = 10\ 000$  giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

**FIG. 6.2-1**



Il coefficiente di viscosità  $\varphi(\infty, t_0)$  a tempo infinito, ipotizzando una messa in carico della struttura (applicazione dei carichi permanenti portati) a 30 giorni dalla fine dei getti, è stato determinato pari a  $\varphi(\infty, t_0) = 2.25$ . Per tenere in conto degli effetti di redistribuzione dei carichi nel tempo per effetto della viscosità, si è adottata una curva di variazione del coefficiente di viscosità determinata, al pari del ritiro, per un periodo pari a  $t = t^\infty = 10\ 000$  giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

**FIG. 6.2-2**



#### 6.2.1.5. Azioni della temperatura

Le variazioni termiche sono state considerate partendo dalle indicazioni riportate al punto 3.5.4 delle NTC08. In particolare si è assunto quanto segue:

- $T_0 = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ ; Temperatura iniziale
- $T_{\text{MAX}} = 45 \text{ }^\circ\text{C}$ ; Temperatura massima (estiva)
- $T_{\text{MIN}} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$ ; Temperatura minima (invernale)

Le variazioni termiche differenziali, tra la parte superiore e la parte inferiore dell'impalcato composto, sono state valutate secondo le indicazioni fornite dall'EC1 parte 5 per gli impalcati da ponte. In particolare si è fatto riferimento all'approccio non-lineare applicando una contrazione termica alla soletta in cls secondo la procedura semplificata, pari a:

- $\Delta T_1 = +10 \text{ }^\circ\text{C}$  Condizione di riscaldamento
- $\Delta T_1 = -10 \text{ }^\circ\text{C}$  Condizione di raffreddamento

Le due componenti di variazione della temperatura, uniforme e differenziale, sono state comunque considerate contemporanee poiché l'impalcato a travata semplice non risente di effetti coattivi. Si sono considerate pertanto le seguenti condizioni:

- Massima temperatura (Estate): variazione termica uniforme  $\Delta T = +30^\circ$  su tutta la struttura, più una variazione di  $\Delta T = +10^\circ$  nella soletta;
- Minima temperatura (Inverno): variazione termica uniforme  $\Delta T = -30^\circ$  su tutta la struttura, più una variazione di  $\Delta T = -10^\circ$  nella soletta;

#### 6.2.1.6. Cedimenti vincolari

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche, è ragionevole ipotizzare un cedimento verticale pari a 30 mm per quanto attiene alle spalle e 10mm per le pile.

#### 6.2.1.7. Azioni parassite dei vincoli

In base a quanto esposto in precedenza, per quanto riguarda le combinazioni di carico in condizione statica, fino a quando le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato ai dispositivi di vincolamento risultano inferiori alle forze d'attrito, i dispositivi si comportano come collegamenti rigidi; una volta superato tale valore di forza, si comportano come collegamenti elastici di rigidezza crescente all'aumentare dell'azione assiale agente (diversa da combinazione a combinazione) e al diminuire dello spostamento orizzontale (anch'esso diverso tra una combinazione di carico e l'altra). Dal momento però che la condizione dimensionante per le sottostrutture è quella sismica (condizione per cui le forze trasmesse alle sottostrutture vengono lette in modo corretto grazie alla modellazione stessa dei dispositivi)

in cui viene considerato il ritiro al suo valore caratteristico e le variazioni termiche al 50% del loro valore caratteristico), si considera superflua l'ipotesi di approfondire tale problematica in quanto non vincolante ai fini del dimensionamento delle sottostrutture.

#### 6.2.1.8. Azioni variabili da traffico (ML)

I carichi mobili sono stati considerati in base alle indicazioni previste per i ponti stradali di 1° categoria indicati al paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC08. Compatibilmente con la larghezza della carreggiata, ed in previsione di un futuro ampliamento della stessa, sono state individuate quattro corsie convenzionali soggette alle azioni descritte dalla "Schema di carico 1" cui si è aggiunto, per le aree rimanenti, un carico uniformemente distribuito pari a  $2.50 \text{ kN/m}^2$ . Tali azioni sono state applicate al modello tramite di una apposita analisi per carico mobile (ML) disponendo lo schema di carico in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

#### 6.2.1.9. Azione longitudinale di frenamento (BRK)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n°1 e per i ponti di 1° categoria vale:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 668 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a  $5.86 \text{ kN/m}$ .

#### 6.2.1.10. Azione Centrifuga

Poiché il raggio di curvatura dell'impalcato è superiore a  $1500 \text{ m}$ , la forza centrifuga da applicare a livello della pavimentazione è nulla.

#### 6.2.1.11. Azione del vento (WL)

L'azione del vento, assimilata ad un carico orizzontale statico ortogonale all'asse del ponte, è stata cautelativamente assunta pari a  $2.50 \text{ kN/m}^2$ , inglobando in tale valore la pressione del vento normale alle superfici investite direttamente, i coefficienti di forza dovuti alla forma dell'impalcato e l'azione tangenziale del vento.

#### 6.2.1.12. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione, riportata al par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata**.5.3.

Poiché la struttura è isolata alla base, per la determinazione delle azioni sismiche è necessario caratterizzare il sistema di isolamento. Come anticipato nella descrizione dell'opera, si utilizzano isolatori a pendolo ad attrito (FPS).

Tale sistema di isolamento ha la peculiarità di modificare il periodo proprio di vibrazione della struttura, rendendolo indipendente dalla massa in gioco e legandolo a caratteristiche dell'isolatore stesso.

Per gli isolato risi sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- |                                   |                                  |
|-----------------------------------|----------------------------------|
| • $R = 3700\text{mm}$             | Raggio di curvatura              |
| • $D = \pm 300\text{ mm}$         | Spostamento di progetto          |
| • $\mu = 0.055$                   | Coefficiente di attrito dinamico |
| • $K_v = 210\ 000\text{ kN / mm}$ | rigidezza verticale              |

Da cui, posto  $V =$  carico verticale, si ottiene:

- |   |                                 |
|---|---------------------------------|
| • $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$   | Rigidezza efficace              |
| • $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$ | Periodo efficace                |
| • $\xi_{\text{esi}} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$  | Smorzamento viscoso equivalente |

Determinate le caratteristiche del sistema di isolamento equivalente, a partire dalla pericolosità sismica del sito di costruzione, si costruiscono gli spettri di risposta per le tre componenti del moto relativi agli stati limite considerati.

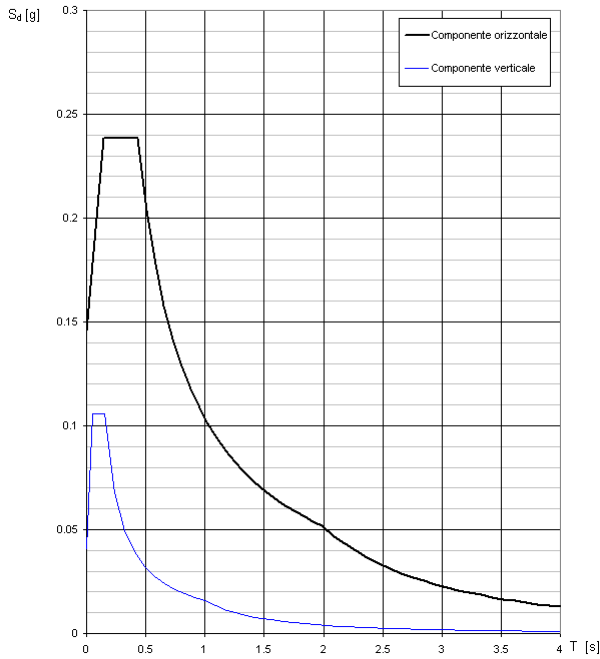
Nel dettaglio, per l'opera in oggetto si sono studiate le condizioni sismiche per gli stati limite di "Danno" (SLD), "Salvaguardia della vita" (SLV) e "Collasso" (SLC). Nella fattispecie si è scelto cautelativamente di limitare lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato ad un valore massimo del 20% ( $\xi_{\text{esi}} = 0.20$ ).

Le caratteristiche del tipo di suolo di fondazione, inizialmente, vennero stabilite essere di tipo D e successivamente revisionate in tipo C; tuttavia, data la variabilità delle condizioni geolitologiche, nel calcolo è stato mantenuto il tipo di suolo originario, a favore di sicurezza.



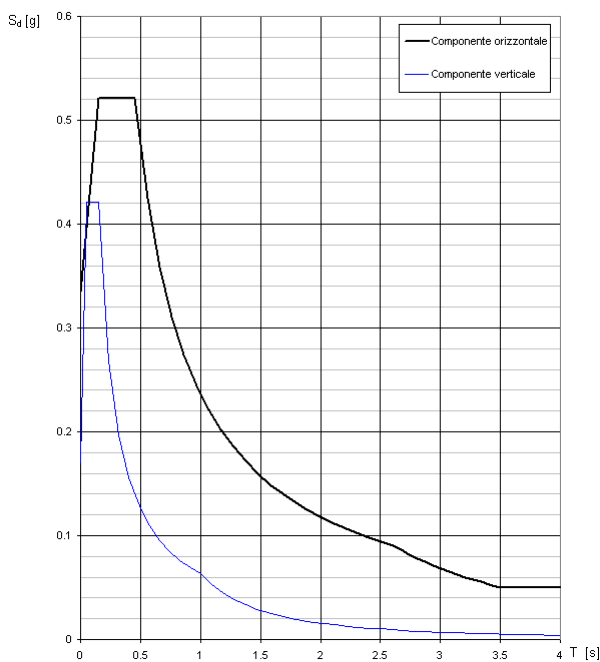
**FIG. 6.2-3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD



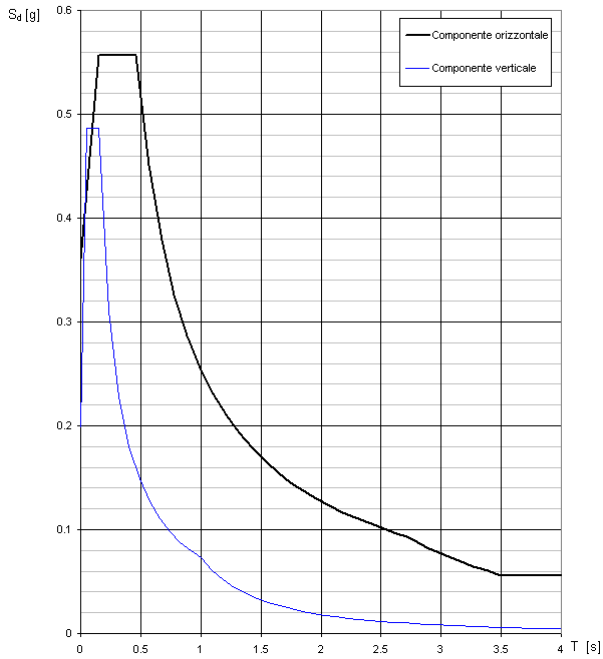
**FIG. 6.2-4**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



**FIG. 6.2-5**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC



### 6.2.2. Combinazioni di carico

Nell'ambito delle verifiche di Stato Limite di Esercizio (SLE) e di Stato Limite Ultimo (SLU) si sono considerate le combinazioni di carico riportate nelle tabelle seguenti. Per facilità di esposizione si sono utilizzati gli involuipi delle singole azioni elementari combinandoli poi opportunamente nelle combinazioni di progetto.

**TAB. 6.2-1 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELLE FASI DI COSTRUZIONE**

	SW + DL	CED	CR/SH
CS_01	1.35	1.00	0.00
CS_02	1.35	1.00	1.20
CS_03	1.00	1.00	1.20

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	1.00	1.00

**TAB. 6.2-2 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DEI CEDIMENTI VINCOLARI**

	Ced. SP1	Ced. P1	Ced. P2	Ced. SP2
ENV_Ced	1.00	1.00	1.00	1.00

**TAB. 6.2-3 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA**

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

**TAB. 6.2-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO AZIONE DEL VENTO**

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

**TAB. 6.2-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO**

	BRK +	BRK -
ENV_BRK	1.00	1.00

Alle suddette si aggiunge la condizione determinata dai carichi mobili che è già un involucro di un elevato numero di condizioni di carico elementari.

**TAB. 6.2-6 - COMBINAZIONI SLU**

Combinazione	ENV_CS	ENV_Ced	ENV_DT	ENV_WL	ML	ENV_BRK
SLU 01	1.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 02	1.00	1.20	0.60*1.20	0.00	0.00	0.00
SLU 03	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.00	0.00
SLU 04	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.00	0.00
SLU 05	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 06	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	0.00
SLU 07	1.00	1.20	1.20	0.60*1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 08	1.00	1.20	0.60*1.20	1.50	0.75*1.35	1.00
SLU 09	1.00	1.20	0.60*1.20	0.60*1.50	1.35	1.35

**TAB. 6.2-7 - COMBINAZIONI SISMICHE**

Combinazione	SW+DL	Sisma X	Sisma Y	Sisma Z
SLD 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLD 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLD 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLD 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLD 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLD 06	1.00	0.30	0.30	-1.00
SLV 01	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV 02	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV 03	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV 04	1.00	0.30	1.00	-0.30
SLV 05	1.00	0.30	0.30	1.00
SLV 06	1.00	0.30	0.30	-1.00

<b>SLC 01</b>	1.00	1.00	0.30	0.30
<b>SLC 02</b>	1.00	1.00	0.30	-0.30
<b>SLC 03</b>	1.00	0.30	1.00	0.30
<b>SLC 04</b>	1.00	0.30	1.00	-0.30
<b>SLC 05</b>	1.00	0.30	0.30	1.00
<b>SLC 06</b>	1.00	0.30	0.30	-1.00

Naturalmente per ogni combinazione sismica si sono adottati i valori di sollecitazione derivanti dallo spettro di risposta corrispondente allo stato limite considerato.

### 6.3. RISULTATI (FASE STATICA)

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

#### 6.3.1. Reazioni vincolari

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli per le singole condizioni di carico non fattorate e per l'involuppo delle combinazioni di carico di progetto (SLU). Le reazioni relative alle fasi di costruzione sono di tipo additivo, ossia ogni fase comprende le fasi precedenti.

**TAB. 6.3-1 – REAZIONI NEI VINCOLI IN SPALLA SP1**

Spalla SP1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	42	0	0	42
Getto della Soletta	0	0	520	0	0	520
Distorsione	0	0	1 482	0	0	1 482
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>0</sup> )	0	0	1 831	0	0	1 831
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>∞</sup> )	0	0	1 364	0	0	1 364
Cedimento Spalla SP1	-4	0	-125	-4	0	-125
Cedimento Pila	2	0	64	2	0	64
Cedimento Spalla SP2	-2	0	-68	-2	0	-68
Variazione Termica (Estate)	68	0	319	68	0	319
Variazione Termica (Inverno)	-70	0	-397	-70	0	-397
Vento Trasversale (dir. Y+)	-14	-100	-121	14	-100	121
Vento Trasversale (dir. Y-)	14	100	121	-14	100	-121
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-70	0	-8	-70	0	-8
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	70	0	8	70	0	8
Carichi Mobili (Max)	4	0	2 147	4	0	2 147
Carichi Mobili (Min)	-2	0	-765	-2	0	-765
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>170</b>	<b>150</b>	<b>5 480</b>	<b>170</b>	<b>150</b>	<b>5 480</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-170</b>	<b>-150</b>	<b>-322</b>	<b>-170</b>	<b>-150</b>	<b>-322</b>

TAB. 6.3-2 – REAZIONI NEI VINCOLI IN PILA P1

Pila P1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	2 771	0	0	2 771
Getto della Soletta	0	0	8 472	0	0	8 472
Distorsione	0	0	6 989	0	0	6 989
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>0</sup> )	0	0	9 679	0	0	9 679
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>∞</sup> )	0	0	10 398	0	0	10 398
Cedimento Spalla SP1	-2	0	193	-2	0	193
Cedimento Pila	1	0	-99	1	0	-99
Cedimento Spalla SP2	-1	0	104	-1	0	104
Variazione Termica (Estate)	46	0	-491	46	0	-491
Variazione Termica (Inverno)	-48	0	611	-48	0	611
Vento Trasversale (dir. Y+)	-21	-503	-702	21	-503	702
Vento Trasversale (dir. Y-)	21	503	702	-21	503	-702
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-145	0	2	-145	0	2
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	145	0	-2	145	0	-2
Carichi Mobili (Max)	16	0	5 559	16	0	5 559
Carichi Mobili (Min)	-5	0	-1 548	-5	0	-1 548
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>270</b>	<b>754</b>	<b>23 265</b>	<b>270</b>	<b>754</b>	<b>23 265</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-270</b>	<b>-754</b>	<b>7 350</b>	<b>-270</b>	<b>-754</b>	<b>7 350</b>

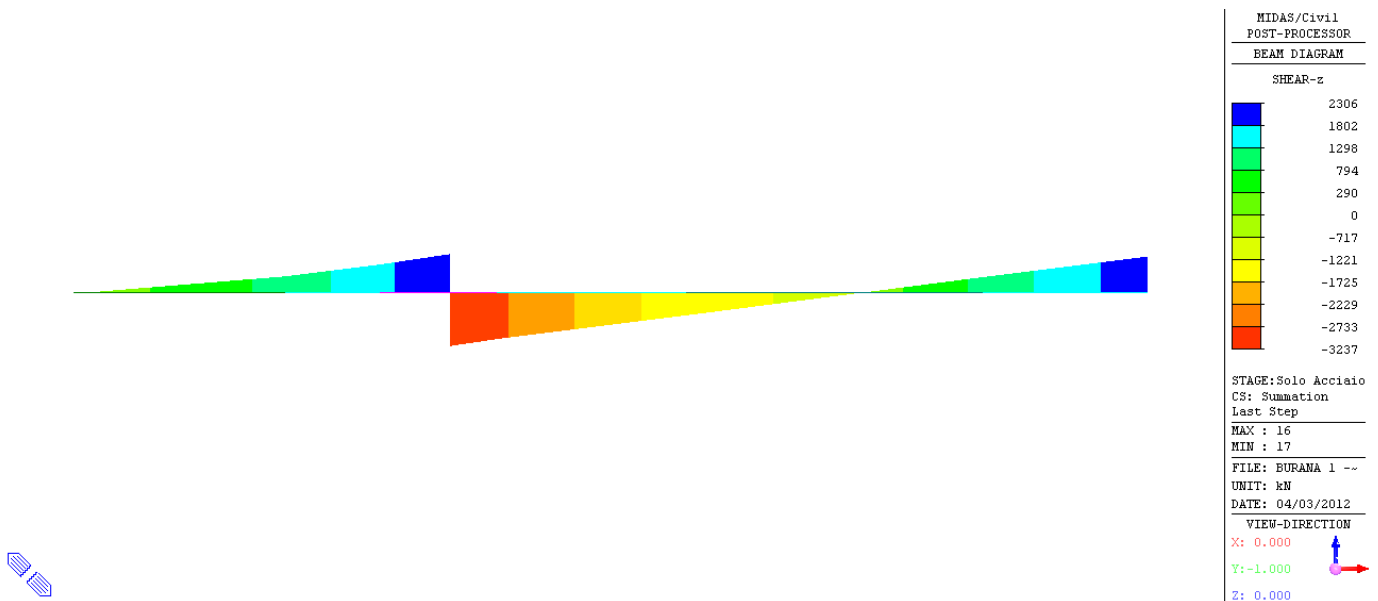
TAB. 6.3-3 – REAZIONI NEI VINCOLI IN SPALLA SP2

Spalla SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
Sola Struttura Metallica	0	0	1 077	0	0	1 077
Getto della Soletta	0	0	3 255	0	0	3 255
Distorsione	0	0	3 776	0	0	3 776
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>0</sup> )	0	0	4 926	0	0	4 926
Applicazione carichi Permanenti (t=t <sup>∞</sup> )	0	0	4 674	0	0	4 674
Cedimento Spalla SP1	6	0	-68	6	0	-68
Cedimento Pila	-3	0	35	-3	0	35
Cedimento Spalla SP2	3	0	-37	3	0	-37
Variazione Termica (Estate)	-114	0	172	-114	0	172
Variazione Termica (Inverno)	117	0	-214	117	0	-214
Vento Trasversale (dir. Y+)	64	-252	-267	-64	-252	267
Vento Trasversale (dir. Y-)	-64	252	267	64	252	-267
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-127	0	6	-127	0	6
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	127	0	-6	127	0	-6
Carichi Mobili (Max)	2	0	2 984	2	0	2 984
Carichi Mobili (Min)	-15	0	-761	-15	0	-761
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>335</b>	<b>378</b>	<b>10 922</b>	<b>335</b>	<b>378</b>	<b>10 922</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-335</b>	<b>-378</b>	<b>3 110</b>	<b>-335</b>	<b>-378</b>	<b>3 110</b>

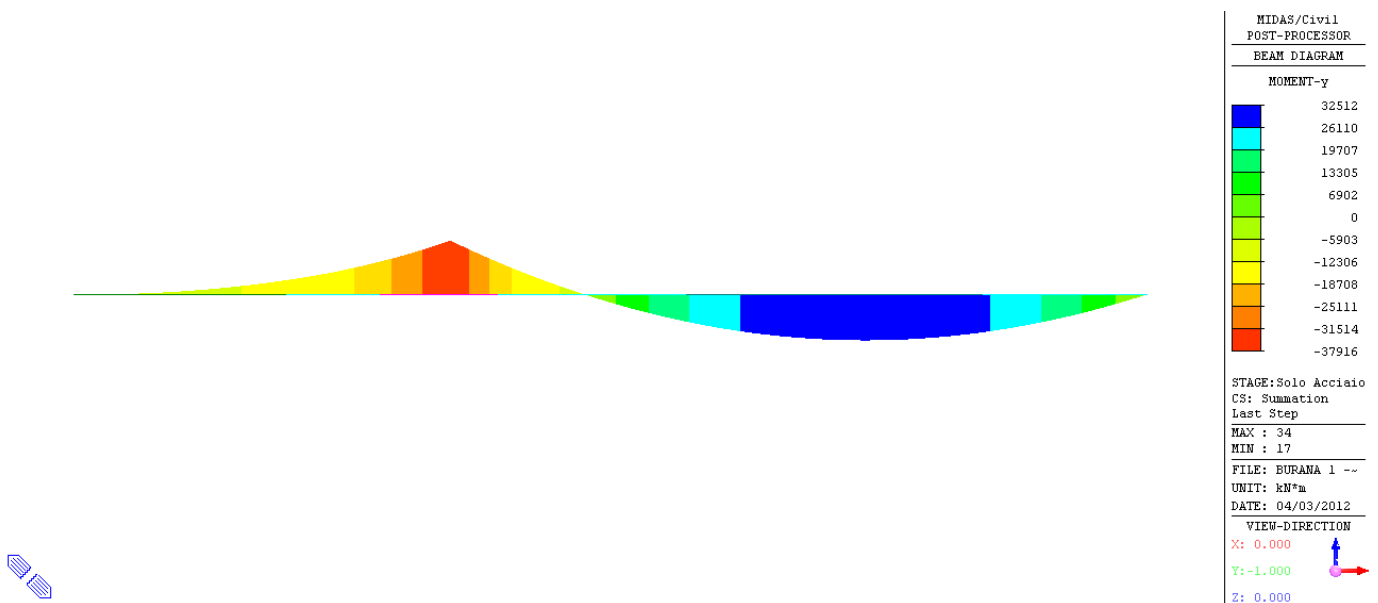
### 6.3.2. Azioni interne

Di seguito sono riportate le principali azioni interne nelle aste per le varie condizioni di carico.

**FIG. 6.3-1 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)**

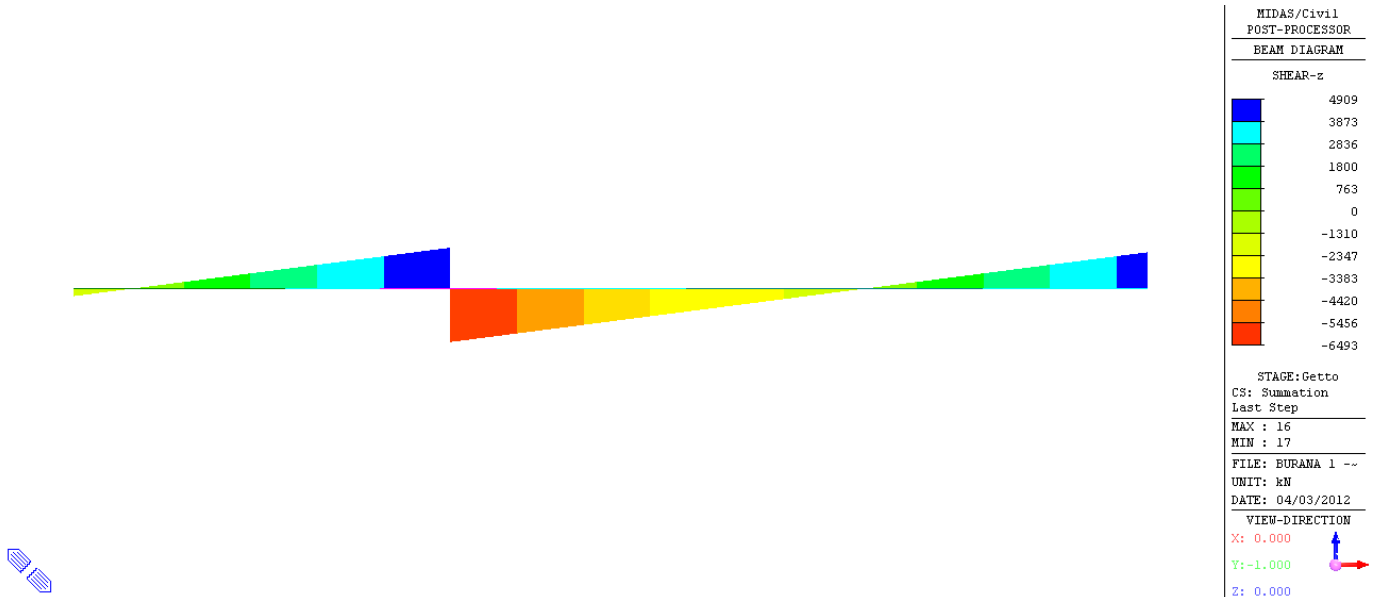


**FIG. 6.3-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**

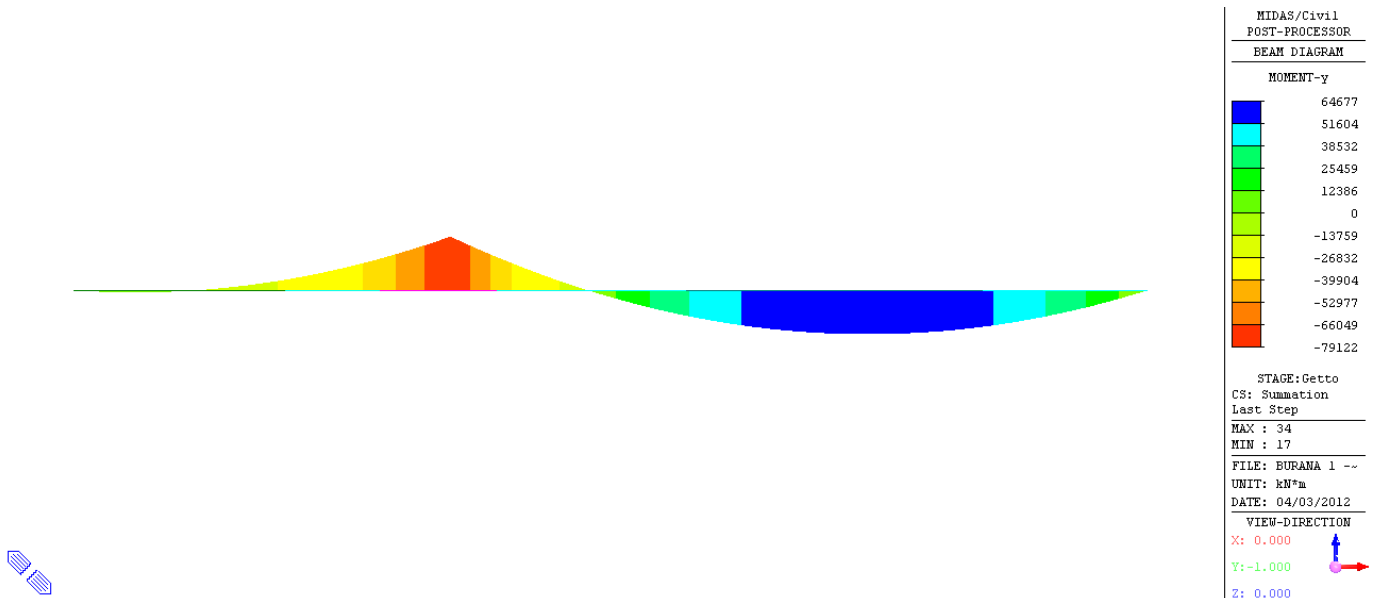




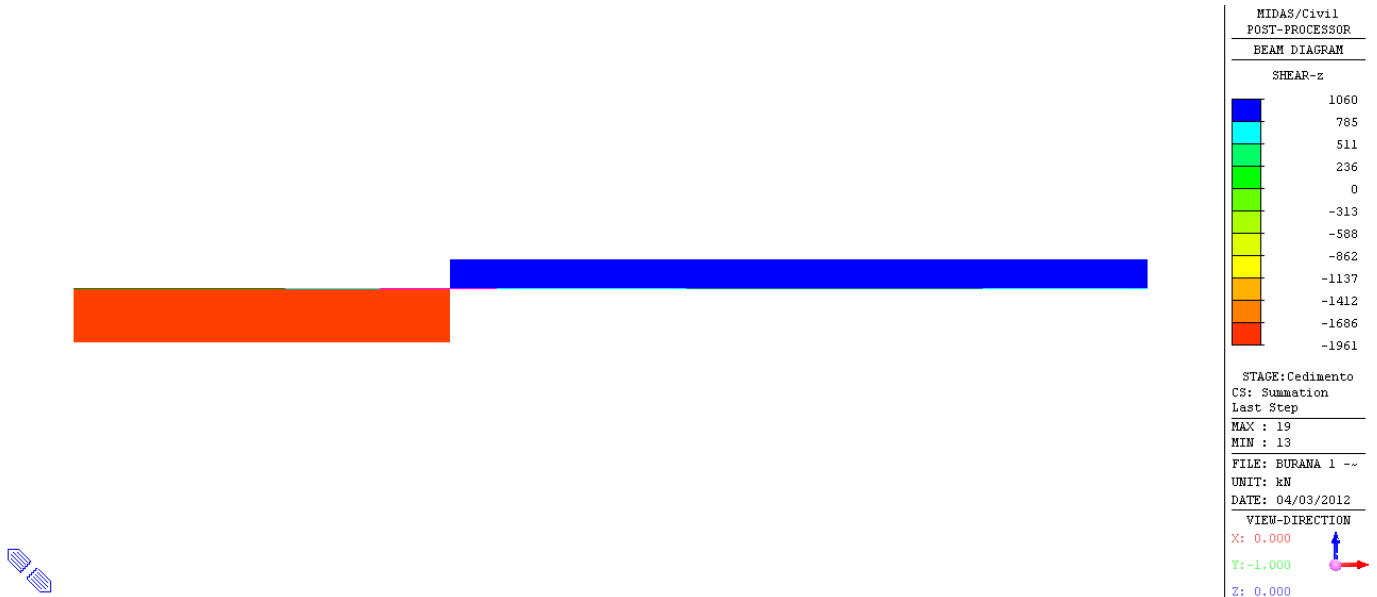
**FIG. 6.3-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)**



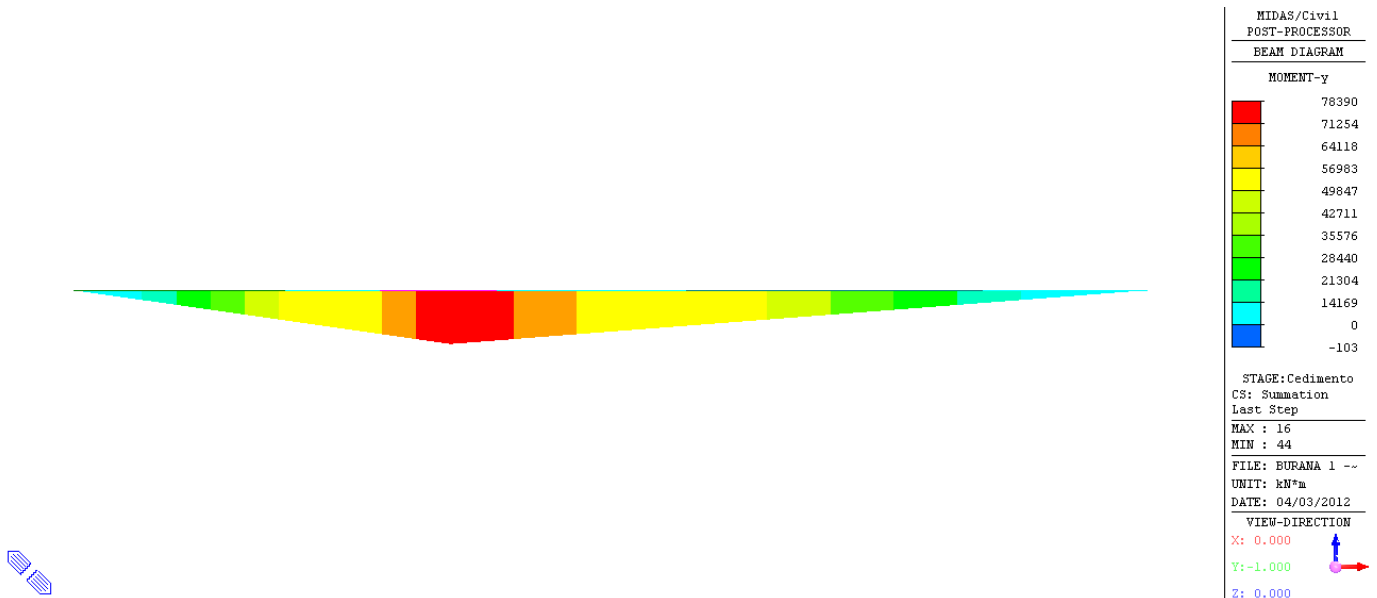
**FIG. 6.3-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



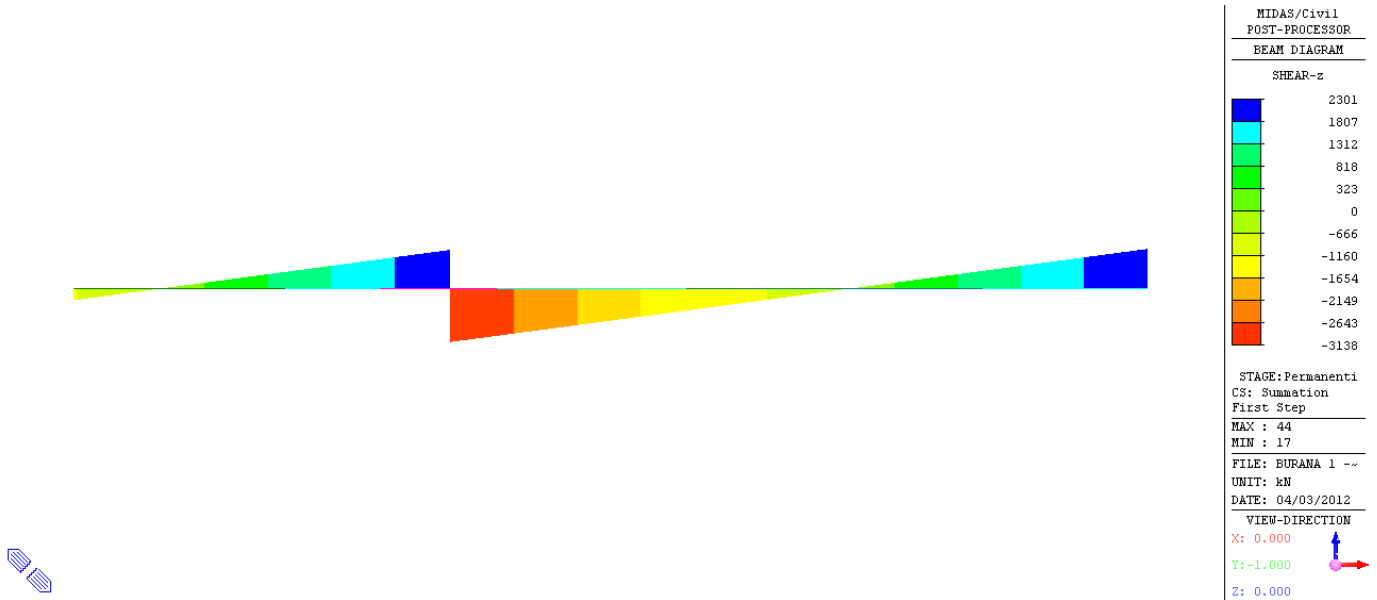
**FIG. 6.3-5 FASE 3: DISTORSIONE IN PILA – TAGLIO (kN)**



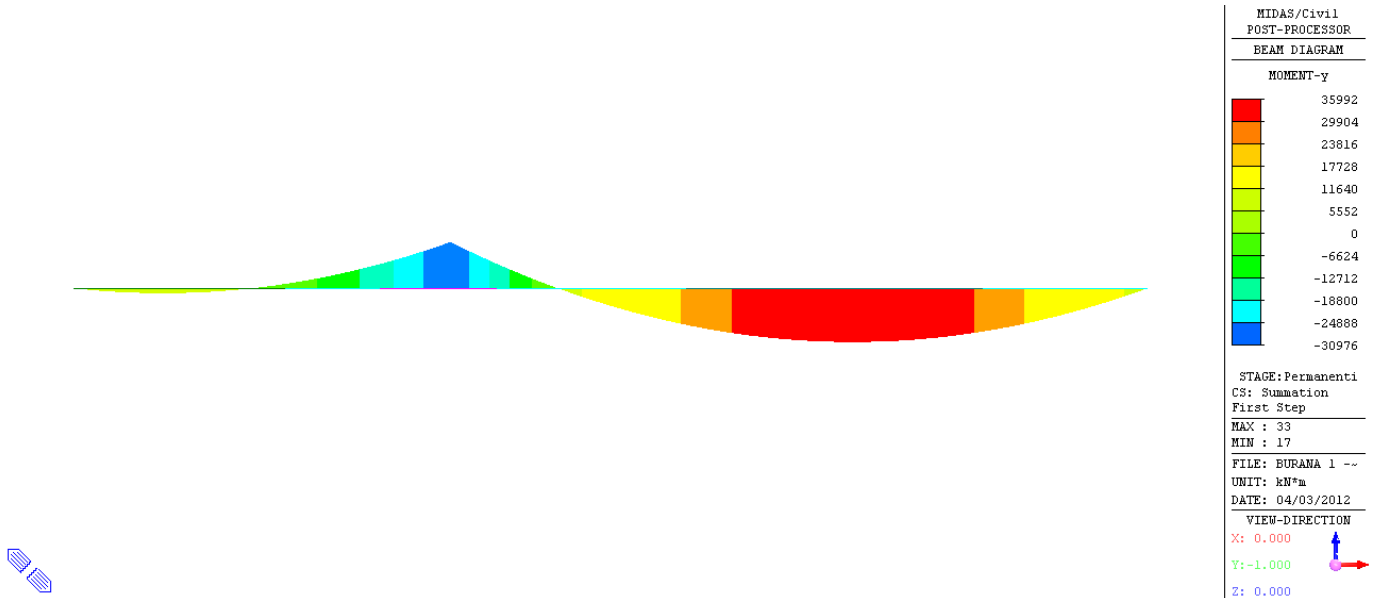
**FIG. 6.3-6 FASE 3: DISTORSIONE IN PILA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



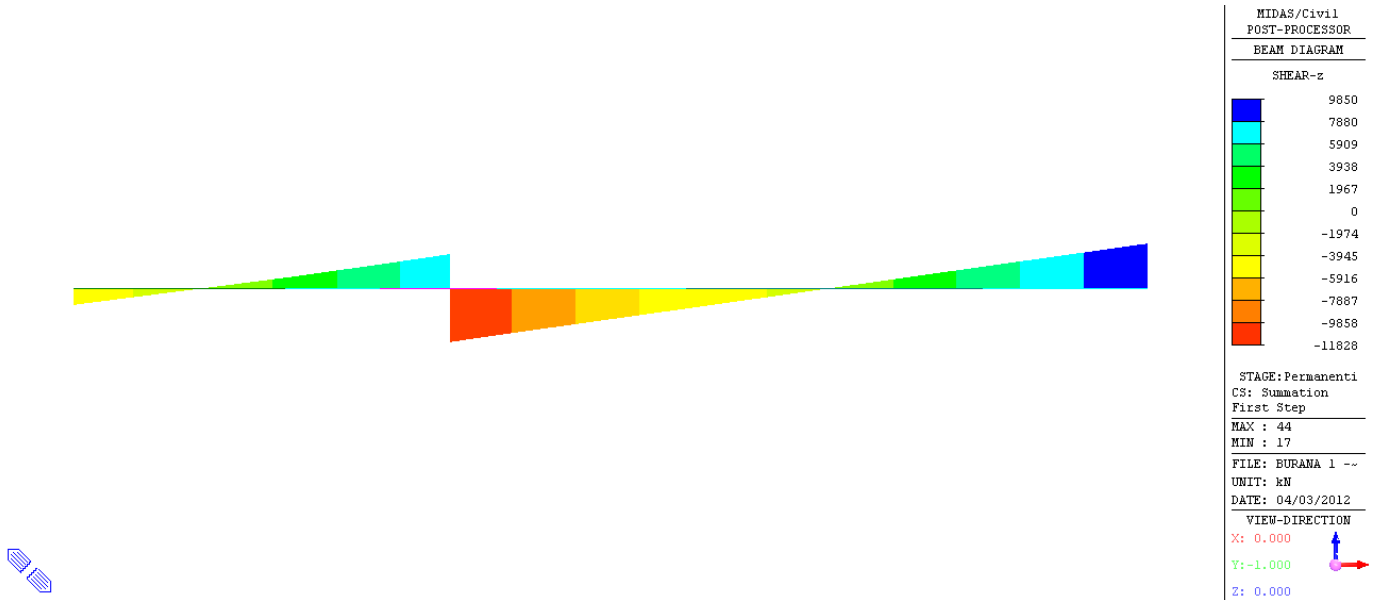
**FIG. 6.3-7 FASE 4: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)**



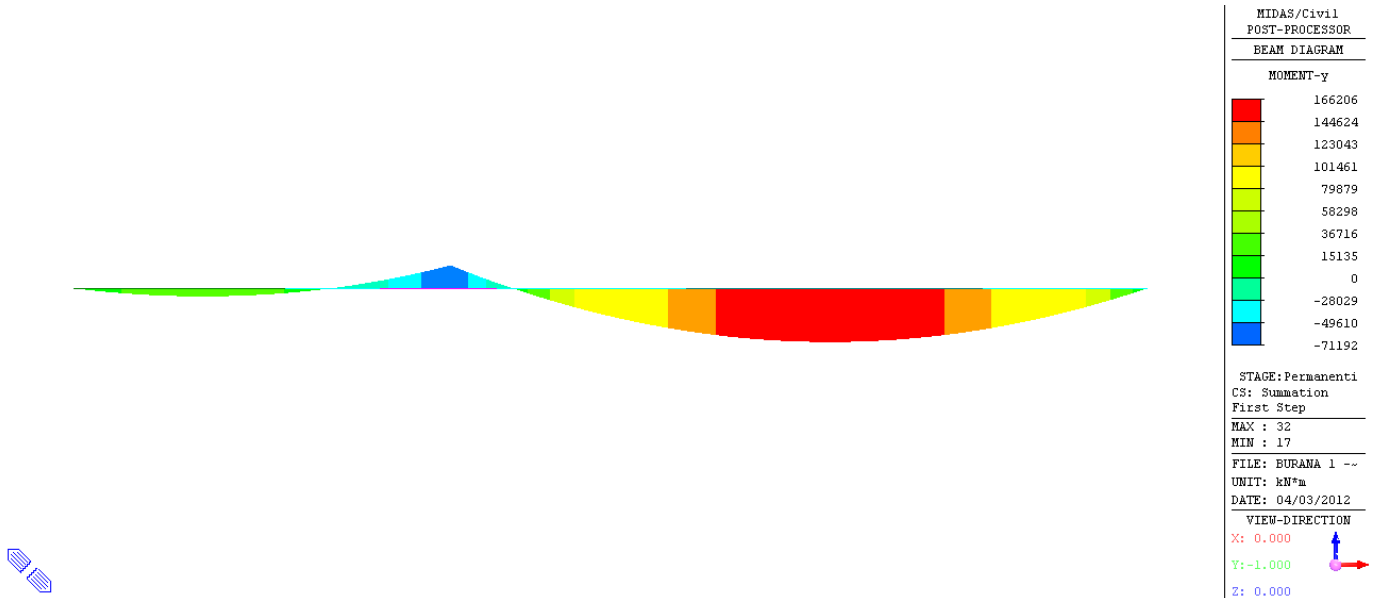
**FIG. 6.3-8 FASE 4: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



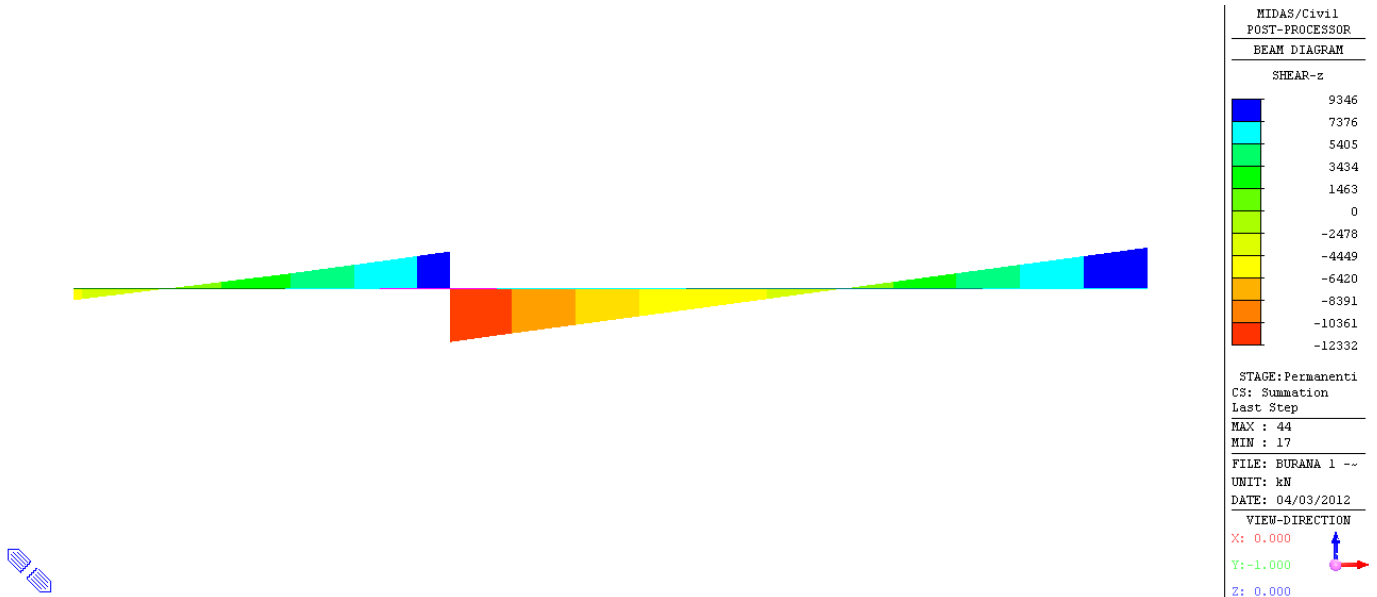
**FIG. 6.3-9 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – TAGLIO (kN)**



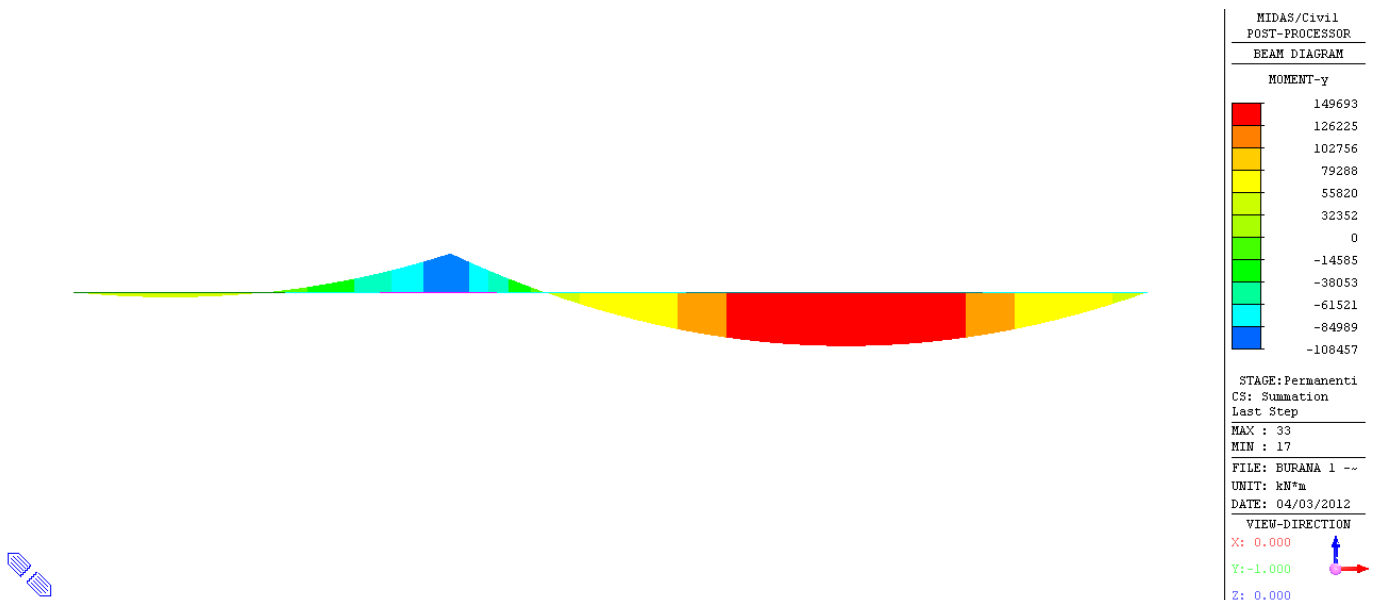
**FIG. 6.3-10 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



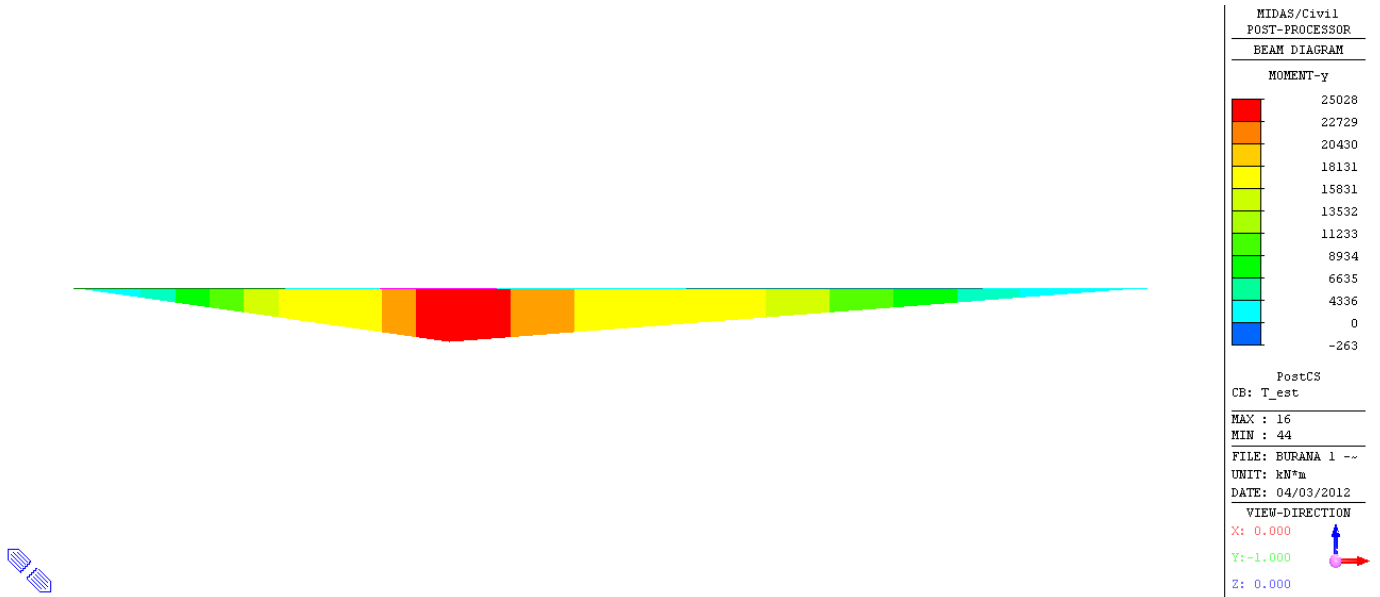
**FIG. 6.3-11 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – TAGLIO (kN)**



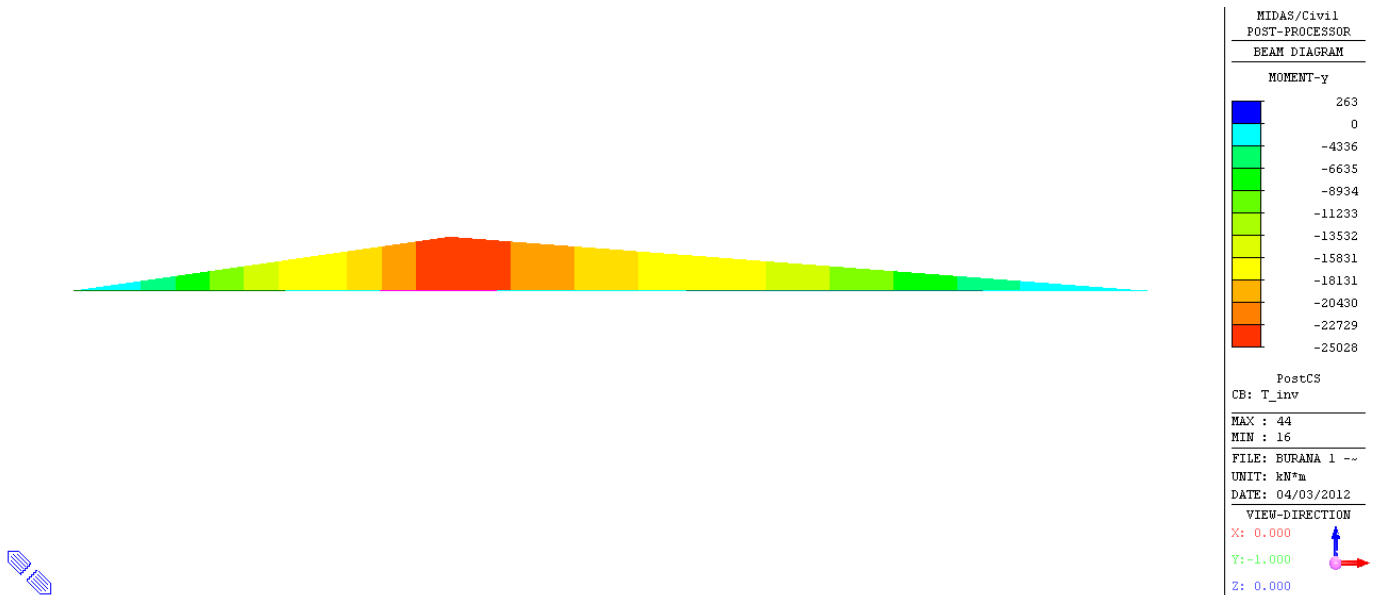
**FIG. 6.3-12 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – MOMENTO FLETTENTE MY (κNm)**



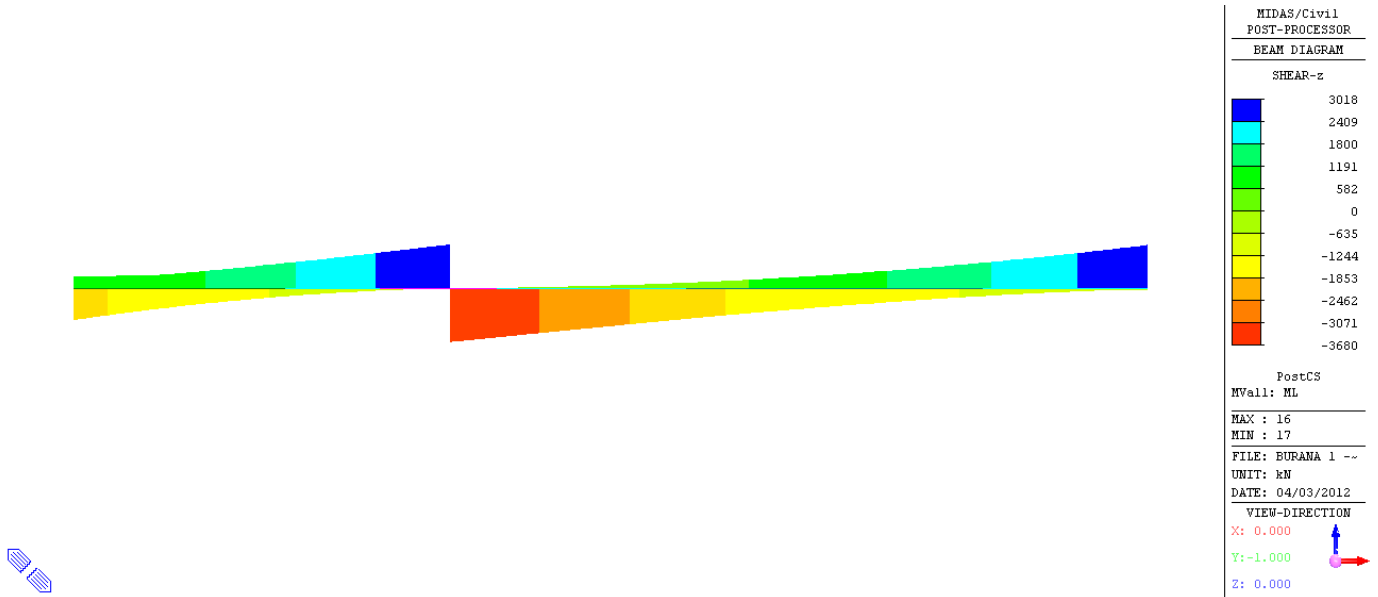
**FIG. 6.3-13 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



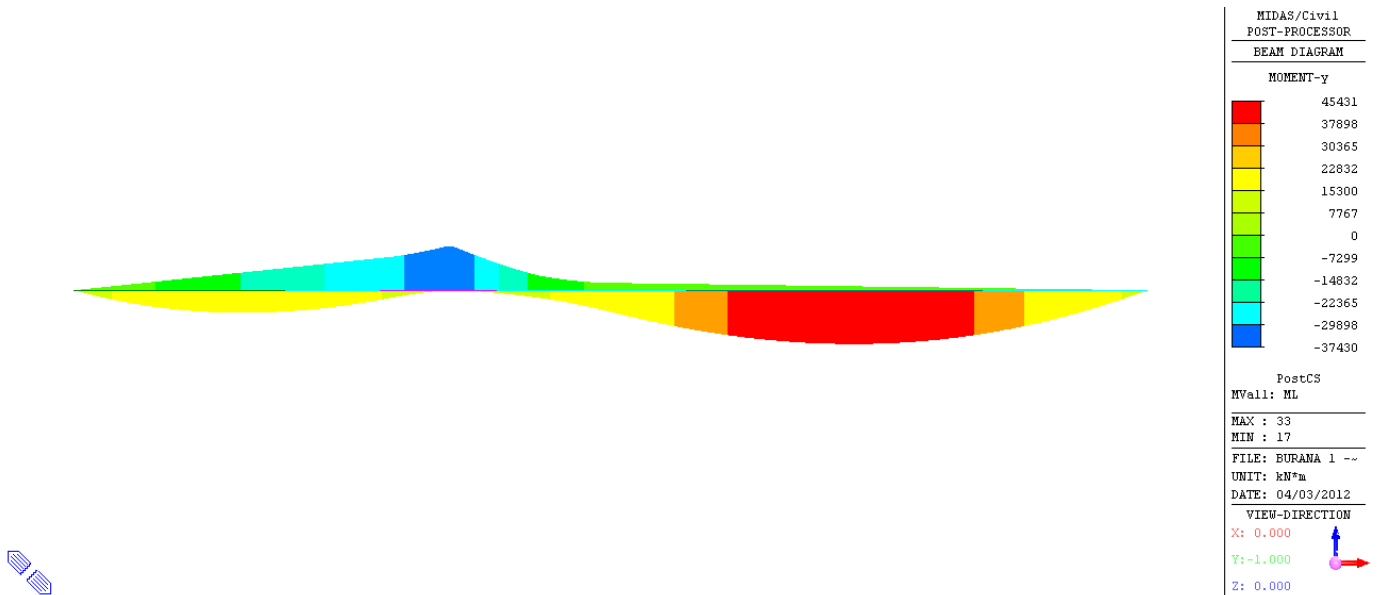
**FIG. 6.3-14 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



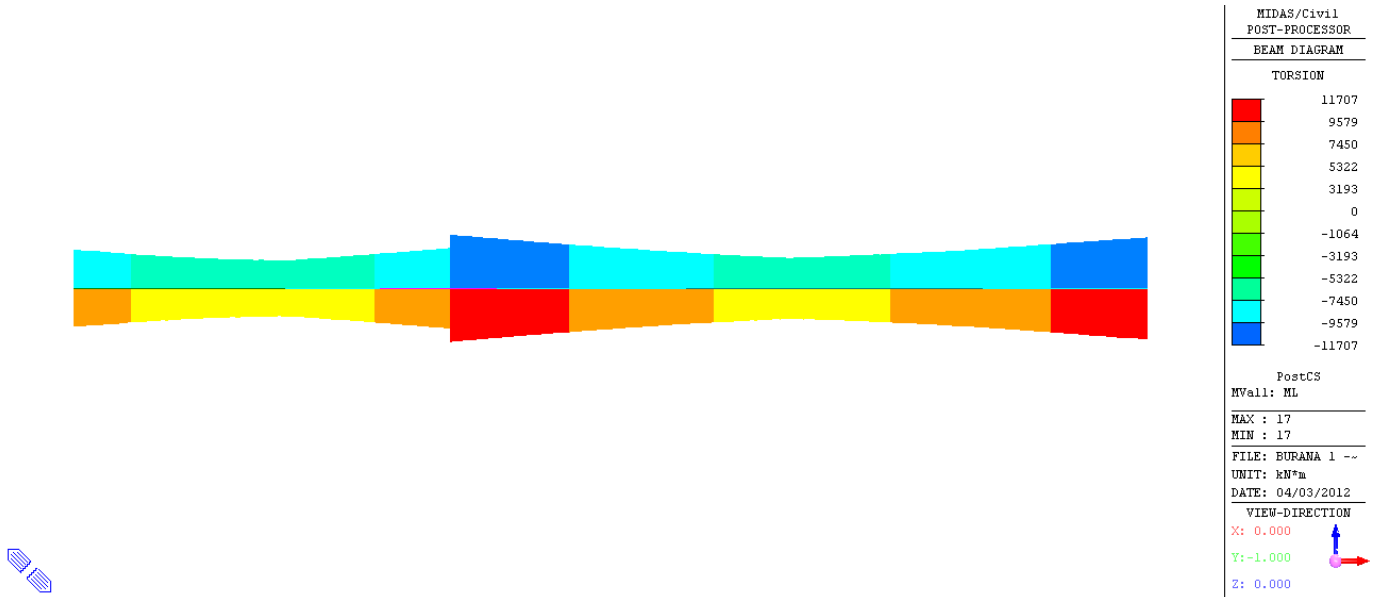
**FIG. 6.3-15 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)**



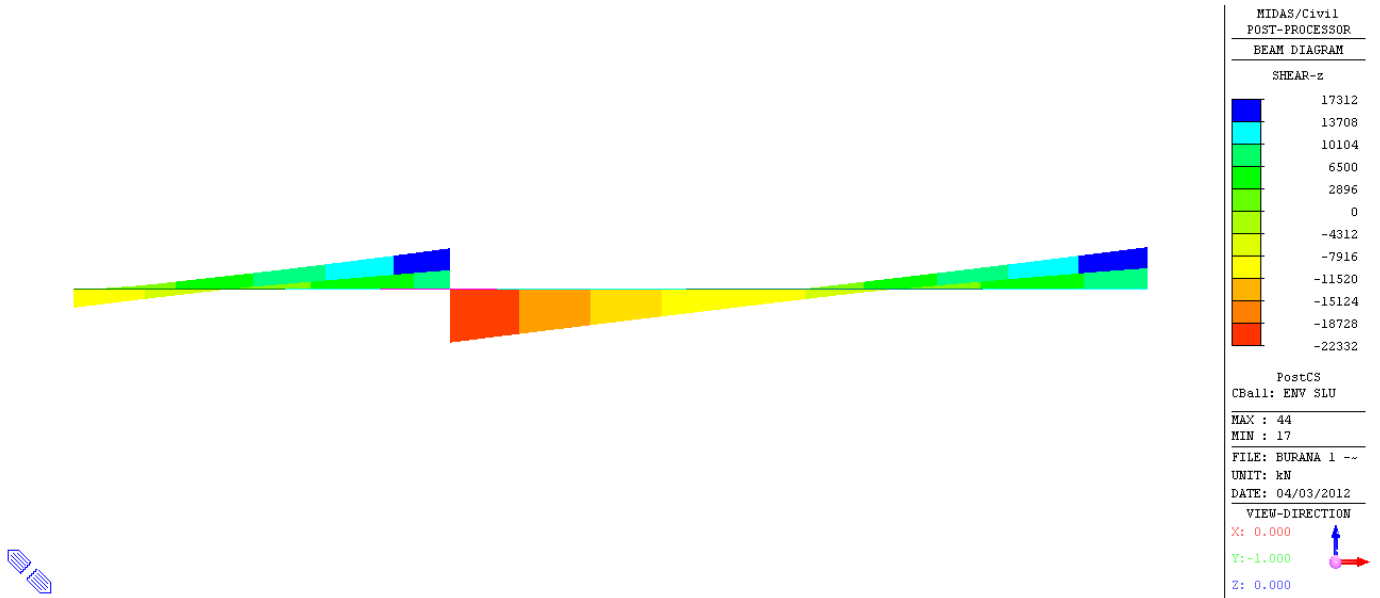
**FIG. 6.3-16 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**Fig. 6.3-17 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)**

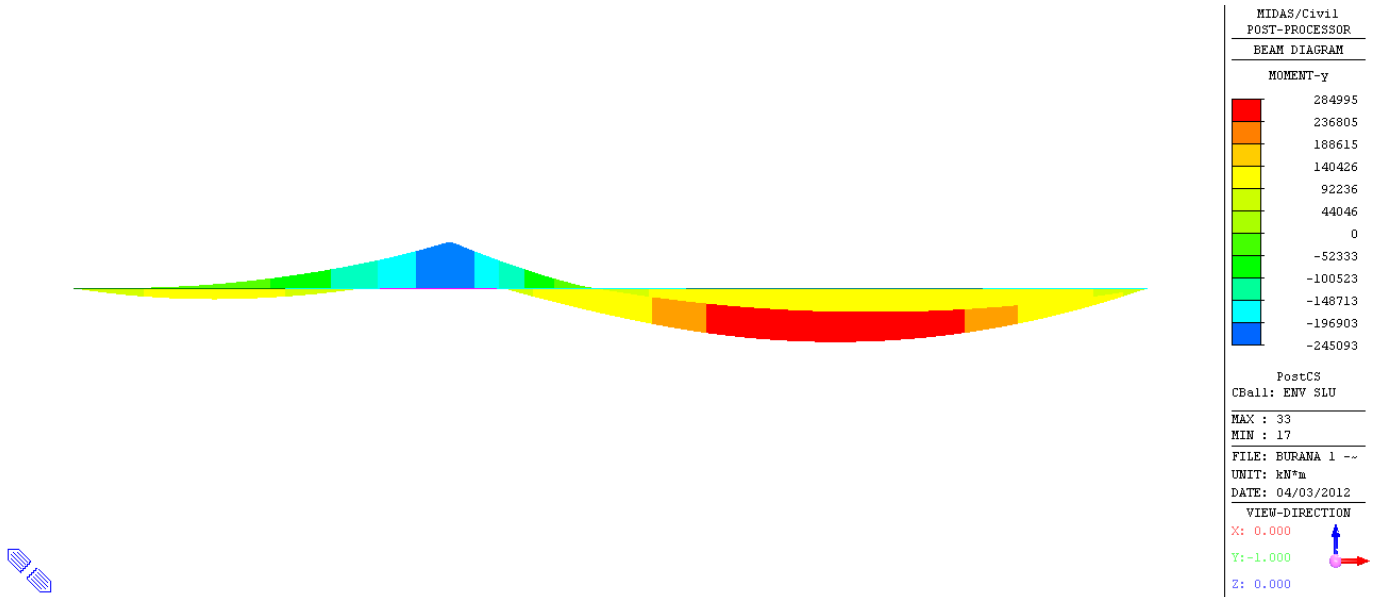


**Fig. 6.3-18 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)**

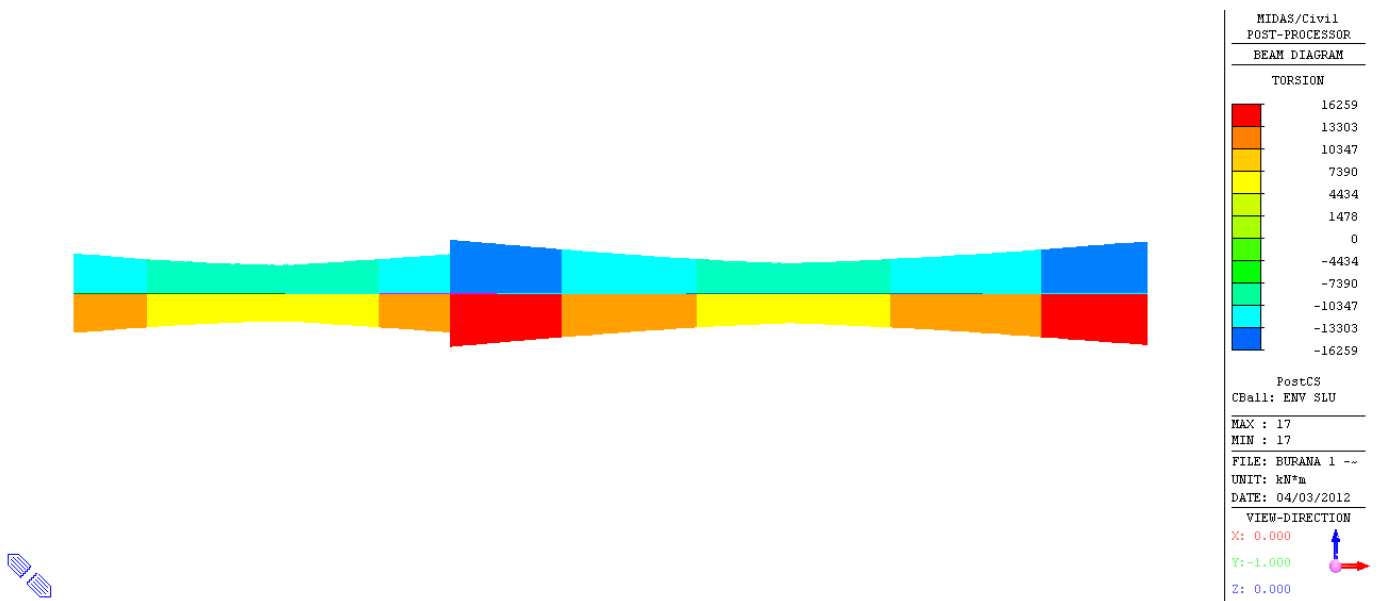




**Fig. 6.3-19 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**Fig. 6.3-20 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)**



## 6.4. RISULTATI (FASE SISMICA)

### 6.4.1. Sisma Orizzontale

Le azioni orizzontali dovute al sisma si valutano a partire dalle caratteristiche equivalenti del sistema di isolamento.

Nel caso in esame si è ipotizzato:

- $R = 3700\text{mm}$  Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$  Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$  Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 210\ 000\text{ kN / mm}$  rigidezza verticale

Da cui, posto  $V =$  carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$  Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977\text{ s}$  Periodo efficace

Le accelerazioni orizzontali cui è sottoposto il sistema isolato, si ottengono per i tre stati limite considerati, dai rispettivi spettri di risposta, rilevando le ordinate spettrali corrispondenti al periodo proprio del sistema isolato.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.024\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.071\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.079\text{ g}$$

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema di isolamento è pari a:

$$F = M \times S_e(T_{\text{is}})$$

con  $M = 34\ 420\text{ kN}$  peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

**TAB. 6.4-1 – FORZE SISMICHE ORIZZONTALI**

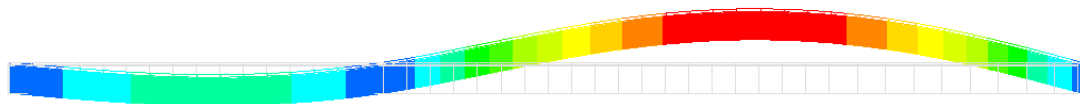
	$S_e(g)$	F (kN)
Forza Orizzontale SLD	0.024	826
Forza Orizzontale SLV	0.071	2 444
Forza Orizzontale SLC	0.079	2 719

**6.4.2. Sisma Verticale**

Le sollecitazioni dovute agli effetti sismici verticali sono state valutate per l'impalcato tramite una analisi modale con spettro di risposta volta a determinare le azioni verticali esercitate sul dispositivo di isolamento.

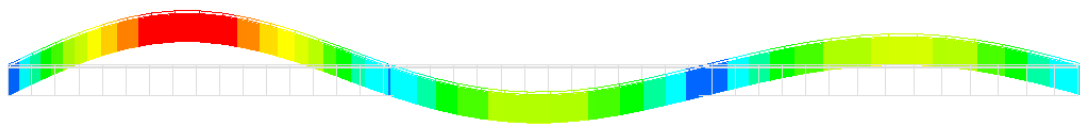
Si sono considerati nell'analisi le masse associate agli elementi strutturali, agli elementi di arredo stradale (permanenti portati) ed al 20% dei massimi carichi mobili ammissibili sull'impalcato.

**Fig. 6.4-1 1° MODO VERTICALE**



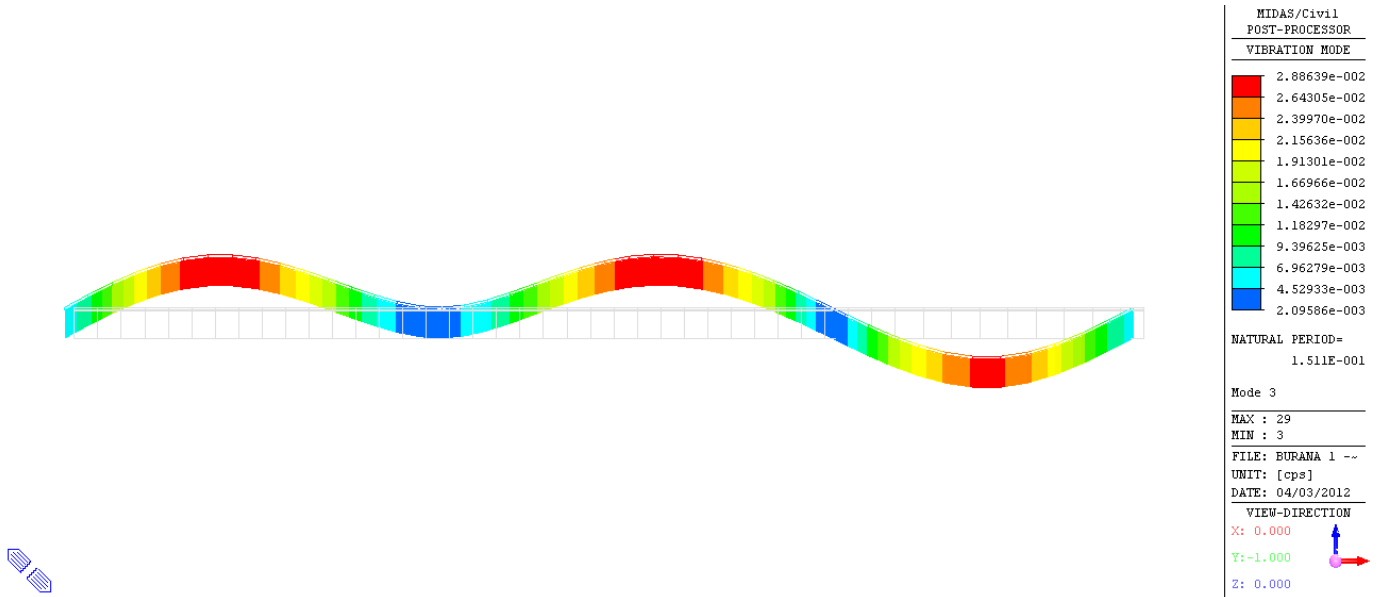
MIDAS/Civil POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
3.25764e-002	
2.96279e-002	
2.66795e-002	
2.37310e-002	
2.07825e-002	
1.78340e-002	
1.48855e-002	
1.19370e-002	
8.98856e-003	
6.04008e-003	
3.09160e-003	
1.43113e-004	
NATURAL PERIOD= 5.931E-001	
Mode 1	
MAX : 36	
MIN : 20	
FILE: BURANA 1 --	
UNIT: [cps]	
DATE: 04/03/2012	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	↑
Y: -1.000	→
Z: 0.000	↖

**Fig. 6.4-2 2° MODO VERTICALE**



MIDAS/Civil POST-PROCESSOR VIBRATION MODE	
3.65109e-002	
3.32220e-002	
2.99332e-002	
2.66444e-002	
2.33555e-002	
2.00667e-002	
1.67778e-002	
1.34890e-002	
1.02002e-002	
6.91132e-003	
3.62248e-003	
3.33635e-004	
NATURAL PERIOD= 2.133E-001	
Mode 2	
MAX : 11	
MIN : 4	
FILE: BURANA 1 --	
UNIT: [cps]	
DATE: 04/03/2012	
VIEW-DIRECTION	
X: 0.000	↑
Y: -1.000	→
Z: 0.000	↖

**Fig. 6.4-3 3° MODO VERTICALE**



Le reazioni nei vincoli imputate al sisma verticale, sono necessarie per determinare il funzionamento del sistema di isolamento poiché i parametri di rigidezza dello stesso sono funzione del carico applicato.

Tali reazioni, per i tre stati limite considerati, valgono:

**TAB. 6.4-2**

	<b>Spalla SP1</b>	<b>Pila P1</b>	<b>Spalla SP2</b>
	(kN)	(kN)	(kN)
<b>FZ SLD</b>	235	478	254
<b>FZ SLV</b>	933	1 896	1 006
<b>FZ SLC</b>	1 076	2 189	1 161

### 6.4.3. Azioni sismiche globali

Le azioni sismiche globali si ottengono dalla combinazione delle tre componenti spaziali dell'azione sismica. Poiché il comportamento del dispositivo di isolamento è influenzato dalla contemporanea presenza di una azione orizzontale e di una azione verticale, per ogni combinazione considerata si avrà una differente rigidezza efficace del sistema isolato.

A partire dalle azioni sismiche globali, si determinano le relative rigidezze efficaci del sistema isolato ed i conseguenti spostamenti sismici. Poiché l'impalcato si considera rigido nel piano orizzontale, tali spostamenti dovranno essere uguali per tutti gli appoggi. Conoscendo l'entità del carico verticale agente sulle singole sottostrutture, si riesce quindi a determinare la reazione orizzontale generata dal sistema di isolamento.

TAB. 6.4-3

Azioni Sismiche a SLD			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	34 420
Sisma Longitudinale (dir. X)	826	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	826	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	967

TAB. 6.4-4

Azioni Sismiche Globali a SLD				Spostamenti sismici a SLD			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	$K_{eff}$	$d_x$	$d_y$	$d_{tot}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLD_01	826	248	34 710	15.74	52	16	55
SLD_02	826	248	34 130	15.48	53	16	56
SLD_03	248	826	34 710	15.74	16	52	55
SLD_04	248	826	34 130	15.48	16	53	56
SLD_05	248	248	35 387	16.05	15	15	22
SLD_06	248	248	33 453	15.17	16	16	23

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.4-5

Azioni Sulle Sottostrutture a SLD									
	Spalla SP1			Pila P1			Spalla SP2		
	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLD_01	91	27	3 833	489	147	20 538	246	74	10 339
SLD_02	89	27	3 692	490	147	20 252	247	74	10 187
SLD_03	27	91	3 833	147	489	20 538	74	246	10 339
SLD_04	27	89	3 692	147	490	20 252	74	247	10 187
SLD_05	28	28	3 997	146	146	20 873	74	74	10 517
SLD_06	26	26	3 527	148	148	19 917	74	74	10 009

TAB. 6.4-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	34 420
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 444	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 444	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	3 835

TAB. 6.4-7

Azioni Sismiche Globali a SLV				Spostamenti sismici a SLV			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	$K_{eff}$	$d_x$	$d_y$	$d_{tot}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLV_01	2 444	733	35 571	16.13	151	45	158
SLV_02	2 444	733	33 270	15.09	162	49	169
SLV_03	733	2 444	35 571	16.13	45	151	158
SLV_04	733	2 444	33 270	15.09	49	162	169
SLV_05	733	733	38 255	17.35	42	42	60
SLV_06	733	733	30 585	13.87	53	53	75

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.4-8

Azioni Sulle Sottostrutture a SLV									
	Spalla SP1			Pila P1			Spalla SP2		
	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLV_01	278	83	4 042	1 440	432	20 964	726	218	10 565
SLV_02	256	77	3 482	1 456	437	19 826	732	220	9 961
SLV_03	83	278	4 042	432	1 440	20 964	218	726	10 565
SLV_04	77	256	3 482	437	1 456	19 826	220	732	9 961
SLV_05	90	90	4 695	427	427	22 291	216	216	11 269
SLV_06	68	68	2 829	443	443	18 499	222	222	9 257

TAB. 6.4-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	34 420
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 719	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 719	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	4 426

TAB. 6.4-10

Azioni Sismiche Globali a SLC				Spostamenti sismici a SLC			
Combinazioni di Carico	RX	RY	RZ	$K_{eff}$	$d_x$	$d_y$	$d_{tot}$
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(mm)	(mm)
SLC_01	2 719	816	35 748	16.22	168	50	175
SLC_02	2 719	816	33 092	15.01	181	54	189
SLC_03	816	2 719	35 748	16.22	50	168	175
SLC_04	816	2 719	33 092	15.01	54	181	189
SLC_05	816	816	38 846	17.62	46	46	65
SLC_06	816	816	29 994	13.61	60	60	85

Dalle azioni sismiche globali si ricavano per congruenza le azioni sulle singole sottostrutture:

TAB. 6.4-11

Azioni Sulle Sottostrutture a SLC									
	Spalla SP1			Pila P1			Spalla SP2		
	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLC_01	311	93	4 085	1 601	480	21 052	807	242	10 611
SLC_02	283	85	3 439	1 622	487	19 738	815	244	9 915
SLC_03	93	311	4 085	480	1 601	21 052	242	807	10 611
SLC_04	85	283	3 439	487	1 622	19 738	244	815	9 915
SLC_05	102	102	4 838	474	474	22 584	240	240	11 424
SLC_06	73	73	2 686	495	495	18 206	248	248	9 102

### Reazioni vincolari (FASE SISMICA)

Nelle tabelle a seguire sono riportati i valori delle reazioni nei vincoli delle spalle per le combinazioni sismiche (SLD, SLV e SLC).

**TAB. 6.4-12 – REAZIONI A SLD IN SPALLA SP1**

Spalla SP1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	46	14	1 916	46	14	1 916
SLD_02	45	13	1 846	45	13	1 846
SLD_03	14	46	1 916	14	46	1 916
SLD_04	13	45	1 846	13	45	1 846
SLD_05	14	14	1 999	14	14	1 999
SLD_06	13	13	1 764	13	13	1 764
<b>ENV SLD (max)</b>	<b>46</b>	<b>46</b>	<b>1 999</b>	<b>46</b>	<b>46</b>	<b>1 999</b>
<b>ENV SLD (min)</b>	<b>-46</b>	<b>-46</b>	<b>1 764</b>	<b>-46</b>	<b>-46</b>	<b>1 764</b>

**TAB. 6.4-13 – REAZIONI A SLD IN PILA P1**

Pila P1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	244	73	10 269	244	73	10 269
SLD_02	245	74	10 126	245	74	10 126
SLD_03	73	244	10 269	73	244	10 269
SLD_04	74	245	10 126	74	245	10 126
SLD_05	73	73	10 437	73	73	10 437
SLD_06	74	74	9 959	74	74	9 959
<b>ENV SLD (max)</b>	<b>245</b>	<b>245</b>	<b>10 437</b>	<b>245</b>	<b>245</b>	<b>10 437</b>
<b>ENV SLD (min)</b>	<b>-245</b>	<b>-245</b>	<b>9 959</b>	<b>-245</b>	<b>-245</b>	<b>9 959</b>

**TAB. 6.4-14 – REAZIONI A SLD IN SPALLA SP2**

Spalla SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	123	37	5 170	123	37	5 170
SLD_02	123	37	5 093	123	37	5 093
SLD_03	37	123	5 170	37	123	5 170
SLD_04	37	123	5 093	37	123	5 093
SLD_05	37	37	5 259	37	37	5 259
SLD_06	37	37	5 005	37	37	5 005
<b>ENV SLD (max)</b>	<b>123</b>	<b>123</b>	<b>5 259</b>	<b>123</b>	<b>123</b>	<b>5 259</b>
<b>ENV SLD (min)</b>	<b>-123</b>	<b>-123</b>	<b>5 005</b>	<b>-123</b>	<b>-123</b>	<b>5 005</b>



**TAB. 6.4-15 – REAZIONI A SLV IN SPALLA SP1**

Spalla SP1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	139	42	2 021	139	42	2 021
SLV_02	128	38	1 741	128	38	1 741
SLV_03	42	139	2 021	42	139	2 021
SLV_04	38	128	1 741	38	128	1 741
SLV_05	45	45	2 348	45	45	2 348
SLV_06	34	34	1 415	34	34	1 415
<b>ENV SLV (max)</b>	<b>139</b>	<b>139</b>	<b>2 348</b>	<b>139</b>	<b>139</b>	<b>2 348</b>
<b>ENV SLV (min)</b>	<b>-139</b>	<b>-139</b>	<b>1 415</b>	<b>-139</b>	<b>-139</b>	<b>1 415</b>

**TAB. 6.4-16 – REAZIONI A SLV IN PILA P1**

Pila P1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	720	216	10 482	720	216	10 482
SLV_02	728	218	9 913	728	218	9 913
SLV_03	216	720	10 482	216	720	10 482
SLV_04	218	728	9 913	218	728	9 913
SLV_05	214	214	11 146	214	214	11 146
SLV_06	222	222	9 250	222	222	9 250
<b>ENV SLV (max)</b>	<b>728</b>	<b>728</b>	<b>11 146</b>	<b>728</b>	<b>728</b>	<b>11 146</b>
<b>ENV SLV (min)</b>	<b>-728</b>	<b>-728</b>	<b>9 250</b>	<b>-728</b>	<b>-728</b>	<b>9 250</b>

**TAB. 6.4-17 – REAZIONI A SLV IN SPALLA SP2**

Spalla SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	363	109	5 282	363	109	5 282
SLV_02	366	110	4 981	366	110	4 981
SLV_03	109	363	5 282	109	363	5 282
SLV_04	110	366	4 981	110	366	4 981
SLV_05	108	108	5 635	108	108	5 635
SLV_06	111	111	4 629	111	111	4 629
<b>ENV SLV (max)</b>	<b>366</b>	<b>366</b>	<b>5 635</b>	<b>366</b>	<b>366</b>	<b>5 635</b>
<b>ENV SLV (min)</b>	<b>-366</b>	<b>-366</b>	<b>4 629</b>	<b>-366</b>	<b>-366</b>	<b>4 629</b>

**TAB. 6.4-18 – REAZIONI A SLC IN SPALLA SP1**

Spalla SP1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	155	47	2 042	155	47	2 042
SLC_02	141	42	1 720	141	42	1 720
SLC_03	47	155	2 042	47	155	2 042
SLC_04	42	141	1 720	42	141	1 720
SLC_05	51	51	2 419	51	51	2 419
SLC_06	37	37	1 343	37	37	1 343
<b>ENV SLC (max)</b>	<b>155</b>	<b>155</b>	<b>2 419</b>	<b>155</b>	<b>155</b>	<b>2 419</b>
<b>ENV SLC (min)</b>	<b>-155</b>	<b>-155</b>	<b>1 343</b>	<b>-155</b>	<b>-155</b>	<b>1 343</b>

**TAB. 6.4-19 – REAZIONI A SLC IN PILA P1**

Pila P1						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	801	240	10 526	801	240	10 526
SLC_02	811	243	9 869	811	243	9 869
SLC_03	240	801	10 526	240	801	10 526
SLC_04	243	811	9 869	243	811	9 869
SLC_05	237	237	11 292	237	237	11 292
SLC_06	248	248	9 103	248	248	9 103
<b>ENV SLC (max)</b>	<b>811</b>	<b>811</b>	<b>11 292</b>	<b>811</b>	<b>811</b>	<b>11 292</b>
<b>ENV SLC (min)</b>	<b>-811</b>	<b>-811</b>	<b>9 103</b>	<b>-811</b>	<b>-811</b>	<b>9 103</b>

**TAB. 6.4-20 – REAZIONI A SLC IN SPALLA SP2**

Spalla SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	404	121	5 306	404	121	5 306
SLC_02	407	122	4 957	407	122	4 957
SLC_03	121	404	5 306	121	404	5 306
SLC_04	122	407	4 957	122	407	4 957
SLC_05	120	120	5 712	120	120	5 712
SLC_06	124	124	4 551	124	124	4 551
<b>ENV SLC (max)</b>	<b>407</b>	<b>407</b>	<b>5 712</b>	<b>407</b>	<b>407</b>	<b>5 712</b>
<b>ENV SLC (min)</b>	<b>-407</b>	<b>-407</b>	<b>4 551</b>	<b>-407</b>	<b>-407</b>	<b>4 551</b>

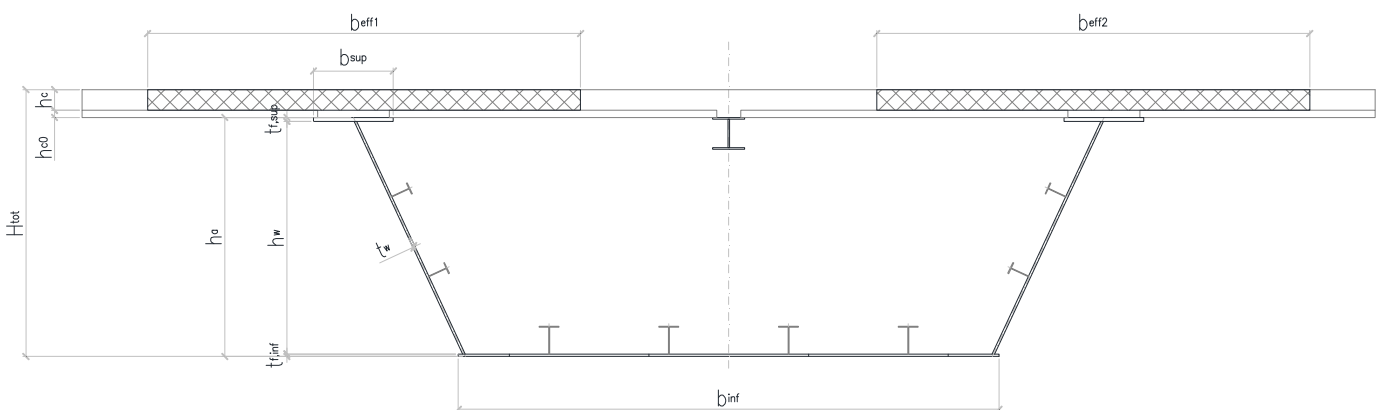
## 6.5. VERIFICHE

### 6.5.1. Verifiche di resistenza a SLU

La sezione del cassone metallico costituente l'impalcato è stata dimensionata secondo il criterio elastico indicato al punto 4.3.4.2.1.1 delle NTC08, limitando quindi le deformazioni al limite elastico dei materiali. Le verifiche sono state effettuate per fasi distinguendo le sollecitazioni in base alla fase considerata, e sommando a valle le tensioni ottenute, in accordo al principio di sovrapposizione degli effetti nell'ipotesi di comportamento elastico lineare.

Nell'ambito delle verifiche della sezione composta è stato trascurato il contributo del calcestruzzo teso e parimenti trascurato il contributo dell'armatura compressa. L'azione tagliante verticale è stata considerata uniformemente distribuita sulle sole anime verticali del cassone metallico mentre le tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state determinate mediante la formulazione di Bredt per le sezioni sottili chiuse. Lo stato tensionale complessivo degli elementi utilizzato come valore di confronto con la resistenza caratteristica del materiale, è stato espresso tramite tensioni ideali secondo il metodo di Von Mises.

**Fig. 6.5-1**



Le verifiche, effettuate con l'ausilio di un foglio di calcolo, riportano i valori della sollecitazione nei punti notevoli della sezione determinate secondo la teoria elastica. In particolare sono riportate le tensioni riferite a:

- $\tau_{med}$  : tensione tangenziale media nell'anima;
- $\sigma_N$  : tensione normale nella sezione dovuta all'azione assiale;
- $\sigma_{s, sup}$  : tensione normale massima nella piattabanda superiore;
- $\sigma_{w, sup}$  : tensione normale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, sup, id}$  : tensione ideale al lembo superiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf}$  : tensione normale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{w, inf, id}$  : tensione ideale al lembo inferiore dell'anima;
- $\sigma_{s, sup}$  : tensione normale massima nella piattabanda inferiore;
- $\sigma_{1, c}$  : tensione normale massima nella soletta in cls;
- $\sigma_{f, sup}$  : tensione normale nello strato armature superiore;
- $\sigma_{f, inf}$  : tensione normale nello strato armature inferiore.

Le tensioni tangenziali dovute alla torsione sono state valutate considerando un'area media uguale per tutte le sezioni pari a:

$$\Omega = 26\,000\,000 \text{ mm}^2$$

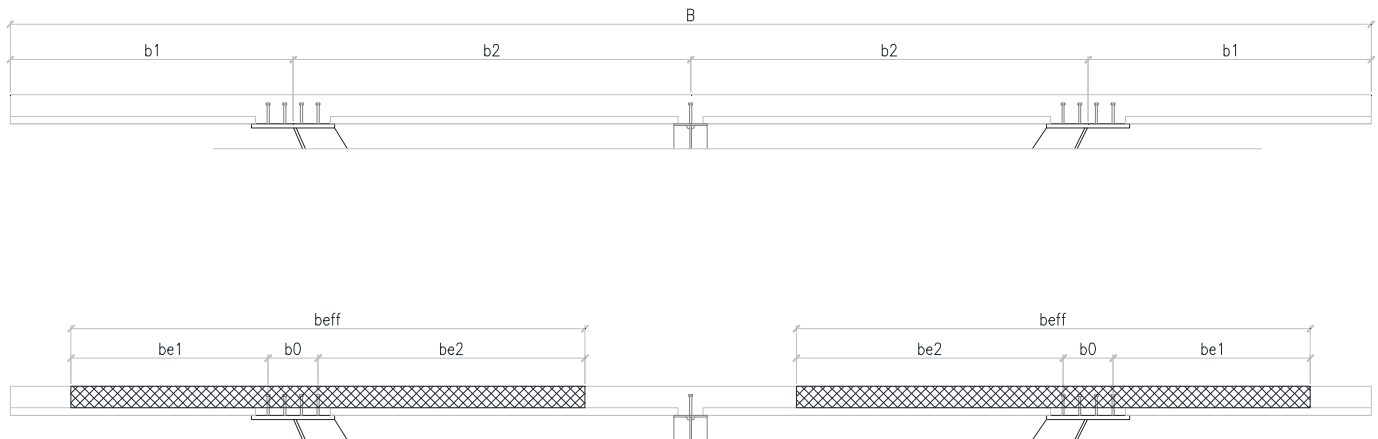
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

#### 6.5.1.1. Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta

Le larghezze efficaci vengono determinate trascurando il contributo della longherina centrale. Si considera ai fini delle verifiche in direzione longitudinale la sola parte di soletta gettata in opera, trascurando la presenza della lastra tralicciata prefabbricata (predalle) considerata come cassero a perdere.

Fig. 6.5-2



### 6.5.1.2. 1° Campata – $L_1 = 40\text{ m}$

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400\text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775\text{ mm}$$

$$b_0 = 600\text{ mm}$$

$$L_e = 0.85 L_1 = 34\text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100\text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 4\,250\text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,950\text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 15\,900\text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

$$\beta_1 = 0.82 \text{ e } \beta_2 = 0.75$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 6\,330\text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,0} = 2 \times b_{eff,0} = 12\,660\text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato in corrispondenza appoggio

### 6.5.1.3. Sezione di pila

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = 0.25 (L_1 + L_2) = 28.5 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,562 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{\text{eff},2} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,262 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{\text{eff},2} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 14\,524 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

### 6.5.1.4. 2° Campata - L2 = 74 m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

$$b_1 = 3\,400 \text{ mm}$$

$$b_2 = 4\,775 \text{ mm}$$

$$b_0 = 600 \text{ mm}$$

$$L_e = 0.85 L_2 = 62.90 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzera della 2° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,100 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 4\,475 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{\text{eff},1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 8\,175 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{\text{eff},1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 16\,350 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

Per gli appoggi di estremità:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove:

$$\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$$

quindi:

$$\beta_1 = 1.00 \text{ e } \beta_2 = 0.90$$

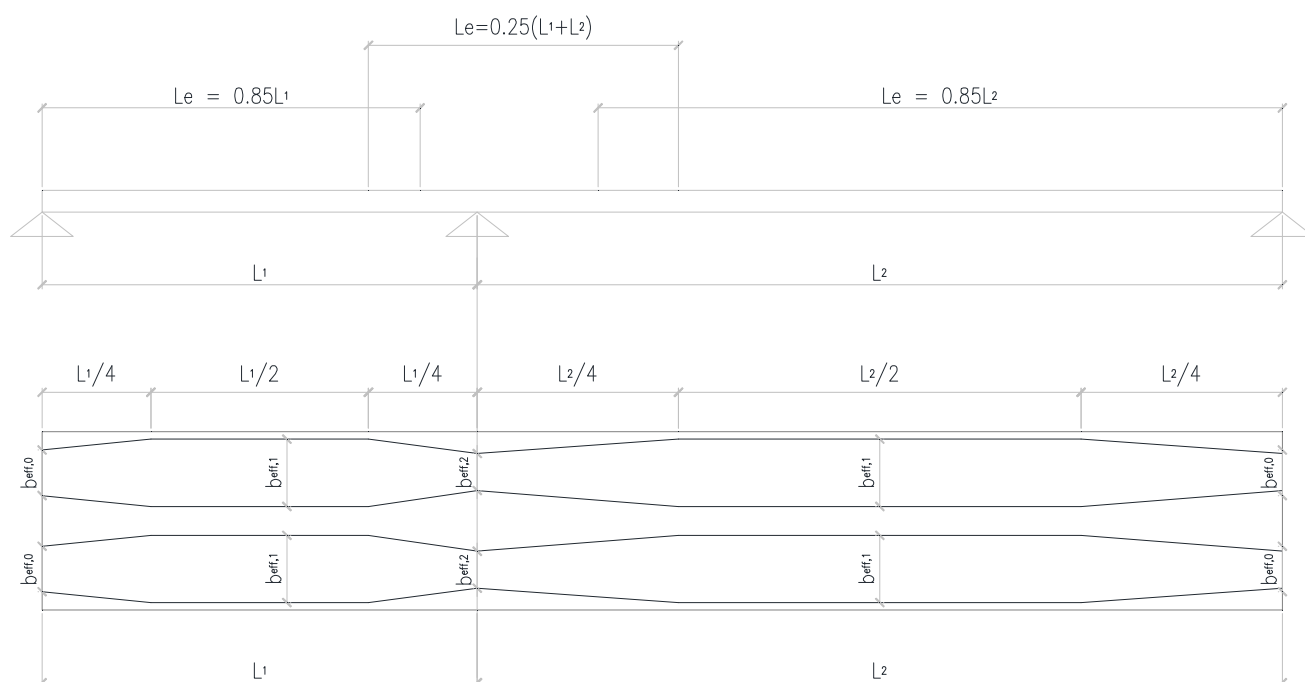
$$b_{\text{eff},0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 7\,727 \text{ mm} \quad \text{Larghezza efficace correlata ad un'anima}$$

Quindi:

$$B_{\text{eff},0} = 2 \times b_{\text{eff},0} = 15\,455 \text{ mm} \quad \text{Larghezza efficace per l'impalcato in corrispondenza appoggio}$$

In direzione longitudinale la variazione di larghezza efficace è rappresentata dalla figura seguente:

**Fig. 6.5-3**



Per il concio di spalla (concio C1) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione in spalla:  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},0} = 11\,675 \text{ mm}$

Sezione finale (a 10.50 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 15\,900 \text{ mm}$

Per il concio di mezzeria (concio C1) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 10.50 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 15\,900 \text{ mm}$

Sezione finale (a 22.50 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 15\,900 \text{ mm}$

Per il concio intermedio (concio C2) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 22.50 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 15\,900 \text{ mm}$

Sezione finale (a 32.50 m):  $B_{\text{eff}} = 15\,554 \text{ mm}$  (per interpolazione lineare)

Per il concio di pila (concio C3) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 32.50 m):  $B_{\text{eff}} = 15\ 554\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione di pila (a 40.00 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},2} = 14\ 520\ \text{mm}$

Sezione finale (a 45.00 m):  $B_{\text{eff}} = 15\ 010\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Per il concio C4 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 45.00 m):  $B_{\text{eff}} = 15\ 010\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione finale (a 63.00 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 16\ 350\ \text{mm}$

Per il concio C5 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione di mezzeria (a 63.00 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 16\ 350\ \text{mm}$

Sezione di mezzeria (a 99.00 m):  $B_{\text{eff}} = B_{\text{eff},1} = 16\ 180\ \text{mm}$



## 6.5.2. Verifica del concio C1

Di seguito è riportata la verifica della sezione individuata nei disegni di progetto come concio C1. La verifica viene effettuata per la sezione di massimo momento positivo, trascurando il contributo alla resistenza dell'armatura compressa. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.5-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

Dati geometrici sezione	
$h_w$	2935 mm
$b_{sup}$	1200 mm
$t_{f,sup}$	40 mm
$b_{inf}$	6810 mm
$t_{f,inf}$	25 mm
$t_w$	2x20 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	15900 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
Armatura superiore	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	79
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	15884 mm <sup>2</sup>
Armatura inferiore	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	79
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	15884 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.5-2 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-6129 kNm	$M_{DL2}$	31725 kNm	$M_{LL}$	34161 kNm	$M_{DL2}$	31725 kNm
$V_{SW+DL1}$	2505 kN	$V_{DL2}$	549 kN	$V_{LL}$	3240 kN	$V_{DL2}$	497 kN
Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio		Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	21.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	4.7 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	27.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	4.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	17.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-10.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-11.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-28.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	16.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-9.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-10.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-27.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup,id$	40.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	12.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	48.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	28.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-11.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	48.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	51.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	50.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	38.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	48.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	70.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	51.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-11.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	48.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	52.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	51.3 N/mm <sup>2</sup>
		Soletta		Soletta		Soletta	
		$\sigma_{1,c}$	-2.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-2.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-2.0 N/mm <sup>2</sup>
		Armatura		Armatura		Armatura	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.5-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	21.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	17.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	16.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	40.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-11.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	38.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-11.6 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	53.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-4.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-3.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	92.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	88.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	128.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	89.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-5.6 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	53.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-22.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-21.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	94.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	91.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	129.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	92.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-4.9 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 9\,175 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 20 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 25 mm): } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 7.1 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 62.0 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 109.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 140.8 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 3573$  mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

**TAB. 6.5-4 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3573 mm		
$\sigma_1$	-21.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	91.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	62.0 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1191	1191	1191 mm
$\sigma_1$	-21.0	16.3	53.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	0.16	0.54	0.91 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	53.5	53.5	53.5 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	-0.78	3.29	1.70
$\alpha$	2.94	2.94	2.94
K- $\sigma$	18.56	4.00	4.00
K- $\tau$	4.64	4.64	4.64
$\sigma_{cr}$	993.2	214.1	214.1 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	310.6	310.6	310.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	542.3	538.0	538.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	338.7	338.5	338.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	109.4	108.6	120.1 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>3.10</b>	<b>3.12</b>	<b>2.82</b>

**I PANNELLI DEL FONDO, POICHÉ UNIFORMEMENTE ED ABBONDANTEMENTE TESI, SI POSSONO CONSIDERARE ESENTI DA FENOMENI DI INSTABILITÀ.**

### 6.5.3. Verifica concio C2 (Intermedio)

Di seguito è riportata la verifica del concio intermedio della prima campata (individuata nei disegni di progetto come concio C2). Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.5-5 DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2910 mm
$b_{sup}$	2x1200 mm
$t_{f,sup}$	60 mm
$b_{inf}$	6810 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	2x30 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	16350 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	80
$c_{sup}$	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	16085 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	80
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	16085 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.5-6 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_0$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-93667 kNm	$M_{DL2}$	40295 kNm	$M_{LL}$	-61531 kNm	$M_{DL2}$	3965 kNm
$V_{SW+DL1}$	7396 kN	$V_{DL2}$	1489 kN	$V_{LL}$	4195 kN	$V_{DL2}$	1489 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	42.4 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	8.5 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	24.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	8.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	181.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-12.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	99.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-3.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	175.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-11.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	95.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-2.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	190.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	18.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	104.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	15.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-139.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	49.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-88.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	5.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	157.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	51.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	97.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	15.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-142.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	49.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-90.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	5.2 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-3.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-0.2 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	117.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	106.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.5-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	42.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	181.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	175.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	190.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-139.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	157.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-142.9 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	74.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	216.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	208.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	245.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-170.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	214.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-174.1 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	40.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	36.7 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	74.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	274.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	264.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	295.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-222.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	257.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-227.4 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	110.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	99.5 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 10\,397 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 6.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 6.7 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 81.6 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 300.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 263.5 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 3573$  mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

**TAB. 6.5-8 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3573 mm		
$\sigma_1$	-222.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	264.9 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	81.6 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1191	1191	1191 mm
$\sigma_1$	-222.4	-60.0	102.5 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.60	1.02	2.65 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	120.4	120.4	120.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.27	-1.71	2.59
$\alpha$	2.94	2.94	2.94
K- $\sigma$	6.13	23.90	4.00
K- $\tau$	4.64	4.64	4.64
$\sigma_{cr}$	738.6	2878.1	481.7 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	698.8	698.8	698.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	793.8	1327.9	1210.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	346.1	351.1	350.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	263.5	153.5	174.6 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.31</b>	<b>2.29</b>	<b>2.01</b>

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.5-9 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO**

Num. Pannelli	5				
Spessore Fondo	30 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Larghezza Fondo	6640 mm				
$\sigma_1$	-227.4 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_2$	-227.4 N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_m$	6.7 N/mm <sup>2</sup>				
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Altezza	1070	1500	1500	1500	1070 mm
$\sigma_1$	-227.4	-227.4	-227.4	-227.4	-227.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-2.27	-2.27	-2.27	-2.27	-2.27 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	149.2	75.9	75.9	75.9	149.2 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\alpha$	3.27	2.33	2.33	2.33	3.27
K- $\sigma$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- $\tau$	4.57	4.86	4.86	4.86	4.57
$\sigma_{cr}$	596.8	303.7	303.7	303.7	596.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	852.5	461.2	461.2	461.2	852.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	597.3	304.0	304.0	304.0	597.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	341.1	303.4	303.4	303.4	341.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	227.7	227.7	227.7	227.7	227.7 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.50</b>	<b>1.33</b>	<b>1.33</b>	<b>1.33</b>	<b>1.50</b>

## 6.5.4. Verifica concio C3 (Sezione di pila)

Di seguito è riportata la verifica del concio di pila (individuato nei disegni di progetto come concio C3). Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 20 cm.

TAB. 6.5-10 DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2880 mm
$b_{sup}$	2x1600 mm
$t_{f,sup}$	80 mm
$b_{inf}$	6810 mm
$t_{f,inf}$	40 mm
$t_w$	2x40 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	14524 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	72
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	22619 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	72
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	22619 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.5-11 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-158002 kNm	$M_{DL2}$	34697 kNm	$M_{LL}$	-80836 kNm	$M_{DL2}$	-10022 kNm
$V_{SW+DL1}$	13135 kN	$V_{DL2}$	3201 kN	$V_{LL}$	5452 kN	$V_{DL2}$	3806 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	57.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	13.9 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	23.7 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	16.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	187.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-11.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	81.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	10.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	177.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-10.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	77.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	9.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup,id$	203.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	26.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	87.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	30.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-171.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	32.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-85.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-10.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	198.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	40.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	94.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	30.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-176.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	33.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-87.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-10.9 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-2.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	98.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	12.2 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	87.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	10.9 N/mm <sup>2</sup>



**TAB. 6.5-12 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	57.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	187.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	177.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	203.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-171.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	198.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-176.7 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	94.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	234.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	222.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	275.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-220.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	274.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-226.8 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	56.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	50.2 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	97.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	279.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	264.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	313.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-268.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	316.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-275.4 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	110.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	98.8 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 16\,259 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 40 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 40 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 7.8 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 105.0 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_w sup^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 321.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_w inf^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 323.9 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 3573$  mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

**TAB. 6.5-13 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	40 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3573 mm		
$\sigma_1$	-268.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	264.7 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	105.0 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1191	1191	1191 mm
$\sigma_1$	-268.0	-90.4	87.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.90	0.87	2.65 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	214.1	214.1	214.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.34	-0.96	3.04
$\alpha$	2.94	2.94	2.94
K- $\sigma$	5.84	22.95	4.00
K- $\tau$	4.64	4.64	4.64
$\sigma_{cr}$	1251.1	4914.4	856.4 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	1242.4	1242.4	1242.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	1364.4	2344.6	2151.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	355.0	355.0	355.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	323.9	203.1	201.7 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.10</b>	<b>1.74</b>	<b>1.75</b>

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.5-14 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO**

Num. Pannelli	5				
Spessore Fondo	40 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Larghezza Fondo	6640 mm				
$\sigma_1$	-275.4 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_2$	-275.4 N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_m$	7.8 N/mm <sup>2</sup>				
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Altezza	1070	1500	1500	1500	1070 mm
$\sigma_1$	-275.4	-275.4	-275.4	-275.4	-275.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-2.75	-2.75	-2.75	-2.75	-2.75 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,0}$	265.2	135.0	135.0	135.0	265.2 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\alpha$	3.27	2.33	2.33	2.33	3.27
K- $\sigma$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- $\tau$	4.57	4.86	4.86	4.86	4.57
$\sigma_{cr}$	1061.0	539.9	539.9	539.9	1061.0 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	1515.6	819.9	819.9	819.9	1515.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	1061.8	540.3	540.3	540.3	1061.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	349.3	338.6	338.6	338.6	349.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	275.7	275.7	275.7	275.7	275.7 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.27</b>	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.23</b>	<b>1.27</b>

### 6.5.5. Verifica concio C4 (Intermedio)

Di seguito è riportata la verifica del concio intermedio della campata da 74m (individuato nei disegni di progetto come concio C4). Poiché la soletta è tesa, si è trascurato il contributo alla resistenza del calcestruzzo considerando soltanto il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. Per la sezione in esame si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 20 cm.

**TAB. 6.5-15 DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2890 mm
$b_{sup}$	2x1200 mm
$t_{f,sup}$	80 mm
$b_{inf}$	6810 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	2x30 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	15010 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	75
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	23562 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	75
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	23562 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.5-16 – TENSIONI NELLA SEZIONE**

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$			Sezione mista: $t=t_{\infty}$		
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-96226 kNm	$M_{DL2}$	49422 kNm	$M_{LL}$	-62188 kNm	$M_{DL2}$	7740 kNm
$V_{SW+DL1}$	11572 kN	$V_{DL2}$	2705 kN	$V_{LL}$	4961 kN	$V_{DL2}$	3310 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	66.7 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	15.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	28.6 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	19.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	152.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-16.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	79.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-5.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	144.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-14.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	74.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-4.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	184.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	89.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	33.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-139.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	60.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	-86.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	10.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	181.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	66.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	100.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	34.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-142.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	61.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	-88.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	10.1 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-4.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-0.4 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	95.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	85.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.5-17 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	66.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	152.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	144.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	184.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-139.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	181.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-142.6 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	110.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	168.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	159.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	249.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-157.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	248.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-160.8 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	19.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	17.5 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	114.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	221.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	209.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	288.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-215.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	293.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-220.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	83.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	74.6 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 14\,996 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 9.6 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 124.0 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_{w sup}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 300.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_{w inf}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 304.5 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 3573$  mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

**TAB. 6.5-18 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3573 mm		
$\sigma_1$	-215.8 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	209.5 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	124.0 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1191	1191	1191 mm
$\sigma_1$	-215.8	-74.0	67.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.74	0.68	2.10 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	120.4	120.4	120.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.34	-0.91	3.09
$\alpha$	2.94	2.94	2.94
K- $\sigma$	5.82	21.74	4.00
K- $\tau$	4.64	4.64	4.64
$\sigma_{cr}$	701.0	2617.7	481.7 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	698.8	698.8	698.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	813.8	1260.8	1210.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	346.4	350.7	350.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	304.5	227.2	225.2 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.14</b>	<b>1.54</b>	<b>1.56</b>

I pannelli del fondo sono dotati di 4 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3 500 mm.

**TAB. 6.5-19 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO**

Num. Pannelli	5				
Spessore Fondo	30 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Larghezza Fondo	6640 mm				
$\sigma_1$	-220.2 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_2$	-220.2 N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_m$	9.6 N/mm <sup>2</sup>				
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Altezza	1070	1500	1500	1500	1070 mm
$\sigma_1$	-220.2	-220.2	-220.2	-220.2	-220.2 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-2.20	-2.20	-2.20	-2.20	-2.20 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	149.2	75.9	75.9	75.9	149.2 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\alpha$	3.27	2.33	2.33	2.33	3.27
K- $\sigma$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- $\tau$	4.57	4.86	4.86	4.86	4.57
$\sigma_{cr}$	596.8	303.7	303.7	303.7	596.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	852.5	461.2	461.2	461.2	852.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	597.9	304.3	304.3	304.3	597.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	341.1	303.6	303.6	303.6	341.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	220.8	220.8	220.8	220.8	220.8 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.54</b>	<b>1.37</b>	<b>1.37</b>	<b>1.37</b>	<b>1.54</b>

### 6.5.6. Verifica concio C5 (Mezzeria)

Di seguito è riportata la verifica del concio di mezzzeria della campata da 74m (individuato nei disegni di progetto come concio C5). Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compresa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

**TAB. 6.5-20 DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2880 mm
$b_{sup}$	2x1200 mm
$t_{f,sup}$	80 mm
$b_{inf}$	6810 mm
$t_{f,inf}$	40 mm
$t_w$	2x30 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	16350 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	80
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	16085 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	80
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	16085 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.5-21 – TENSIONI NELLA SEZIONE**

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$				Sezione mista: $t=t_{\infty}$	
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	131204 kNm	$M_{DL2}$	81809 kNm	$M_{LL}$	72078 kNm	$M_{DL2}$	81809 kNm
$V_{SW+DL1}$	0 kN	$V_{DL2}$	0 kN	$V_{LL}$	3937 kN	$V_{DL2}$	0 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	22.8 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-203.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-25.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-22.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-58.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-193.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-22.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-20.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup}$	-54.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup,id}$	193.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	22.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	44.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w sup,id}$	54.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	151.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	79.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	70.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf}$	84.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	151.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	79.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	80.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{w inf, id}$	84.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	155.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	81.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	71.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s inf}$	86.4 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	-5.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-5.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-3.9 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>



**TAB. 6.5-22 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-203.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-193.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	193.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	151.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	151.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	155.7 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>0</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	22.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-251.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-236.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	240.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	301.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	303.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	308.6 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	-11.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

**Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	22.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-284.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	-268.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	270.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	305.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	308.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	313.7 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	-9.1 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 9\,309 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima (sp = 30 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 6.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo (sp = 40 mm):} \quad \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 4.5 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{tot} = \tau_{med} + \tau_t = 28.8 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w sup, id} = (\sigma_{w sup}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 272.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w inf, id} = (\sigma_{w inf}^2 + 3 \tau_{tot}^2)^{0.5} = 309.7 \text{ N/mm}^2$$

I pannelli d'anima sono dotati di 3 irrigiditori longitudinali al fine di evitare fenomeni di imbozzamento. Di seguito viene riportata la verifica relativa all'anima di altezza maggiore ( $h = 3573$  mm) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a 3500 mm.

**TAB. 6.5-23 VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3573 mm		
$\sigma_1$	-268.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	305.7 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	28.8 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1191	1191	1191 mm
$\sigma_1$	-268.0	-76.8	114.5 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.77	1.14	3.06 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	120.4	120.4	120.4 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.29	-1.49	2.67
$\alpha$	2.94	2.94	2.94
K- $\sigma$	6.06	23.90	4.00
K- $\tau$	4.64	4.64	4.64
$\sigma_{cr}$	729.6	2878.1	481.7 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	698.8	698.8	698.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	735.4	1920.6	1210.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	345.0	353.1	350.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	272.6	91.6	124.9 N/mm <sup>2</sup>
$\beta$	0.80	0.80	0.80
<b>K min</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>	<b>1.10</b>
<b>K pannello</b>	<b>1.27</b>	<b>3.86</b>	<b>2.81</b>

**I PANNELLI DEL FONDO, POICHÉ UNIFORMEMENTE ED ABBONDANTEMENTE TESI, SI POSSONO CONSIDERARE ESENTI DA FENOMENI DI INSTABILITÀ.**

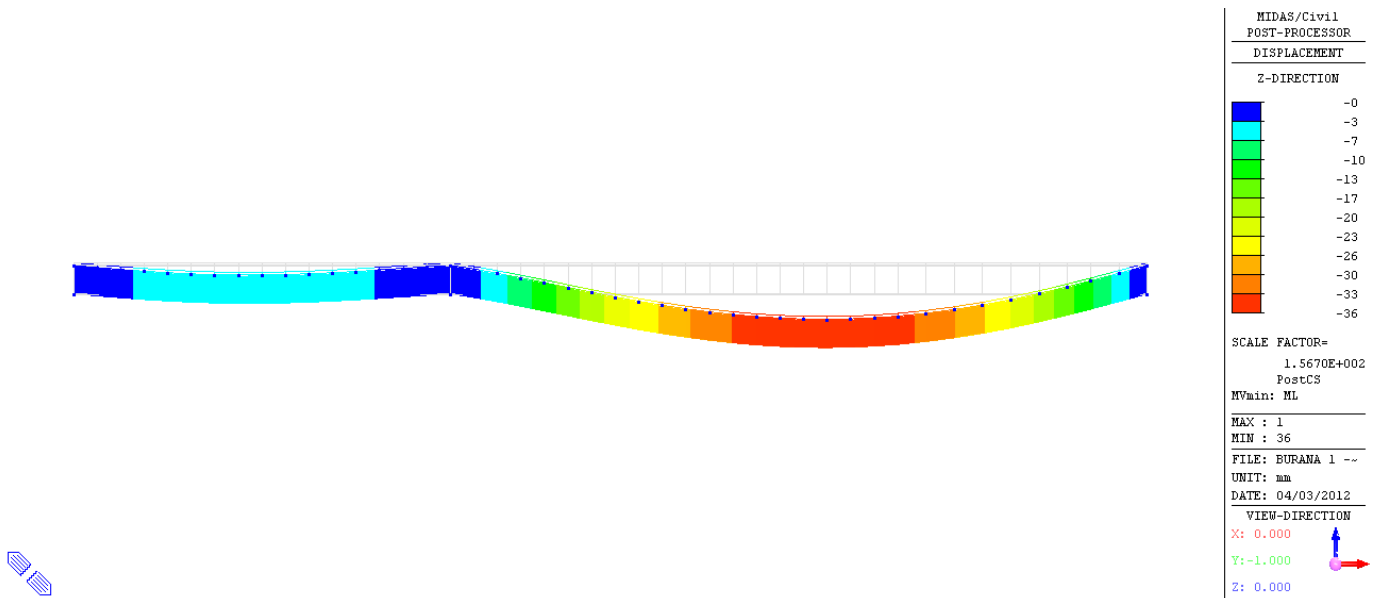
### 6.5.7. Verifiche di deformabilità (SLE)

Ai fini della valutazione della deformabilità del ponte, si è valutata la massima freccia verticale dell'impalcato per la condizione di transito dei carichi mobili e lo si è rapportato al valore limite di  $L/1\ 000$  accettabile per la tipologia di opera in oggetto. La massima freccia in campata centrale vale:

$$dZ_{\max} = -36 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 36\text{mm} / 74\ 000\text{mm} = 1 / 2\ 055 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

**FIG. 6.5-4 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)**



### 6.5.8. Verifica allo stato limite di collasso (SLC)

I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere senza rotture gli spostamenti  $d_2$  valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo stato limite di collasso.

Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC\_02 e SLC\_04 e vale:

$$dXY_{\max} = 189 \text{ mm} \quad < \quad D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 6.6. APPOGGI

In funzione di quanto ottenuto nei par. 6.3 e 6.4 si riporta la tabella di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 6.6-1

Condizione di Carico	Spalla SP1						PILE P1						Spalla SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX			Appoggio SX			Appoggio DX			Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
kN																		
ENV SLU(max)	170	150	5 480	170	150	5 480	270	754	23 265	270	754	23 265	335	378	10 922	335	378	10 922
ENV SLU(min)	-170	-150	-322	-170	-150	-322	-270	-754	7 350	-270	-754	7 350	-335	-378	3 110	-335	-378	3 110
ENV SLD (max)	46	46	1 999	46	46	1 999	245	245	10 437	245	245	10 437	123	123	5 259	123	123	5 259
ENV SLD (min)	-46	-46	1 764	-46	-46	1 764	-245	-245	9 959	-245	-245	9 959	-123	-123	5 005	-123	-123	5 005
ENV SLV (max)	139	139	2 348	139	139	2 348	728	728	11 146	728	728	11 146	366	366	5 635	366	366	5 635
ENV SLV (min)	-139	-139	1 415	-139	-139	1 415	-728	-728	9 250	-728	-728	9 250	-366	-366	4 629	-366	-366	4 629
ENV SLC (max)	155	155	2 419	155	155	2 419	811	811	11 292	811	811	11 292	407	407	5 712	407	407	5 712
ENV SLC (min)	-155	-155	1 343	-155	-155	1 343	-811	-811	9 103	-811	-811	9 103	-407	-407	4 551	-407	-407	4 551
Tipo isolatore	D M1050/600 (3700)						D M3150/600 (3700)						D M1750/600 (3700)					
Diametro $\Phi$	750 mm						1030 mm						860 mm					
$N_{ed}^{(1)} \geq \max Fz_{(ENV SLC)}$	2 650 kN						13 300 kN						6000 kN					
Raggio di curv R	3 700 mm						3 700 mm						3 700 mm					
Escursione <sup>(2)</sup> D	$\pm 300$ mm						$\pm 300$ mm						$\pm 300$ mm					
Rtz con max D	$\pm 0.01$ rad						$\pm 0.01$ rad						$\pm 0.01$ rad					
Coeff. di attr din $\mu$	0.055						0.055						0.055					
Rigidezza verticale	2 100 00 kN/mm						2 100 00 kN/mm						2 100 00 kN/mm					
Rig eff orizz <sup>(3)</sup> per $N_{ed}$	1 200 kN/m						6038 kN/m						2 720 kN/m					
Periodo efficacie <sup>(4)</sup>	2.977 sec						2.977 sec						2.977 sec					
Smorz viscoso eq <sup>(5)</sup>	25.7 %						25.7 %						0.257					

NOTE: (1) massimo carico verticale ammesso nelle combinazioni comprensive della azione sismica (SLC)

(2) Il massimo spostamento a SLC, combinato nelle due direzioni orizzontali, si ottiene dalle combinazioni SLC\_02 e SLC\_04 e vale:

$$d_{XYmax} = 189 \text{ mm} < D_{max} = 300 \text{ mm} \text{ ( = escursione isolatore).}$$

(3)  $K_{eff} = V(1 / R + \mu / D)$

(4)  $T_{is} = 2\pi (V/K_{eff} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.977 \text{ s}$

(5) lo smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato  $\xi_{esi} = (2 / \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.257$  è cautelativamente limitato nei calcoli al un valore del 20% ( $\xi_{esi} = 0.20$ )

## 7. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA

### 7.1. CRITERI DI CALCOLO

#### 7.1.1. Angolo d'attrito terreno/parete

Viene assunto nullo, a favore di sicurezza.

#### 7.1.2. Spinta delle terre: fase statica

Quale valore del Coefficiente di spinta si assume quello 'a riposo'. Il valore è pari a:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 40^\circ = 0.357$$

#### 7.1.3. Spinta delle terre: fase sismica

Si adotta la formula di Mononobe-Okabe

L'espressione adottata è quella di EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.2:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \vartheta - \delta) * \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

dove:

- $\psi$ : angolo inclinazione superficie di applicazione del vettore rispetto a orizzontale.

Nel caso in questione:  $\psi = 90^\circ$

- $\delta$ : angolo d'attrito terreno/parete

Nel caso in questione si assume, a favore di sicurezza:  $\delta = 0^\circ$

- $\varnothing$ : angolo di attrito del materiale costituente il terrapieno

In funzione di quanto al par. 4.4 si ha:  $\varnothing = 40^\circ$

$$\theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

$$k_h = 0.334 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.167 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 16.0^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 21.9^\circ$$

In definitiva il coefficiente di spinta in fase sismica 'kE' risulta:

$$k_E (k_{v-}) = 0.525 ; k_E (k_{v+}) = 0.419$$

Il vettore spinta, ortogonale alla parete, va poi moltiplicato per il fattore  $(1 \pm k_v)$  [espressione E.1 di Norma citata]. Per quanto precisato in Relazione Geotecnica l'espressione è da assumere con segno  $\pm$  invertito. Si ottiene:

$$k_E = \text{MAX} [0.437 ; 0.489] = \underline{\underline{0.489}}$$

#### **7.1.4. Stato Limite Ultimo**

##### *7.1.4.1. Situazione Statica*

Premessa generale è che le azioni trasversali (vento, eventuale azione centrifuga) non sono certo dimensionanti per spalle la cui dimensione trasversale minima (in caso ospitino un solo impalcato) è di circa 17 m.

In conseguenza di ciò e con riferimento alla Tab.5.1.IV della Norma, i Gruppi di Azioni da prendersi in conto sono '1' e 2a'.

In entrambi i Gruppi, quale coefficiente ' $\gamma$ ' (Norma, Tab.5.1.V) si assumerà il valore 1.35 per tutte le 'azioni elementari' (Permanenti da impalcato e da spalla, Attrito appoggi, Carico Tandem, Carico distribuito su impalcato, Frenatura), mentre si assumerà un valore 1.50 per quanto riguarda il sovraccarico sul terrapieno.

Quali coefficienti ' $\Psi$ ' (Norma, Tab.5.1.VI) assumerà :

- Gruppo 1

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 1.0 ; Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e attrito appoggi: 0.40 ; Frenatura: 1.0

Tranne ove esplicitamente dichiarato il carico derivante dalla folla non viene preso in conto (assenza di marciapiedi).

##### *7.1.4.2. Situazione Sismica*

Si prenderà in conto la sola situazione di Sisma prevalente in direzione longitudinale, con solo verso concorde alla spinta del terreno.

Con tale sisma prevalente '+Ex' verranno assunte, quali azioni concomitanti :

- '+0.3\*Ey' (sisma trasversale, assunto con il solo verso positivo considerata la simmetria della spalla assunta nel calcolo)
- '+0.3\*Ez' (sisma verticale, assunto con entrambi i versi al fine di ottenere azioni nei pali massime – dimensionanti per portata – e minime – dimensionanti per pressoflessione)

### 7.1.5. Stato Limite di Esercizio

#### 7.1.5.1. Combinazione 'rara'

Risulta significativa solo quando si effettua una ridistribuzione del momento flettente rispetto all'analisi elastica. Nel progetto della spalla non sono previste ridistribuzioni di sorta. Di conseguenza la combinazione 'rara non verrà considerata.

#### 7.1.5.2. Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione)

Ove l'elemento possa essere considerato come 'snello' si procederà con il metodo 'diretto' di valutazione dell'ampiezza della fessura.

Ove invece l'elemento sia tozzo, gli algoritmi riportati in normativa per il calcolo dell'ampiezza della fessura non sono più utilizzabili e si procederà con il metodo 'indiretto' di limitazione delle tensioni nell'acciaio. Si procede come prescritto alla tab. C4.1.II della Norma, limitando – in funzione del diametro della barra adottata - la tensione nell'acciaio ai limiti ivi prescritti. Con riferimento all'apertura massima della fessure (par.5.2):

$$\sigma_{s \max} - \text{N/mm}^2$$

$25 \geq \emptyset$	160
---------------------	-----

### 7.1.6. Sovraccarico su terrapieno

Ai sensi del par. C5.1.3.3.7.1 della Circolare Feb 09 gli assi tandem possono essere sostituiti da un carico uniforme di valore pari a :

$$q(Q) = Q_{ik}/(3.0 \cdot 2.20)$$

Detto carico uniforme risulta – per le singole corsie – pari a:

$$1a \text{ Corsia: } q(Q1) = 90.9 \text{ kN/m}^2; 2a \text{ Corsia: } q(Q2) = 60.6 \text{ kN/m}^2; 3a \text{ Corsia: } q(Q3) = 30.3 \text{ kN/m}^2$$

$$4a \text{ Corsia: } q(Q4) = 0 \text{ kN/m}^2$$

Ai su elencati carichi, estesi su una lunghezza pari a 2.2 m, va sommato quello dovuto ai carichi  $q_{ik}$ , estesi indefinitamente:

$$1a \text{ Corsia: } q(q1) = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$2a, 3a \text{ e } 4a \text{ Corsia: } q(q2) = q(q3) = q(q4) = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Per semplicità di analisi e a seguito di considerazioni riportate in 'NOTA' si assume un valore unico del sovraccarico per l'intero terrapieno, valore esteso sull'intero estradosso del cuneo di spinta, pari a:

$$q_v = 25.0 \text{ kN/m}^2$$

La diffusione di tale sovraccarico lungo l'altezza, sempre ai sensi del paragrafo della Circolare già citato, comporterebbe poi una diminuzione del valore del sovraccarico alle varie quote.

Sempre a favore di sicurezza si assume un andamento costante pari al valore massimo.

In conseguenza al coefficiente di spinta su precisato (0.38) si assume in definitiva un sovraccarico orizzontale uniforme lungo l'altezza pari a:

$$q_o = 0.38 \cdot 25 = 9.5 \text{ kN/m}^2$$

#### NOTA

Ogni corsia – di larghezza 3.0 m - trasmette alla parete un'azione orizzontale dovuta in parte al carico verticale distribuito 'q', indefinitamente esteso a tergo e in parte al carico 'Q', esteso su una profondità a tergo pari a 2.2 m. Entrambi i carichi cambiano da corsia a corsia.

Affiancando le 4 corsie si ottiene un'azione orizzontale totale 'R': si cerca quel carico verticale uniforme che induce la stessa azione 'R'.

Il problema è di valutare l'azione dovuta al carico 'Q'. Si opera in conseguenza a quanto riportato in figg. 5.1-1 e -2.

1) Determinazione di  $\varepsilon$  (fig.5.1-2)

$$c = 0 \Rightarrow B = 0 ; \quad \alpha = \delta = \beta = 0 \Rightarrow M = \sin\varphi ;$$

$$\varphi = 38^\circ ; \quad \tan \varepsilon = \cos\varphi / (1 + \sin\varphi) = 0.49 \Rightarrow \varepsilon = 26^\circ$$

2) Determinazione di  $\theta$  (fig.5.1-1)

$$\theta = 38 + 26 = 64^\circ$$

3) Determinazione dell'altezza di spinta  $h_f$

$$a = 0 \text{ m} \Rightarrow h_f \text{ inizia da sommità parete ; } b = 2.2 \text{ m ; } h_f = 2.2 \cdot \text{tg}(90 - 64) = 2.2 \cdot \text{tg}26^\circ = 1.07 \text{ m}$$

4) Determinazione della Risultante generica  $\Delta S$

Il fatto che 'a' sia nullo comporta che le pressioni minima e massima siano uguali (vedi espressioni di  $\Delta\sigma$  in fig. 5.2-1). La risultante di un carico 'f<sub>a</sub>' risulta pari a:



$$\Delta S = f_a * b * \sin(\theta - \varphi) / \cos(\theta - \varphi) ; \theta - \varphi = \varepsilon = 26^\circ \Rightarrow \Delta S = f_a * 2.2 * \operatorname{tg} 26^\circ = f_a * 1.07$$

5) Determinazione della Risultante  $\Delta S_i$  dovuta ai carichi  $Q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta S1 = 90.9 * 1.07 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{Corsia: } \Delta S2 = 60.6 * 1.07 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

I carichi di cui sopra sono riferiti ad una striscia di parete di lunghezza unitaria, come anche i successivi  $\Delta V_i$

6) Determinazione della Risultante  $\Delta V_i$  dovuta ai carichi  $q_{ik}$  per la singola corsia i-esima

Si assume un'altezza della parete pari a 7.0 m

$$1^\circ \text{Corsia: } \Delta V1 = 0.38 * 9.0 * 7.0 = 23.9 \text{ kN/m} ; 2^\circ \text{ e } 3^\circ \text{ e } 4^\circ \text{ Corsia: } \Delta V2-3-4 = 0.38 * 2.5 * 7.0 = 6.7 \text{ kN/m}$$

$$3^\circ \text{Corsia: } \Delta S3 = 30.3 * 1.07 \text{ kN/m} ; 4^\circ \text{Corsia: } \Delta S4 = 0 \text{ kN/m}$$

7) Determinazione della Risultante totale R su una lunghezza di parete pari a 12.0 m (n°4 corsie nominali)

$$R = 3.0 * [1.07 * (90.9 + 60.6 + 30.3) + (23.9 + 3 * 6.7)] = 715 \text{ kN}$$

8) Determinazione del sovraccarico equivalente 'q<sub>v</sub>'

$$q_v * 0.38 * 7.0 * 12.0 = 715 \text{ kN} \Rightarrow q_v = 22.4 \text{ kN/m}^2$$

In definitiva si assume, a favore di sicurezza, un sovraccarico pari a 25.0 kN/m<sup>2</sup>

FIG. 7.1-1

### Strip surcharge

For vertical strip loading  $f_s$  acting parallel with structure on the ground surface along an infinitely long strip the trapezoidal increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment  $h_f$  is assumed - see figure.

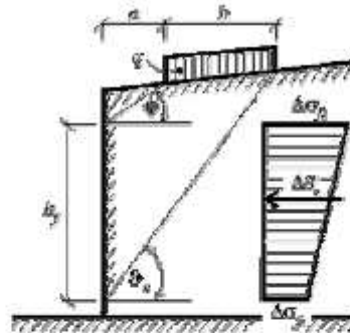


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$

This segment is determined by intersection of the structure and lines drawn from the edge points of the strip loading having slopes associated with angles  $\varphi$  and  $\delta_c$ . The angle  $\delta_c$  corresponding to critical slip plane follows from:

$$\delta_c = \varphi + \delta$$

The formula is described in details in section "Active earth pressure - line surcharge".

Variation of pressure increment is trapezoidal; the larger intensity of  $\Delta\sigma_\beta$  is applied at the upper end while the smaller intensity of  $\Delta\sigma_\alpha$  at the bottom end. The two increments are given by:

$$\Delta\sigma_\beta = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left( 1 + \frac{a}{a+b} \right)$$

$$\Delta\sigma_\alpha = \frac{f_s b K_\varphi}{h_f} \left( 1 - \frac{a}{a+b} \right)$$

where:  $f_s$  - magnitude of strip surcharge  
 $b$  - width of the strip surcharge acting normal to the structure  
 $h_f$  - section loaded by active earth pressure increment

$$K_\varphi = \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where:  $\delta_c$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil

The resultant of the increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$  is provided by:

$$\Delta\bar{\sigma}_a = f_s \cdot b \frac{\sin(\delta_c - \varphi)}{\cos(\delta_c - \varphi - \delta)}$$

where:  $\delta_c$  - angle of critical slip plane  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil  
 $f_s$  - magnitude of strip surcharge  
 $b$  - width of the strip surcharge

For non-homogeneous soils the program proceeds as follows.

FIG. 7.1-2

### Line surcharge

Vertical infinitely long line loading  $f$  acting on the ground surface parallel with structure leads to a triangular increment of active earth pressure applied to the structure over a given segment  $h_z$  - see figure:

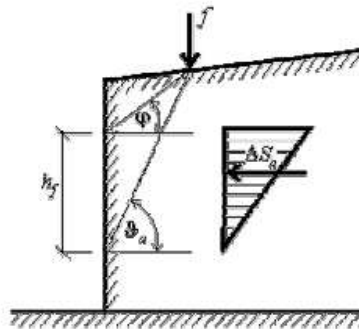


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical  
line loading acting on ground surface

Action of the line surcharge is determined such that two lines are drawn from the point of application following angles  $\varphi$  and  $\theta_a$  (corresponding to the critical slip surface), which is provided by:

$$\theta_a = \varphi + \varepsilon$$

where:  $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\varepsilon$  - angle derived from the following formulas

$$\tan \varepsilon = \frac{\cos(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \cos(\varphi - \beta - \alpha - \delta)}{\sin(\varphi - \alpha) \sin(\varphi - \beta) \cos(\alpha + \delta) + B \sin(\varphi - \beta - \alpha - \delta) + M}$$

$$M = \sqrt{(\sin(\varphi - \beta) \cos(\beta - \alpha) + B) (\sin(\varphi + \delta) \cos(\alpha + \delta) + B)}$$

$$B = \frac{2c \cos \alpha \cos(\beta - \alpha) \cos \varphi}{\gamma h \cos(\beta - \alpha) + \frac{2\sigma_s \cos \alpha \cos \beta}{\gamma h}}$$

where:  $\beta$  - slope inclination  
 $\varphi$  - angle of internal friction of soil  
 $\delta$  - angle of friction structure - soil  
 $\alpha$  - back face inclination of the structure  
 $c$  - cohesion of soil  
 $\gamma$  - unit weight of soil  
 $h$  - assumed depth

### **7.1.7. Pareti di risvolto – Fase Sismica**

Durante la fase sismica la massa di terreno inscatolato induce un'azione orizzontale pari al peso moltiplicato per il coefficiente sismico  $k_h$ . Nel caso di sisma prevalente in direzione trasversale, tale azione è funzione lineare della larghezza della spalla – larghezza diminuita degli spessori dei muri di risvolto.

Sembra a chi scrive che l'azione suddetta vada comunque assoggettata ad un limite superiore (in caso contrario, per una larghezza della spalla tendente all'infinito, l'azione tenderebbe anch'essa all'infinito).

Ad esempio, assumendo un coefficiente  $k_h$  pari a 0.34 (valore rappresentativo per l'infrastruttura in questione, assumendo un tipo di suolo 'C') per una spalla che ospiti 2 impalcati (larghezza indicativa 34 m), la pressione conseguente sui muri di risvolto risulterebbe pari a:

$$q = 19.5 \cdot 34 \cdot 0.34 = 225 \text{ kN/m}^2$$

valore chiaramente inaccettabile che indurrebbe sollecitazioni 'fuori scala'.

Si assumerà quindi che la massa che può essere attivata abbia una dimensione orizzontale trasversale pari a quella del cuneo di spinta attiva per un angolo d'attrito di 38°.

A titolo indicativo, per un'altezza del muro di risvolto pari a 7.0 m, tale dimensione risulta pari a circa 9.0 m.

La pressione conseguente risulterebbe quindi:  $19.5 \cdot 9.0 \cdot 0.34 = 60 \text{ kN/m}^2$ .

Tale assunzione si concretizzerà nell'assegnare una opportuna 'estensione' del terreno inscatolato nel Codice di Calcolo, con risultati a favore di sicurezza poiché verrà assunta una pressione uniforme e non triangolare con vertice in basso.

Per contro però, operando in tale modo, il Codice – durante l'analisi del sisma in direzione prevalente longitudinale, dimensionante in termini di azioni sui pali - valuterà un'azione orizzontale trasversale (30%) errata e sottodimensionata, poiché sui pali andrà di fatto ad agire l'intera massa e non quella 'ridotta' presa in conto dal Codice. Di conseguenza si svilupperà anche un'analisi manuale tendente a determinare le azioni globali effettive alla base: saranno i risultati di tale analisi ad essere presi a base del dimensionamento dei pali.

### 7.1.8. Paraghiaia

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, il paraghiaia verrà dimensionato in base ad un'analisi locale che tenga conto delle prescrizioni della Norma, par. C5.1.3.3.7.2.

Si assumerà quindi un'azione longitudinale di frenatura, applicata in testa del muro, pari a 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN.

### 7.1.9. Orecchie

Indipendentemente dai risultati conseguenti all'analisi condotta con il Codice automatico, le Orecchie verranno dimensionate in base ad un'analisi locale. Poiché esse – ove presenti – sono uguali per tutte le spalle, tranne ove esplicitamente dichiarato, il dimensionamento verrà effettuato non per l'accelerazione sismica di progetto dell'Opera specifica, ma – considerato che detta accelerazione varia in un campo ristretto – pari a quella massima assoluta per tutte le Opere. Il valore di tale accelerazione è comunque inessenziale, poiché si mostrerà che la Fase dimensionante è quella Statica e non quella Sismica.

### 7.1.10. Pali

#### 7.1.10.1. Verifiche Geotecniche

Oltre all'usuale verifica di capacità portante verticale, la Norma prevede ora anche la verifica di capacità portante orizzontale: relativamente ad entrambe le problematiche le azioni di progetto verranno confrontate con quelle emergenti dalle curve fornite dal Progettista Geotecnico.

#### 7.1.10.2. Verifiche SLU: Taglio

La Norma NTC (nonché EC) non regola le verifiche a Taglio delle sezioni circolari. Nella Norma ACI invece la sezione circolare viene semplificata assumendo un rettangolo equivalente di larghezza  $\varnothing$  ed altezza  $0.8\varnothing$ : **si seguirà tale approccio.**

Di conseguenza, per quanto riguarda la verifica dell'armatura, applicando l'espressione [NTC 4.1.18]:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotg\theta ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; \cotg\theta = 1.0 \rightarrow V_{Rsd} = 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}$$

Per quanto riguarda la verifica lato cls. si fa riferimento all'espressione [NTC 4.1.19], sempre adottando la medesima 'd' su precisata.

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} ; \text{ dove : } d = 0.95 \cdot 0.8 \cdot \varnothing ; b_w = \varnothing \rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot \varnothing^2 \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} ; (f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd})$$

Il coefficiente  $\alpha_c$  verrà assunto unitario in prima ipotesi, e incrementato come concesso dalla Norma se necessario.

### 7.1.10.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Verranno effettuate le verifiche nelle sezioni a quota 0.0 e a quota 1.0 m superiore a quella di cambio armatura (si assume una lunghezza di ancoraggio indicativa della barra generica pari appunto a 1.0 m)

### 7.1.11. Fondazione; Parete centrale; Muri di risvolto

Il dimensionamento delle armature e le verifiche a fessurazione verranno effettuate direttamente dal Codice di Calcolo.

Il Codice comunque non effettua automaticamente le verifiche a Taglio, limitandosi a riportare le mappe di tale sollecitazione. Di conseguenza si opererà manualmente per verificare che gli elementi strutturali in questione non necessitino di armatura specifica a Taglio.

## 7.2. ANALISI SEMPLIFICATA

Al fine di effettuare un predimensionamento dell'opera e di consentire un sommario controllo in termini di azioni globali di quanto sviluppato poi in dettaglio al paragrafo successivo, si sviluppa qui di seguito un'analisi semplificata.

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali – prive di coefficienti - trasmesse da un singolo impalcato.

**TAB. 7.2-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO**

Ponte su Canale Burana I				
2 Campate continue		L= 74m		
SPALLA	Reaz. Vert.	Reaz. Long.	Reaz Trasv.	Mom Trasv.
	KN	KN	KN	kNm
PP + Permanenti Portati	8.302	0	0	
Carichi Mobili Qik+qik	2.880	0	0	10.709
Frenamento	0	254	0	
Vento Trasversale	0	0	506	1.645
Sisma Longitudinale (SLD)	0	209	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	209	
Sisma Verticale (SLD)	246	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	617	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	617	
Sisma Verticale (SLV)	976	0	0	

Nel seguito si intende per Asse X quello longitudinale del ponte, per Asse Y quello trasversale (parallelo al muro frontale), per Asse Z quello verticale. Il pedice del momento indica l'asse momento.

NOTA – Il 'momento trasversale' ( $M_y$ ) di tabella precedente non viene preso in conto nell'analisi della spalla (Lunghezza 35.0 m circa)

Le azioni di cui sopra sono relative alla spalla ove termina la campata da 74.0 m. Nell'altra, ove termina la campata da 40.0 m, si ha:

**TAB. 7.2-2**

Ponte su Canale Burana I				
2 Campate continue		L= 40		
SPALLA	Reaz. Vert.	Reaz. Long.	Reaz Trasv.	Mom Trasv.
	KN	KN	KN	kNm
PP + Permanenti Portati	2.062	0	0	
Carichi Mobili Qik+qik	2.187	0	0	8.311
Frenamento	0	134	0	
Vento Trasversale	0	0	267	867
Sisma Longitudinale (SLD)	0	54	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	54	
Sisma Verticale (SLD)	255	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	171	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	171	
Sisma Verticale (SLV)	1.012	0	0	

E stata condotta un'analisi – qui non riportata – dalla quale emerge che l'azione massima sul palo, considerando la spalla soggetta ai carichi trasmessi dai due impalcati effettivi, sono minori di circa il 10% rispetto a quelle ottenute considerando la spalla soggetta ai carichi trasmessi da due impalcati da 74 m.

Di conseguenza, nella presente Fase progettuale, si procede – lievemente a favore di sicurezza, prendendo in conto tale ultima situazione simulata.

### 7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 7.2-3

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Fondazione	11.20	35.65	1.50	
Parete centrale	3.40	35.65	6.35	
Sporgenza fondaz.	2.00			
Risvolti (sup)	5.80	0.50	3.33	
Risvolti (inf)	5.80	1.10	6.67	
Paraghiaia	0.60	34.65	3.65	
Orecchie	3.50	0.50	1.00	3.33
Posiz. Appoggi (da est.o parete)	1.00			
<b>Parametri</b>				
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	11.80			
k0	0.357			
kh (masse)	0.334			
kv+ (masse)	0.171			
β	1.00			
kh (terreno)	0.334			
kv- (terreno)	0.167			
kE	0.419			
kE*(1+kv)	0.489			

TAB. 7.2-4

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Fondazione	14.973	5,60	83.849		
Parete centrale	19.242	3,70	71.196		
Risvolti (sup)	483	8,30	4.012		
Risvolti (inf)	2.127	8,30	17.651		
Paraghiaia	1.897	5,10	9.675		
Orecchie	190	12,64	2.396		
Terreno inscatolato	23.167	8,30	192.286		
	62.079		381.064	-0,54	-33.423
Impalcato (2) [permanenti]	16.604	3,00	49.812	2,60	43.170
	78.683				
kv (masse eccetto impalcato) 30%	3.185			-0,54	-1.715
kv (impalcato) 30%	976			2,60	2.538
	4.161				823
TOTALE kv+	82.843				43.993
TOTALE kv-	74.522				42.347
Azioni Orizzontali					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Fondazione	5.001	0,75	3.751		
Parete centrale	6.427	4,68	30.046		
Risvolti (sup)	161	9,83	1.587		
Risvolti (inf)	710	4,83	3.433		
Paraghiaia	634	9,68	6.130		
Orecchie	63	10,31	653		
Terreno inscatolato	7.738	6,54	50.600		
Impalcato (2)	1.234	8,15	10.057		
	21.968		106.257		
Spinta Mononobe	13.602	3,83	52.140		
	35.570		158.397		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H <sub>y</sub> - kN	z - m	M <sub>x</sub> - kNm		
Impalcato (2)	1.234	8,15	10.057		
Spinta Mononobe su 1 risvolto	1.673	4,83	8.087		
30%	7.463		37.321		



TAB. 7.2-5

Azioni alla Base					
	N - kN	H <sub>x</sub> - kN	H <sub>y</sub> - kN	M <sub>y</sub> - kNm	M <sub>x</sub> - kNm
kv+	82.843	35.570	7.463	202.391	37.321
kv-	74.522	35.570	7.463	200.745	37.321
Pali					
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X		
N° file - n		4	12		
Interasse - m		3,07	3,06		
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
kv+	757	3.497	-45		
kv-	757	3.310	-205		

### 7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica

TAB. 7.2-6

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	11.80				
k0	0.357				
Sovraccarico a tergo - kN/m <sup>2</sup>	25.00				
Azioni Verticali - Permanenti					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Fondazione	14'973	5.60	83'849		
Parete centrale	19'242	3.70	71'196		
Risvolti (sup)	483	8.30	4'012		
Risvolti (inf)	2'127	8.30	17'651		
Paragliaia	1'897	5.10	9'675		
Orecchie	190	12.64	2'396		
Terreno inscatolato	23'167	8.30	192'286		
Impalcati (2) [permanenti]	16'604	3.00	49'812		
	78'683		430'876	0.12	9'747
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Sovraccarico a tergo	866	8.30	7'190	-2.7	-2'339
Carichi Mobili	5'760	3.00	17'280	2.60	14'976
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0.06				
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi	996	8.15	8'119		
Spinta Terreno	1'754	1.61	2'826		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi (Tandem)	346	8.15	2'817		
Sovraccarico a tergo	1'495	2.42	3'612		
Frenatura	254	10.09	2'563		
Vento	non considerato				

TAB. 7.2-7

Combinazione 1	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_v$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_v$ (H) - kNm	$M_v$ (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1.35		106'222	13'159			13'159
Az. Vert. Carichi Mobili	1.35	1.00	7'776	20'218			20'218
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				1'345	10'961	10'961
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				2'368	3'815	3'815
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.35	1.00			467	3'802	3'802
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'299	-3'508	2'242	5'418	1'910
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	0.00			0	0	0
<b>Azioni alla Base</b>			115'297	29'868	6'422	23'997	53'865
Combinazione 2a	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$					
Azioni Verticali Permanenti	1.35		106'222	13'159			13'159
Az. Vert. Carichi Mobili	1.35	0.75	5'832	15'163			15'163
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.35				1'345	10'961	10'961
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.35				2'368	3'815	3'815
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1.35	0.75			350	2'852	2'852
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.50		1'299	-3'508	2'242	5'418	1'910
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.35	1.00			343	3'460	3'460
<b>Azioni alla Base</b>			113'353	24'814	6'648	26'507	51'320
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		4	12				
Interasse - m		3.07	3.06				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	134	2'911	1'893				
Combinazione 2a	138	2'897	1'907				

### 7.2.3. Azioni Globali : SLE

Si riporta la sola combinazione 2a, che fornisce azioni sui pali pressoché coincidenti con quelle fornite dalla '1' e comunque peggiorative.

TAB. 7.2-8

Combinazione 2a	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$					
Azioni Verticali Permanenti	1.00		78'683	9'747			9'747
Az. Vert. Carichi Mobili: Tandem	1.00	0.75	4'320	11'232			11'232
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1.00				996	8'119	8'119
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1.00				1'754	2'826	2'826
Azioni Orizz. Acc.: Attrito (Tandem)	1.00	0.75			259	2'112	2'112
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1.00		866	-2'339	1'495	3'612	1'273
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1.00	1.00			254	2'563	2'563
<b>Azioni alla Base</b>			83'869	18'640	4'758	19'233	37'874
Pali							
Diametro - mm	1'200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		4	12				
Interasse - m		3.07	3.06				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 2a	99	2'142	1'413				

## 7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

**TAB. 7.2-9**

Quota 0.0	N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	H - kN
SLU - Sismica kv+	3'497	-45	757
SLU - Sismica kv-	3'310	-205	757
SLU - Statica - 1	2'911	1'893	134
SLU - Statica - 2a	2'897	1'907	138
SLE - 2a	2'142	1'413	99

## 7.3. ANALISI CON CODICE DI CALCOLO

L'analisi è sviluppata mediante il Codice di Calcolo FEM 'LUSAS BRIDGE – Versione 14" implementata dalla Società 'Alhambra srl di Terni".

L'input è riportato in Allegato – parte 'A'. L'output è incluso nel presente documento.

## 7.4. VERIFICHE

### 7.4.1. Pali

Si ribadisce che il dimensionamento dei Pali verrà effettuato mediante l'analisi di par. 7.2.

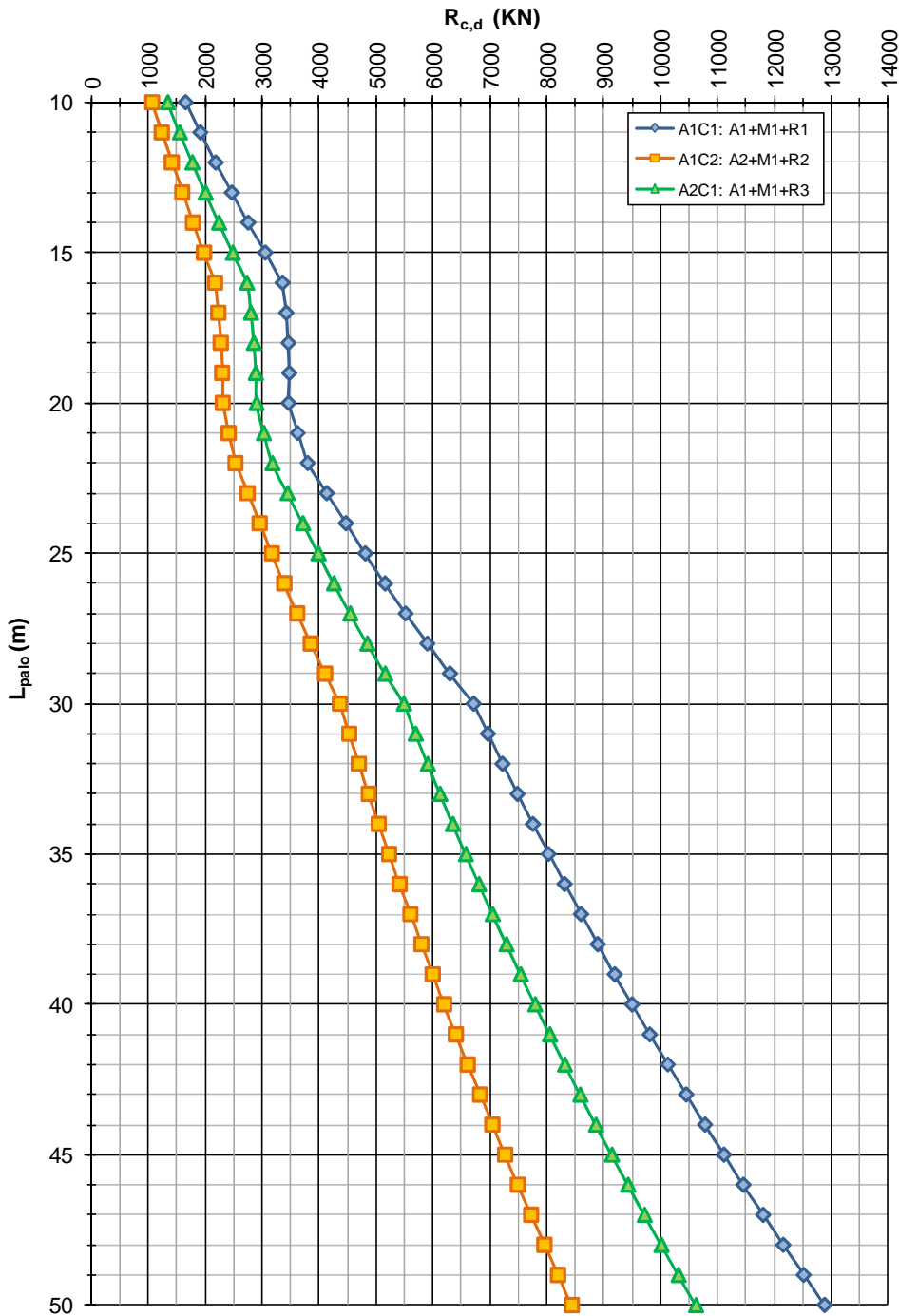
#### 7.4.1.1. Verifiche Geotecniche

#### Portanza Verticale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo Ø1200 nel suolo in questione.

FIG. 7.4-1

**APO07 - Ponte sul canale diversivo di Burana 1 - Z07**  
 NTC del 14/01/2008  
 Capacità portante a compressione - Pali trivellati  $\phi$  1200mm



L'approccio di riferimento geotecnico è: A2C1 (curva Verde).

Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 3497 kN (Fase Sismica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 115297 kN (Fase Statica).

Devono essere effettuate due verifiche:

#### Palo Singolo

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza 25.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3991 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.14 > 1.0$$

#### Pali in Gruppo

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $2.5\phi$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.7.

$$N_{med} = 115297/48 = 2402 \text{ kN}$$

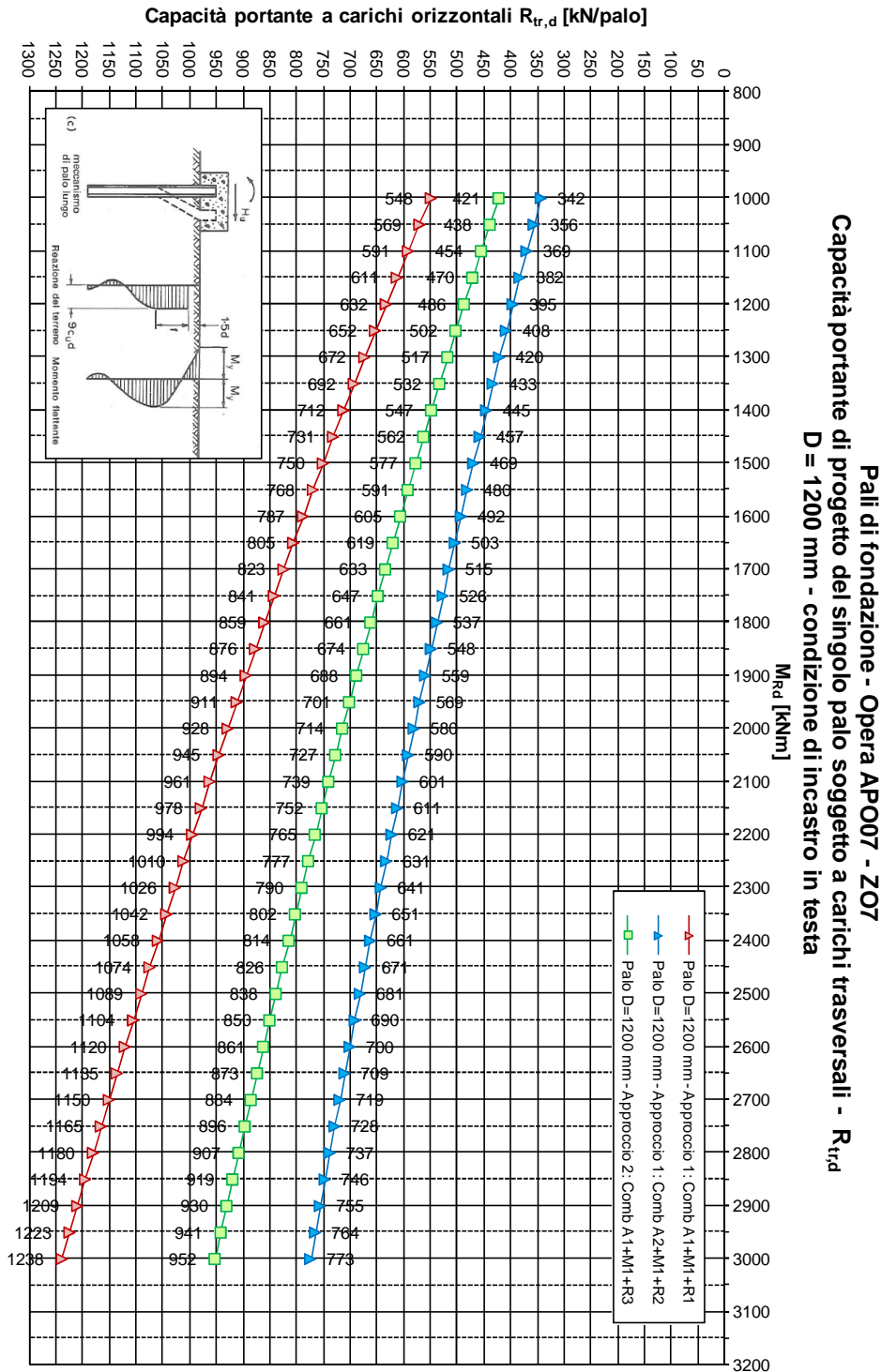
$$R_{c,d} \cong 3991 * 0.7 = 2794 \text{ kN} \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.16 > 1.0$$

Si conferma una lunghezza pari a :  $L_{palo} = 25 \text{ m}$

#### Portanza Orizzontale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per il palo di cui sopra.

Fig. 7.4-2



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 757 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale  $R_{r,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

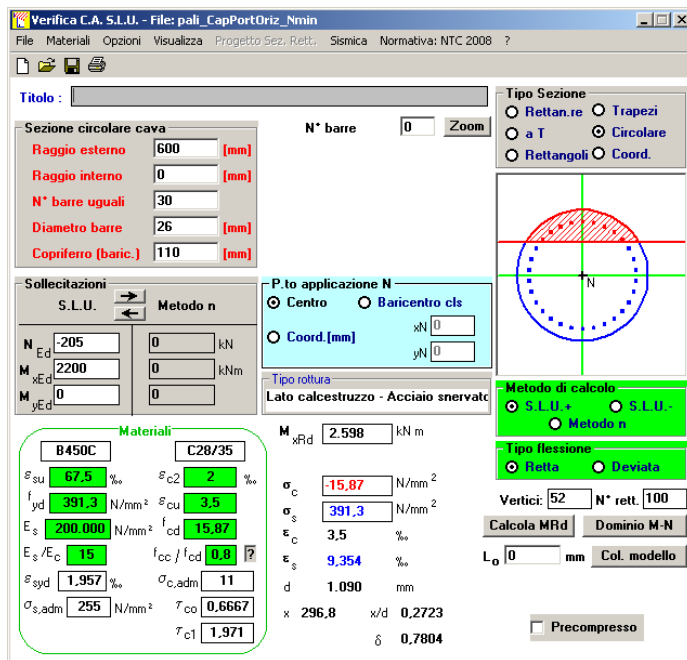
$$M_u = 2200 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{\min} \cong -205 \text{ kN}$$

Si ha:

**Fig. 7.4-3**



Risultano necessari n°30 Ø26.

Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (si assume 0.7 in accordo alla Relazione Geotecnica) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 757/0.7 = 1082 \text{ kN}$$

In definitiva la portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$\Delta M = 1000 * (1082-952)/(952-714) = 546 \text{ kNm}$$

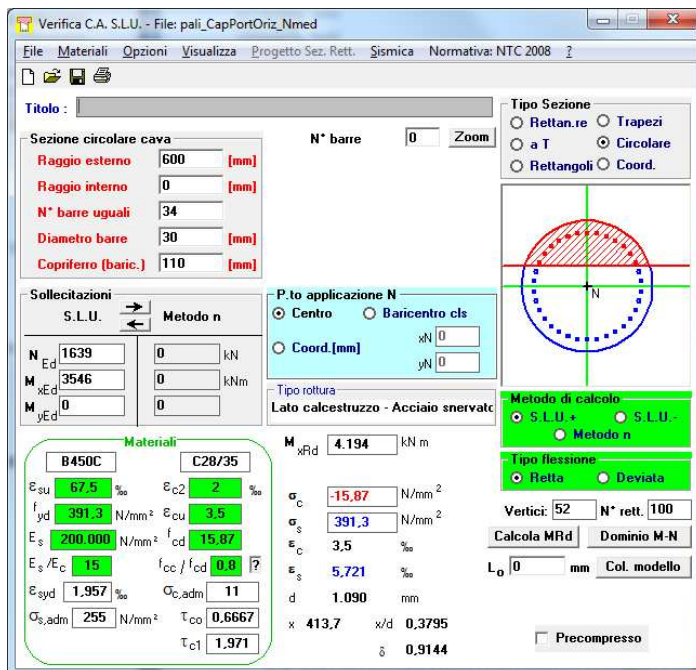
$$M_u = 3000 + 546 = 3546 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 78683/48 = 1639 \text{ kN}$$

Si ha:

**FIG. 7.4-4**



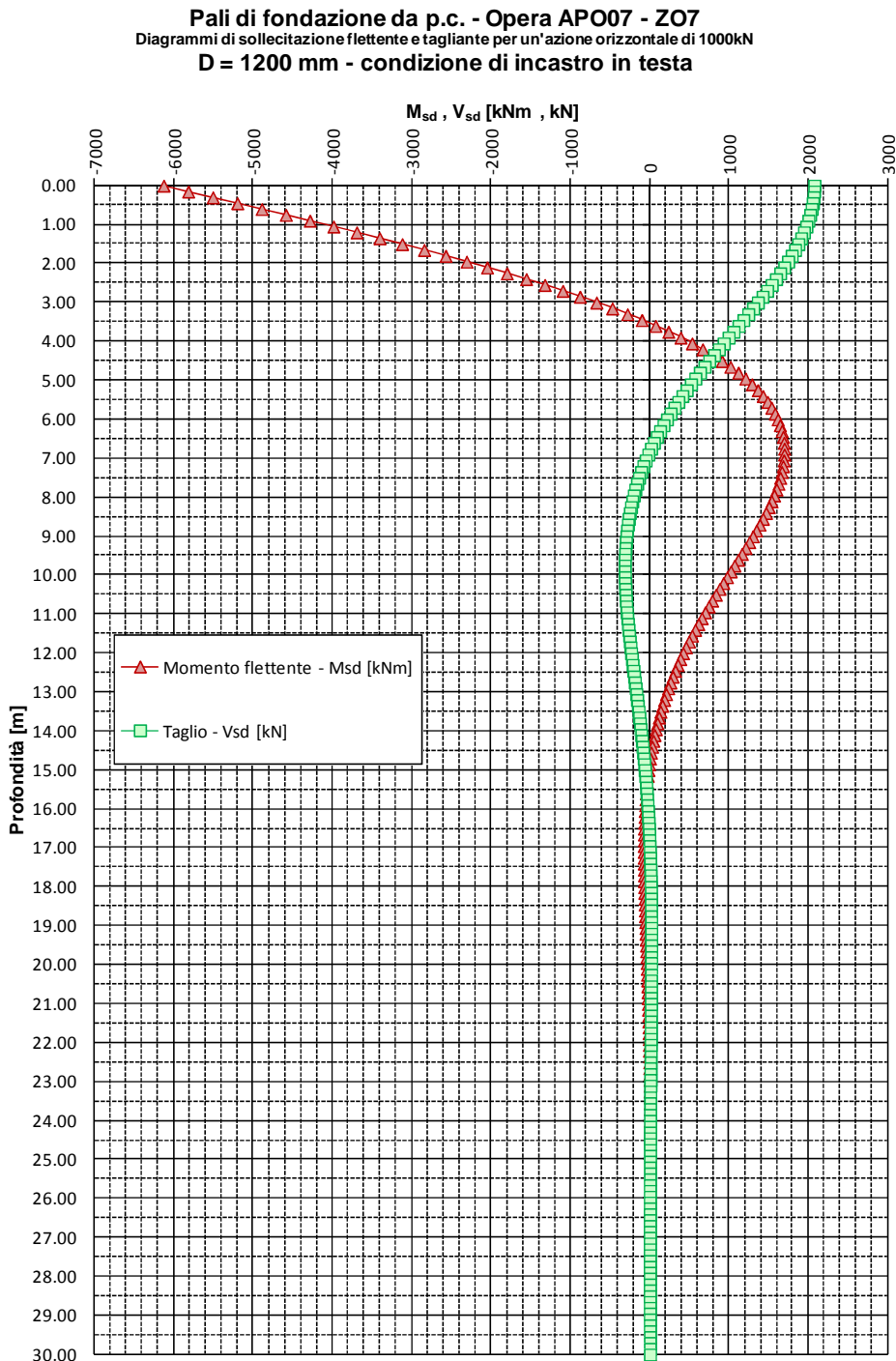
Risultano necessari n°34 Ø30 (2.1%).



7.4.1.2. Verifiche SLU: Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 7.4-5



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 7.1.10.2

Le azioni vengono amplificate con un coefficiente pari a 1.2 in accordo a quanto indicato in Relazione Geotecnica, per tenere conto dell'effetto gruppo.

### Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}; \text{ dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}_2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

**TAB. 7.4-1**

Palo $\varnothing$ 1200		cot $\theta$ = 1.0	cot $\theta$ = 1.5	cot $\theta$ = 2.0	cot $\theta$ = 2.5
$\varnothing$ - mm	s - mm	$V_{Rsd}$ - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ( $757 \cdot 1.2 = 909$  kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (545 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (182 kN) a quote inferiori a -7.5m

Conseguentemente – assumendo  $\cot\theta = 2.0$  - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**      $V_{Rsd} = 1284$  kN > 909 kN

da quota -4.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**      $V_{Rsd} = 722$  kN > 545 kN

### Verifica lato Cls.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

#### 7.4.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa  $3+4\varnothing$ . Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita per in testa verrà proseguita sino a quota -5.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -9.5m).

Dai valori SLU di TAB. 7.2-9 e tenendo conto della figura precedente si ha:

**TAB. 7.4-2**

SLU					
<b>Quota 0,0</b>			$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>6,10</b>			
SLU - Sismica kv+			3.497	-45	5.543
SLU - Sismica kv-			3.310	-205	5.543
SLU - Statica - 1			2.911	1.893	979
SLU - Statica - 2a			2.897	1.907	1.014
<b>Quota -7,0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1,80</b>			
			$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLU - Sismica kv+			3.497	-45	1.635
SLU - Sismica kv-			3.310	-205	1.635
SLU - Statica - 1			2.911	1.893	289
SLU - Statica - 2a			2.897	1.907	299

E' immediato constatare che è superfluo prendere in conto le combinazioni statiche.

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra :  $75+16 = 91$  mm (\*)

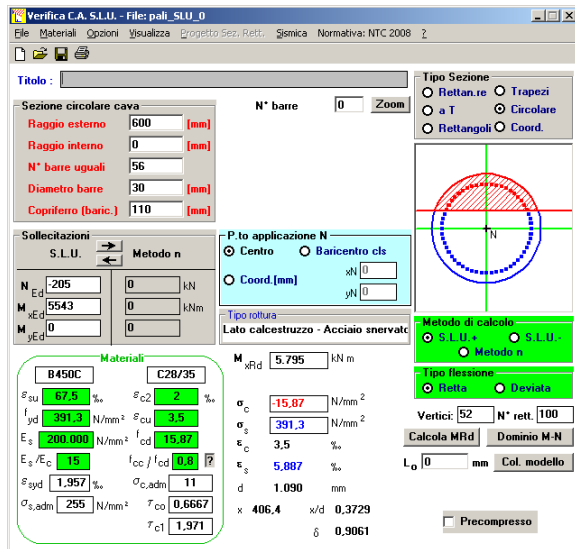
(\*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Sezione a quota 0.0 – Da quota 0.0 a quota -5.0 (Lunghezza barra 6.0 m)

Fig. 7.4-6

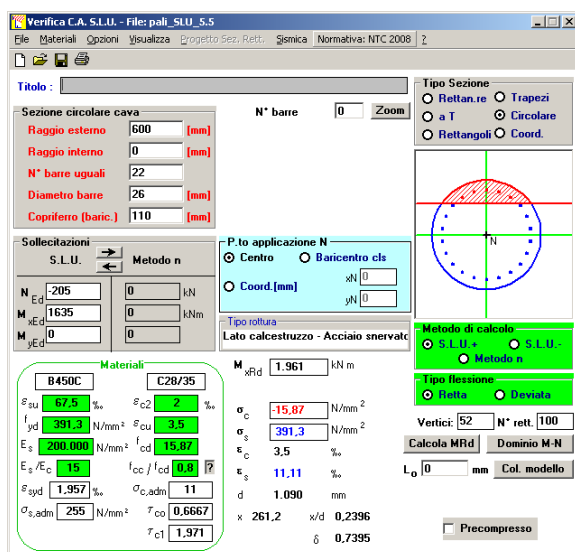


Si arma con 56 $\varnothing$ 30 (4%).

NOTA . L'interferro risulta pari a 57 mm: in fase di Progetto di Esecutivo si prevederà eventualmente la disposizione in doppio strato. Va comunque considerato che il caso è anomalo: il coefficiente moltiplicativo del taglio al fine di ottenere il moneto in testa è assai elevato (circa il 50% in più di quello riscontrato in tutti i pali della tratta). In sede di Progetto Esecutivo si approfondirà quindi il valore del suddetto coefficiente.

Sezione a quota -7.0 – Da quota -4.0 a quota -160 (Lunghezza barra 12.0 m)

Fig. 7.4-7



Si arma con 22 $\varnothing$ 26.

Da quota -15.0 a fine palo (Lunghezza barra 10.0 m)

Si arma con 12Ø20.

7.4.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

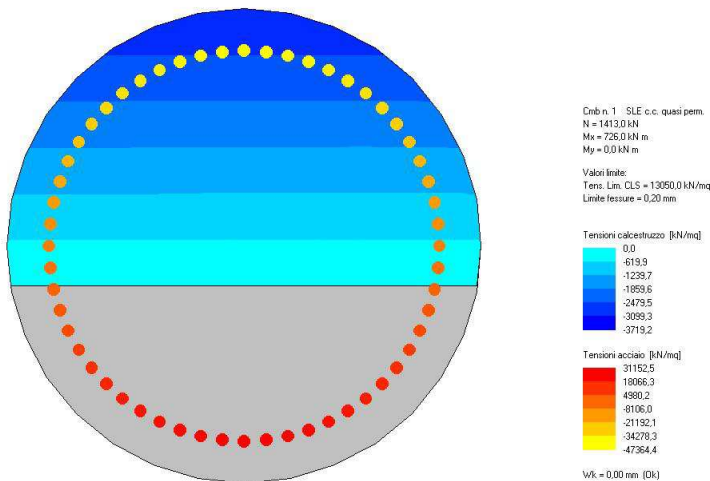
**TAB. 7.4-3**

SLE					
	<b>Quota 0,0</b>		N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.142	1.413	726
	<b>Quota -7,0</b>		N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.142	1.413	214

**Fig. 7.4-8**

Da quota 0.0 a quota -5.0 (L<sub>barra</sub> 6.5m)

Armatura: 56Ø30

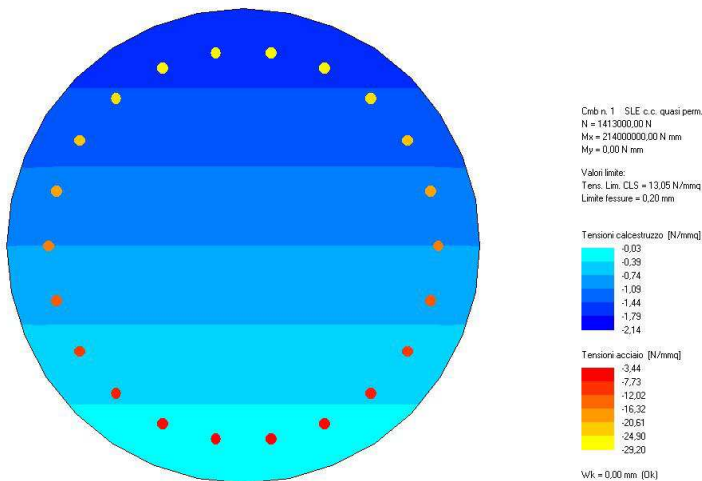


Verifica soddisfatta

Da quota -4.0 a quota -16.0 ( $L_{barra}$  12.0m)

Armatura 22Ø26

Fig. 7.4-9

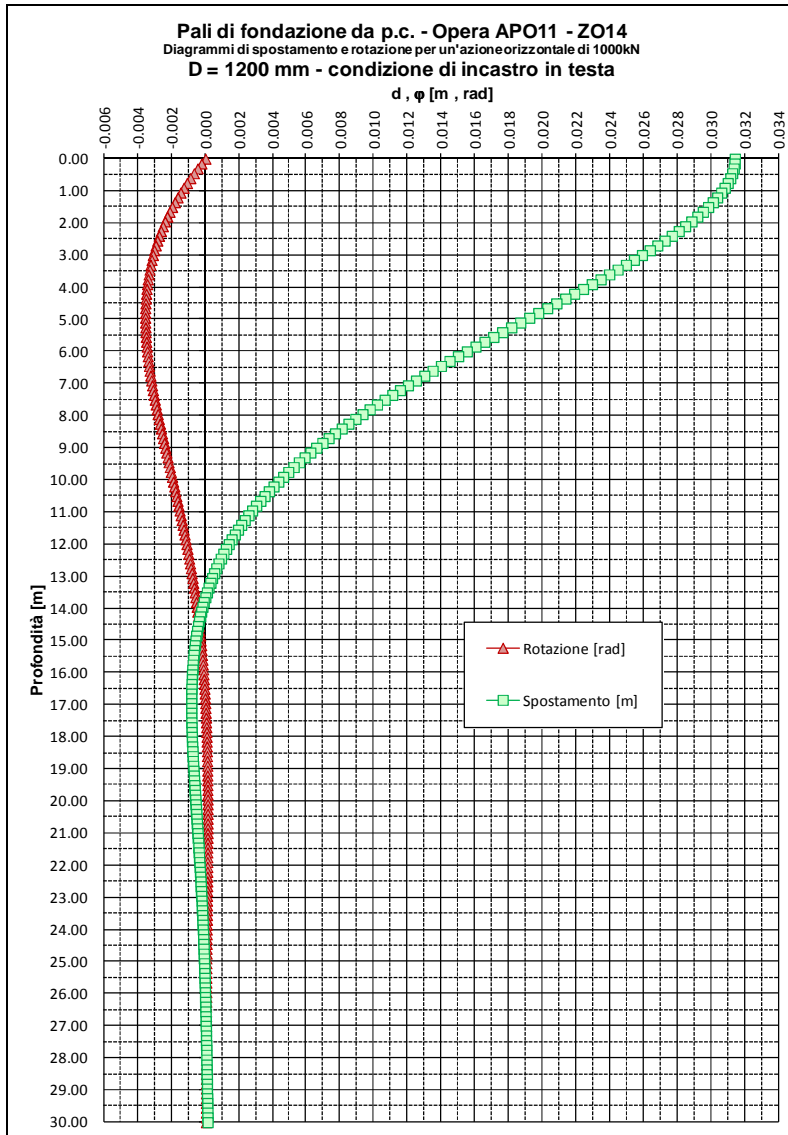


Verifica soddisfatta.

#### 7.4.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

Si riportano le curve di deformazione per azione tagliante unitaria in testa.

Fig. 7.4-10



Conseguentemente (si assumono le sole azioni peggiorative SLE, sempre amplificate del 20%) la deformazione effettiva risulta:

**TAB. 7.4-4**

DEFORMAZIONI		
Quota	0,0	H - kN
SLE - 2a		119
Coeff. 'η' da Taglio		0,031
η max - mm		4

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.

## 7.4.2. Orecchie

### 7.4.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia, come da fig.1-2, ha spessore 0.4m, lunghezza 3.5m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.3m.

Come già detto al par.5.1.9 si assume la massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere. Questa, valutata per lat 44.7925 long 11.4197 (Opera APO19, Cat. Suolo D), vale:

$$a_g = 0.376$$

Inserendo tale valore nelle espressioni di par.5.1.3, comporta:

$$k_v = 0.188 ; \theta_{\min} = 17.6^\circ \Rightarrow k_E = 0.592 ; \theta_{\max} = 24.86^\circ \Rightarrow k_E = 0.445$$

$$k_E = \text{MAX}[0.592*(1-0.188) ; 0.445*(1+1.188)] = 0.53$$

Ciò premesso, nella Fase Statica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta delle terre, trascurando il contributo di resistenza fornito dal cono di terreno anteriore - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.3 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 1.35*0.38*19.5*3.3 = 1.35*24.4 = 33.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica l'Orecchia è soggetta, oltre che al peso proprio:

- ad un regime di pressione uniforme 'p' - dovuta all'inerzia:

$$p = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2 \ll 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- ad un regime di pressioni linearmente variabili con la profondità 'q' – dovute alla spinta di Mononobe - il cui valore massimo vale, in corrispondenza degli spigoli corrispondenti all'altezza di 1.0 e 3.3 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 1.0*0.53*19.5*3.3 = 34.1 \text{ kN/m}^2 \cong 33.0 \text{ kN/m}^2$$

Una comparazione delle azioni omologhe nelle due Fasi mostra che quelle Statiche sono peggiorative. Di conseguenza si procederà con l'analisi della sola Fase Statica.

### 7.4.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.3)} = 24.4 \text{ kN/m}^2$$



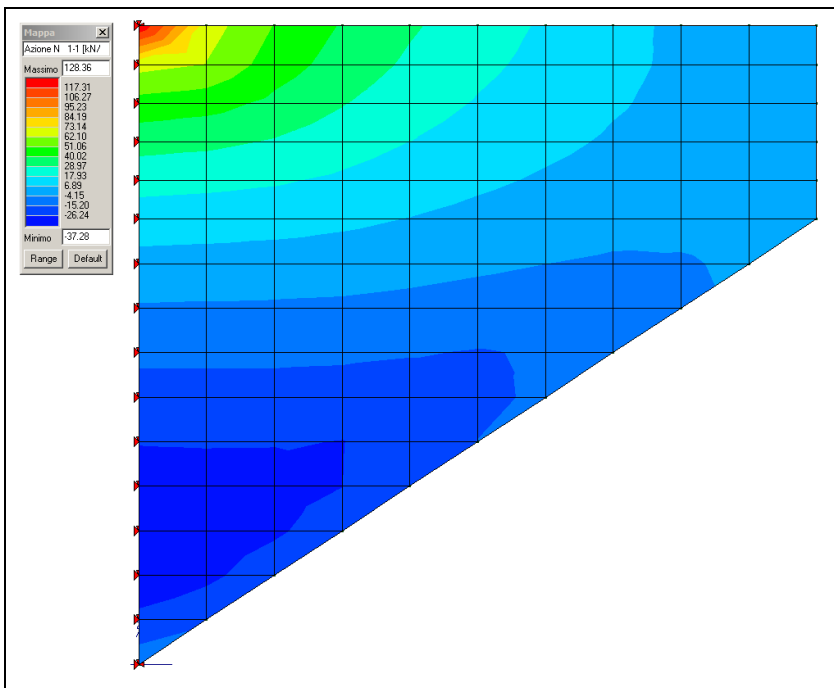
### 7.4.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE

L'Orecchia viene assunta come incastrata lungo la dimensione verticale maggiore.

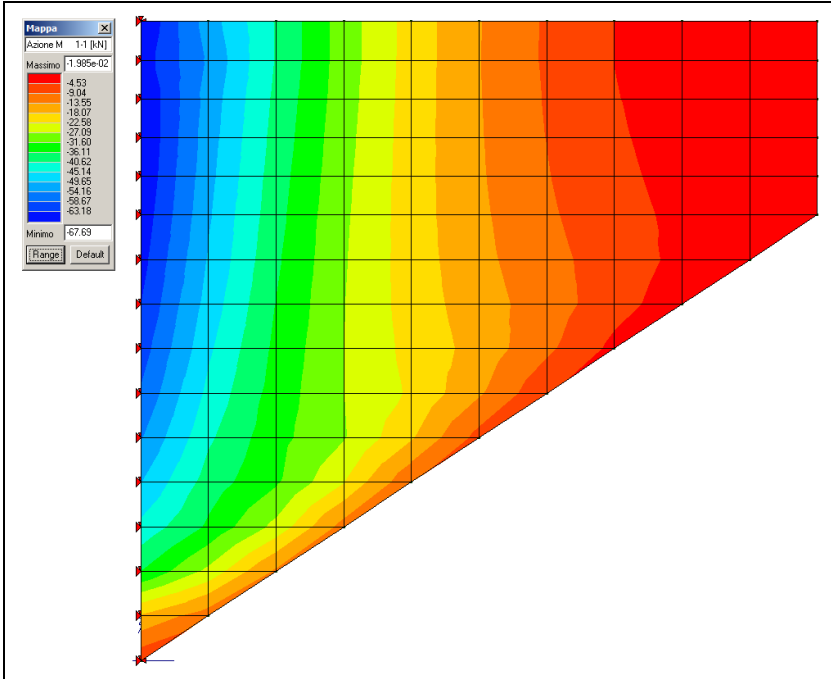
Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

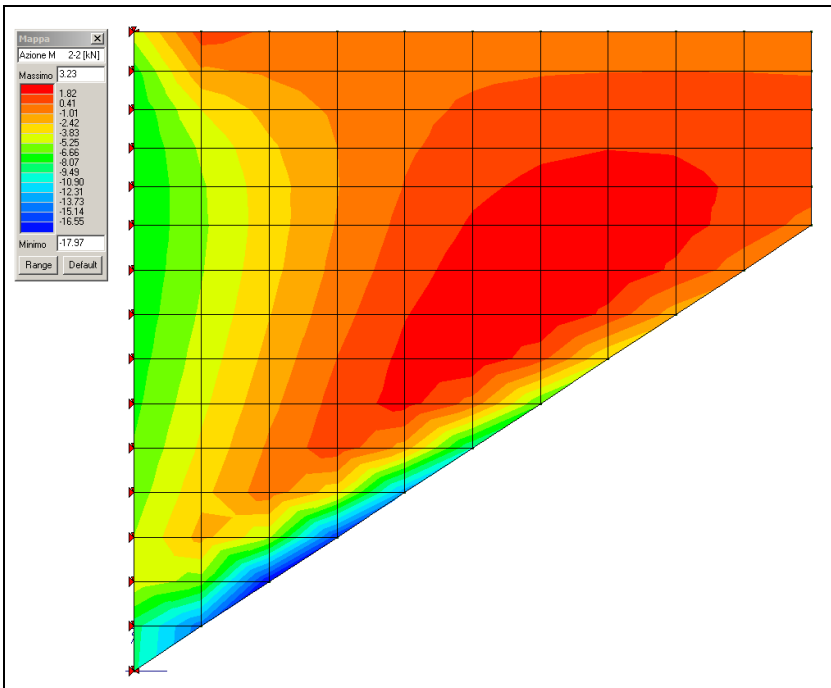
**FIG. 7.4-11 N1-1 (Nx)**



**FIG. 7.4-12 M1-1 (My)**



**FIG. 7.4-13 M2-2 (Mx)**



La sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale risulta inessenziale e non verrà preso in conto.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 68 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (128+6)/2 = 67 \text{ kN/m}$$

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura tesa costituita da  $\varnothing 16/200$ .

TAB. 7.4-5

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
<b>Acciaio B450C</b>			
<b>Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : <math>f_{ck}</math></b>	<b>35</b>	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1'000	mm	
h : Altezza	500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	60	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	60	mm	
n° barre armatura tesa	5		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	16	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	1'005	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	200	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	68	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
$A_s'$ : Armatura compressa	565	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi$ '/2]	66	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	68.0	kNm	
N : Sforzo normale	-67.0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210'000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	0.0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*(( $f_{ck}$ +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+ $\phi$ )	34'077	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha$ = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	6.16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	56	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	4.88	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	200.65	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-6.22	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	-1265	mm	NO!
d = h-c+u	-833	mm	
d' = c'+u	-1199	mm	
p = u <sup>2</sup> *2*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	1.62E+06	mm <sup>2</sup>	
q = u <sup>3</sup> *3*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d <sup>2</sup> )/b	-2.05E+09	mm <sup>3</sup>	
O = (-p) <sup>3</sup> +q <sup>2</sup>	2.18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1209	mm	
y = z - u	0.00000	mm	
Sn = b*v <sup>2</sup> /2 + n*A' <sub>s</sub> *(y-c')-n*A <sub>s</sub> *(h-c-y)	-7.73E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fed</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	509'680	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1.27E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>o</sub> : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1.07E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	4.31E+07	mm <sup>3</sup>	
f <sub>ctm</sub>	3.21		
$\sigma_c$ : f <sub>ctm</sub> /1,2	2.67	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = ( $\sigma_c$ + N/A)*W	<b>109.7</b>	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

#### 7.4.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 7.4-14 N1-1 (Nx)

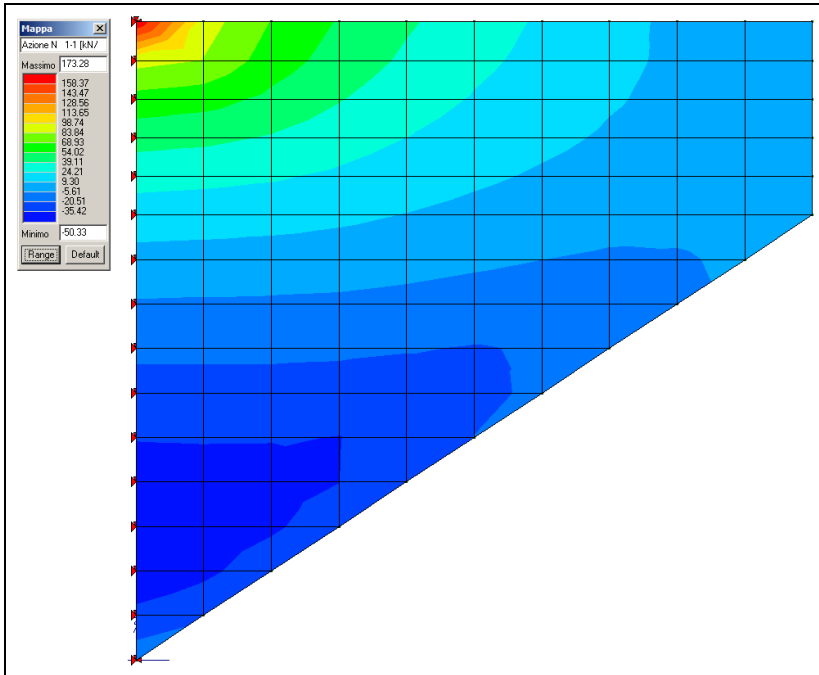


FIG. 7.4-15 M1-1 (My)

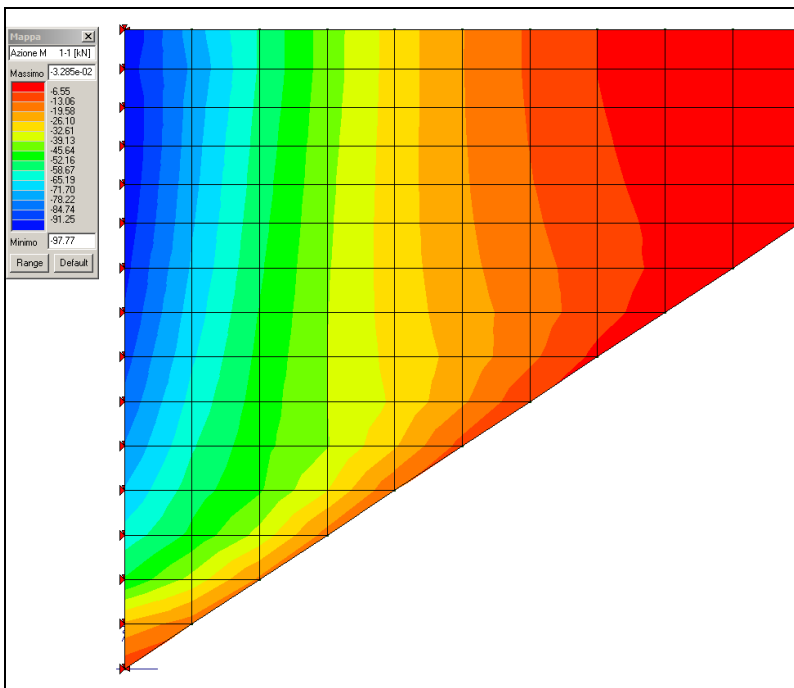


FIG. 7.4-16 V1-3

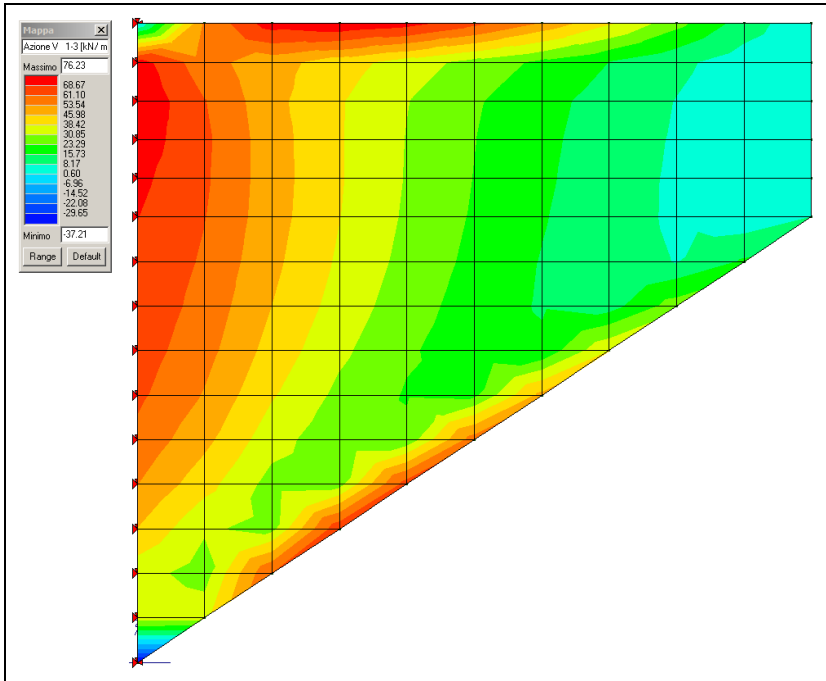
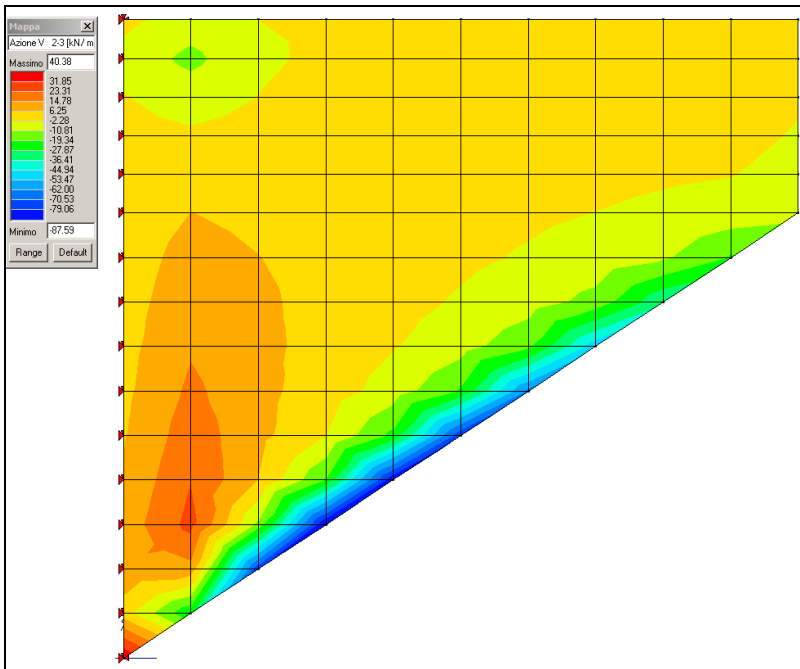


FIG. 7.4-17 V2-3



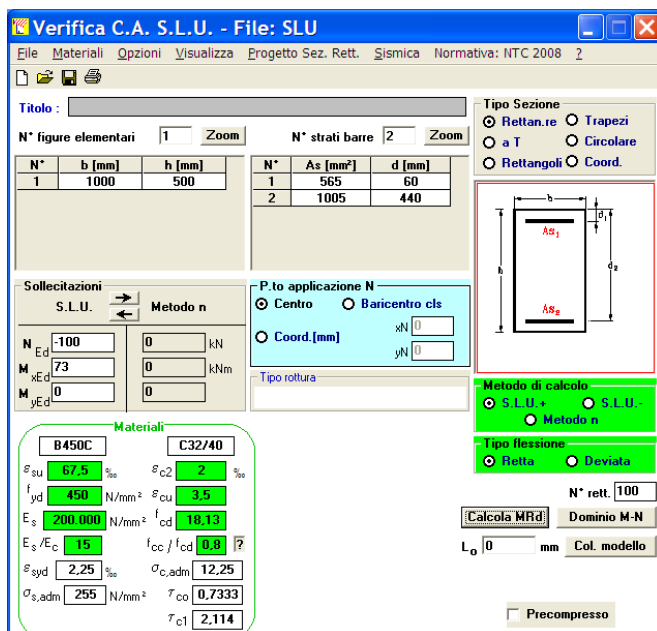
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 98 kNm/m.

Lì dove essa viene attinta (primo metro verticale in corrispondenza del lato incastrato) sussiste uno sforzo di trazione il cui valore medio (elementi di dimensione verticale pari a 0.20 m) vale circa:

$$N_{med} = (173+68)/2 = 120 \text{ kN/m}$$

**FIG. 7.4-18**



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

### Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 86 kN/m

### TAB. 7.4-6

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>86</b>	kN	
base <b>b<sub>w</sub></b>	<b>1000</b>	mm	
altezza <b>h</b>	<b>500</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>16</b>	mm	
A <sub>sl</sub> (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento <b>r</b>	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile <b>d</b>	432	mm	
ρ <sub>l</sub>	0.00233		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
A <sub>c</sub>	500000	mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cp</sub>	0.000	MPa	
f <sub>ck</sub>	<b>32</b>	MPa	
γ	<b>1.50</b>		
ingranamento inerti = k	1.680		
VR <sub>d</sub>	170.1	kN	
v <sub>min</sub>	0.43	kN	
	186.3	kN	
<b>VR<sub>d</sub></b>	<b>186</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>OK</b>		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

### 7.4.3. Paraghiaia

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche il paraghiaia (spessore 0.60 m) viene trattato in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188 ; k_E = 0.53$$

Considerato che l'altezza del paraghiaia è condizionato dall'altezza della trave e che questa può arrivare a 3.0 m, si sviluppa un'analisi di validità generale per altezze di paraghiaia sino a 4.3 m.

Volendo attribuire alla presente trattazione una validità generale per tutti i paraghia presenti su spalle che sostengono impalcati in acciaio, chiuse o aperte che siano:

- si assume un coefficiente di spinta peggiorativo valutato in condizioni 'a riposo' ( $1 - \sin 38^\circ = 0.38$ ), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse
- si considera l'inerzia del terreno inscatolato (per una lunghezza retrostante pari a 4.15 m), da prendersi in conto in realtà solo per le spalle chiuse.
- Le sollecitazioni sono sempre riferite ad una fascia di profondità pari a 1,0 m.

#### 7.4.3.1. Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica

- Azioni verticali

$$\text{Peso proprio} : 25 \cdot 0.60 \cdot 4.3 = 64.3 \text{ kN}$$

- Azioni orizzontali

$$\text{Peso proprio} : q = 0.376 \cdot 25 \cdot 0.60 = 5.6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Terreno inscatolato} : q = 0.376 \cdot 19.5 \cdot 4.15 = 30.4 \text{ kN/m}$$

$$\text{Spinta delle terre} : q_{\max} = 19.5 \cdot 0.53 \cdot 4.3 = 44.4 \text{ kN/m}$$

- Sollecitazioni alla base

$$N = 64.3 \text{ kN} ; \quad H = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3 + 44.4 \cdot 4.3 / 2 = 246.4 \text{ kN}$$

$$M = (5.6 + 30.4) \cdot 4.3^2 / 2 + 44.4 \cdot 4.3^2 / 6 = 461.3 \text{ kNm}$$



#### 7.4.3.2. Sollecitazioni – SLU: Fase Statica

- Azioni verticali

Peso proprio : 64.3 kN/m

Azione  $Q_{1k} = 300$  kN (n°2 carichi posti a distanza trasversale 2.0 m)

- Azioni orizzontali

Spinta delle terre :  $q_{max} = 19.5 \cdot 0.38 \cdot 4.3 = 31.9$  kN/m

Sovraccarico :  $q = 25.0 \cdot 0.38 = 9.5$  kN/m

Azione di Frenatura :  $H = 180$  kN

- Sollecitazioni alla base

Si considera una diffusione delle azioni concentrate a 45°

Di conseguenza i carichi  $Q_{1k}$  vengono considerati agenti su una lunghezza trasversale pari a:

$$B1 = 2.0 + 2 \cdot 4.3 = 10.6 \text{ m}$$

mentre l'azione da Frenatura viene considerata agente su una lunghezza trasversale pari a:

$$B2 = 2 \cdot 4.3 = 8.6 \text{ m}$$

$$N = 1.35 \cdot 64.3 + 1.35 \cdot 300 / 10.6 = 125.0 \text{ kN/m}$$

$$H = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3 / 2 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3 + 1.35 \cdot 180 / 8.6 = 182.1 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.35 \cdot 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 1.50 \cdot 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 1.35 \cdot 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 386.0 \text{ kN/m}$$

#### 7.4.3.3. Sollecitazioni – SLE

$$N = 64.3 + 300 / 10.6 = 92.6 \text{ kN/m}$$

$$M = 31.9 \cdot 4.3^2 / 6 + 9.5 \cdot 4.3^2 / 2 + 180 \cdot 4.3 / 8.6 = 276.0 \text{ kN/m}$$

#### 7.4.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da  $\varnothing 20/100$  controterra e  $\varnothing 16/200$  all'esterno

TAB. 7.4-7

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	600	mm	
r : Ricoprimento barre tese	70	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	70	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
$A_s$ : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+ $\phi$ /2]	80	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
$A'_s$ : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	78	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	276,0	kNm	
N : Sforzo normale	92,6	kN	
$E_s$ : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità $\phi$	0,0		0 : breve durata; 1,5 : lunga durata
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	34.077	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6,16		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	131	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	9,20	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	169,05	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma'_s$ : Tensione acciaio compresso	21,96	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
$u = M/N - h/2$	2681	mm	>-h/3
$d = h - c + u$	3201	mm	
$d' = c' + u$	2759	mm	
$p = u^2 * 2 * n * (A'_s * d' + A_s * d) / b$	7,03E+06	mm <sup>2</sup>	
$q = u^2 * 3 * n * (A'_s * d'^2 + A_s * d^2) / b$	1,85E+10	mm <sup>3</sup>	
$Q = (-p)^3 + q^2$	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	2811	mm	
	0,00000		
y = z - u	131	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A'_s * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	1,31E+06	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>f,crd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha*(A_s+A'_s)$ ]	625.555	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,85E+08	mm <sup>3</sup>	
$Y_o$ : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	6,51E+07	mm <sup>3</sup>	
$f_{ctm}$	3,21		
$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
$M_{f,crd} = (\sigma_t + N/A) * W$	183,8	kNm	
<b>M<sub>f,crd</sub> &lt; M : occorre procedere a verifica di apertura fessure</b>			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Elementi preparatori</b>			
$A_{cs}$ : Area "effettiva" cls = $\text{Min}[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]$	156.468	mm <sup>2</sup>	
$\rho$ : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva cls)	0,0201		
$w_{amm}$ : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
$E_s$ : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm <sup>2</sup>	
$i_s$ : distanza tra barre tese min	100	mm	
$k_s$	0,4		0.6: breve durata; 0.4: lunga durata
$k_1$	0,80		barre aderenza migliorata
$k_2$	0,50		flessione
$k_3$	3,40		
$k_4$	0,425		
<b>Distanza media tra le fessure "<math>s_{rm}</math>"</b>			
limite spaziatura barre : $5*(r+\phi/2)$	400	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
<b>Distanza media tra le fessure "<math>\Delta_{smax}</math>"</b>			
$\Delta_{smax} = k_3*r + k_1*k_2*k_4*\phi/\rho$	407,3384	%	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "<math>\epsilon_{sm}</math>"</b>			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s*f_{ctm}/\rho*(1+\alpha*p))/E_s] ; 0,6*\sigma_s/E_s]$	0,0005		
<b>Apertura delle fessure "<math>w_i</math>"</b>			
$w_i = s_{rm}*\epsilon_{sm}$	0,197	mm	< $w_{amm}=0,2$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 7.4.3.5. Verifiche SLU: Taglio

Il Taglio massimo risulta attinto nella Fase Sismica (246.4 kN/m). Si ipotizza in prima approssimazione un'armatura verticale costituita da  $\phi 20/100$ . Prudenzialmente si trascura l'effetto benefico dell'azione normale di compressione.

TAB. 7.4-8

#### VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - $V_{Sd}$	246,4	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	20	mm	
Asl (tesa)	3142	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	70	mm	
altezza utile d	530	mm	
pl	0,00593		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	0,000	MPa	
fck	32	MPa	
$\gamma$	1,50		
ingranamento inerti = k	1,614		
VRd	273,8	kN	
vmin	0,41	kN	
	215,2	kN	
VRd	274	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Non risulta necessaria armatura a Taglio.

### 7.4.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 7.4-19 FASE SISMICA

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag\_PSFlex\_Sis**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 64,3 kN  
M<sub>xEd</sub>: 461,3 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 450 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
τ<sub>co</sub>: 0,7333 τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 724,6 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 18,45 ‰  
d: 540 mm  
x: 86,11 x/d: 0,1595 δ: 0,7

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello  
Precompresso

FIG. 7.4-20 FASE STATICA

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag\_PSFlex\_Stat**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: \_\_\_\_\_

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	600	1	1005	60
			2	3142	540

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 125 kN  
M<sub>xEd</sub>: 386 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 450 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
τ<sub>co</sub>: 0,7333 τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 738,6 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 450 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 17,71 ‰  
d: 540 mm  
x: 89,12 x/d: 0,165 δ: 0,7

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello  
Precompresso

### 7.4.4. Pareti di risvolto

Si premette che, come dichiarato al par. 5.1.7, la pressione conseguente all'inerzia del terreno per sisma agente in direzione trasversale è stata assunta come uniforme lungo l'altezza, con valore pari a quello della larghezza del cuneo di spinta valutata in sommità. In realtà la pressione dovuta al cuneo di spinta ha andamento triangolare lungo l'altezza, con vertice in basso. Di conseguenza le sollecitazioni ottenute sulla parete tramite il Codice di Calcolo sono sovradimensionate di circa il 20% (risultato ottenuto sviluppando analisi di dettaglio qui non riportate).

#### 7.4.4.1. Armature Orizzontali

Vengono riportate le sole armature tese (controterra). Il lato dell'orecchia è quello sinistro.

Fig. 7.4-21 - SLU

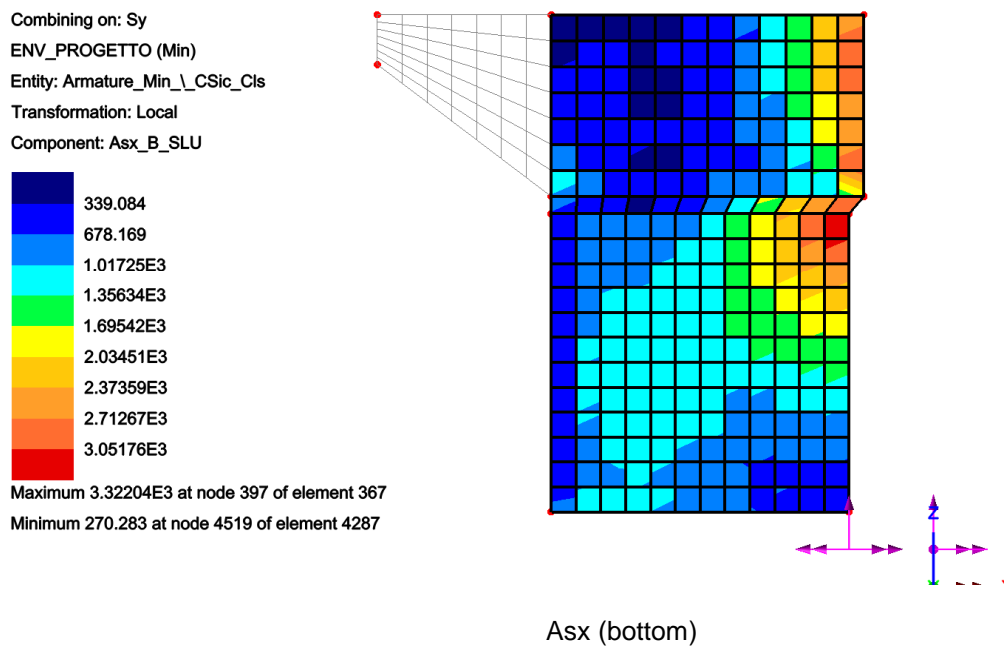
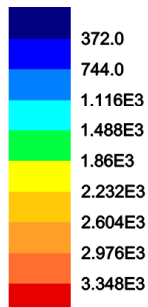
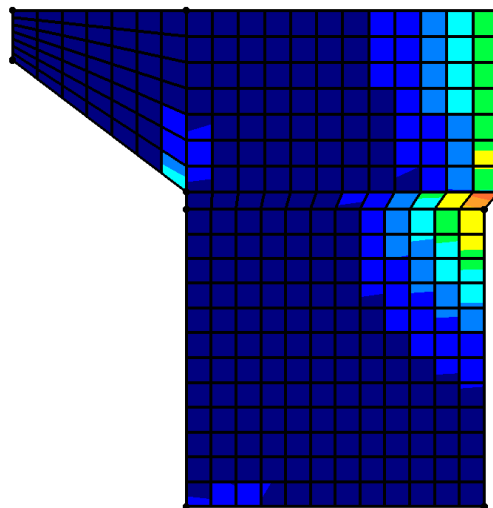


FIG. 7.4-22 - SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_B\_SLE



Maximum 3.353E3 at node 534 of element 4288  
 Minimum 5.0 at node 4374 of element 4158



z

Asx (bottom)

- Zona superiore di spessore 500 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 3052 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 mm<sup>2</sup>/m) . All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 3353 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 mm<sup>2</sup>/m) per una lunghezza di 2.0 m, seguito da Ø20/200. All'esterno si adotta Ø16/200.

### 7.4.4.2. Armature Verticali

Vengono riportate le sole armature tese (controterra)

Fig. 7.4-23 - SLU

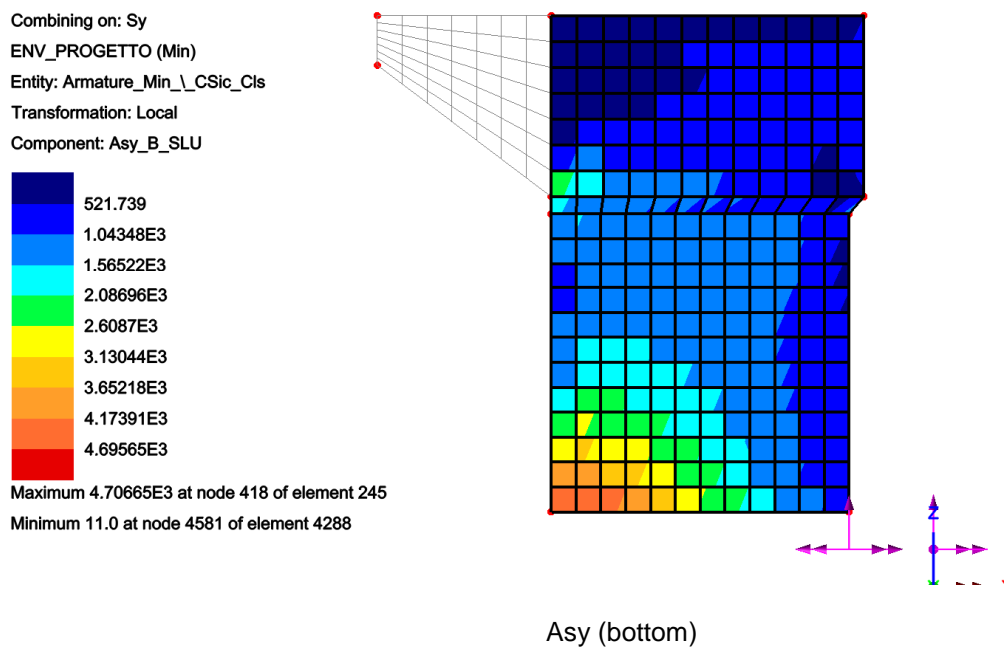
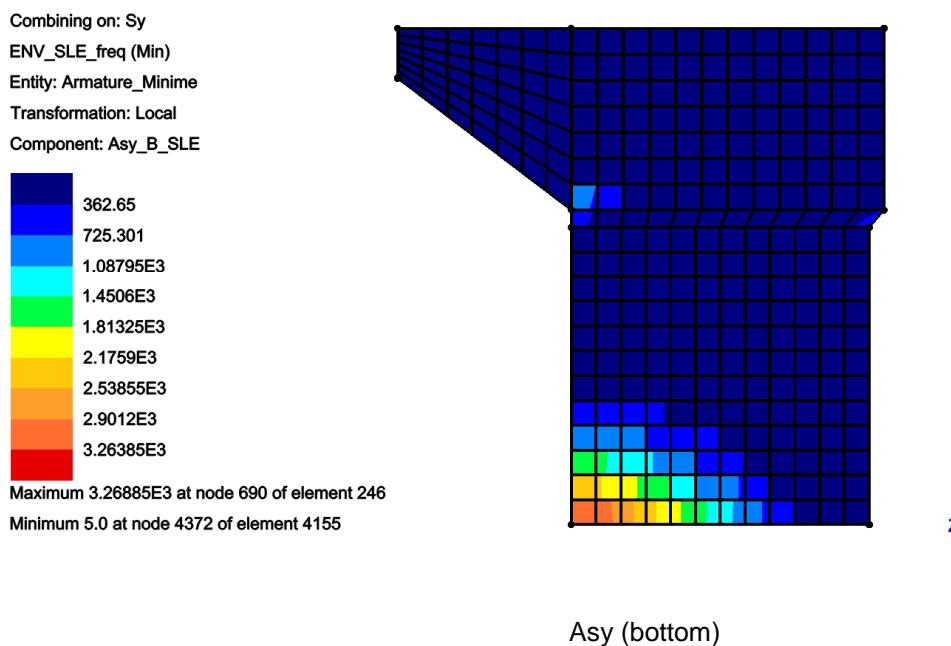


Fig. 7.4-24 – SLE



- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo le zone interferite dalla discontinuità dello spessore, risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 2080 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm<sup>2</sup>/m) per una lunghezza di 2.0 m a partire dall'attacco con l'orecchia, seguito da Ø20/200. All'esterno si adotta Ø16/200.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 4707 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 mm<sup>2</sup>/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

#### 7.4.4.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica (ipotizzando un'armatura tesa minimale).

**TAB. 7.4-9 – SPESSORE 500 MM**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - VSd	<b>205</b>	kN	
base bw	<b>1.000</b>	mm	
altezza h	<b>500</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
Asl (tesa)	2454	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile d	427,5	mm	
ρl	0,00574		
Nsd (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
Ac	500000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0,000	MPa	
fck	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,684		
VRd	234,9	kN	
vmin	0,45	kN	
	193,4	kN	
<b>VRd</b>	<b>235</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		



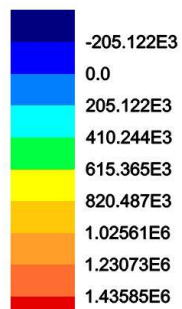
**TAB. 7.4-10 – SPESSORE 1100 MM**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>V</b> Sd	<b>205</b>	kN	
base bw	<b>1.000</b>	mm	
altezza h	<b>1.100</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>5</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
Asl (tesa)	2454	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile d	1027,5	mm	
pl	0,00239		
Nsd (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
Ac	1100000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0,000	MPa	
fck	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,441		
VRd	360,7	kN	
vmin	0,36	kN	
	368,1	kN	
<b>VRd</b>	<b>368</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

**FIG. 7.4-25 TAGLIO IN DIR. VERT. Z**

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Max)  
 Entity: Force/Moment - Thick Shell  
 Component: Sy



Maximum 1.47123E6 at node 377  
 Minimum -374.862E3 at node 522

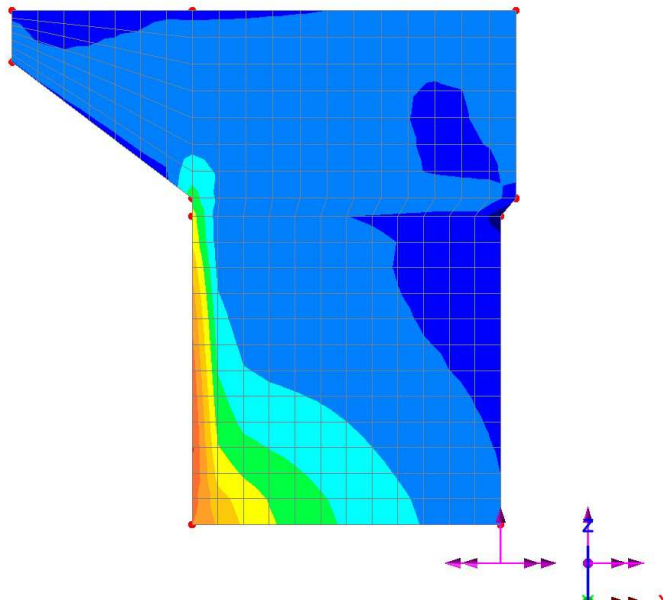
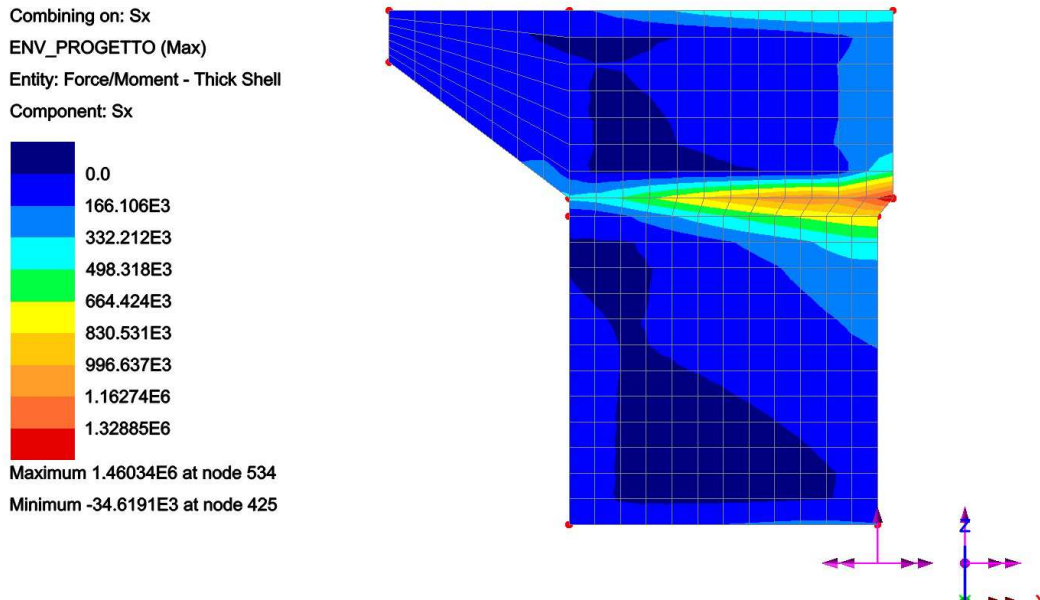


FIG. 7.4-26 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y



- Zona superiore di spessore 500 mm

Escludendo una prima fascia orizzontale a partire dall'attacco con l'orecchia – interferita dallo spigolo acuto – e una prima fascia verticale a partire dalla variazione di spessore – interferita dalla discontinuità - il taglio massimo risulta pari a 205kN/m < 235 kN/m.

Non risulta necessaria armatura specifica.

- Zona inferiore di spessore 1100 mm

Si ribadisce che le sollecitazioni ottenute sono sovradimensionate, per quanto esposto in testa al paragrafo.

Lungo tutta l'altezza, per i primi 1.5 m a partire dal lato libero, il valore medio risulta:

$$V = (1230 + 664) / 2 = 947 \text{ kN/m.}$$

Risulta necessaria armatura specifica.

Adottando spilli  $\varnothing 12 / 200 \times 200$  si ha:

TAB. 7.4-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>947</b>	kN	
base sezione - $b_w$	<b>1000</b>	mm	
altezza totale sezione - $h$	<b>1100</b>	mm	
$c_i$ (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	<b>50</b>	mm	
altezza utile sezione - $d$	1050	mm	
$z$ braccio della coppia interna = $0.9d$ o $0.8h$	945		
$f_{ck}$	<b>35</b>	MPa	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	19,83	MPa	
$f_{ywd}$	<b>391,3</b>	MPa	
$v$ utilizzato = 0.5	<b>0,50</b>		
$\cot \theta$	<b>1,000</b>		$1,0 < \cot \theta < 2,5$ [4.1.16]
$\theta$ (°)	45,00		
numero bracci spilli - $n$	<b>5</b>		
spilli $\varnothing$	<b>12</b>	mm	
Area staffa singola - $A_{st}$	113,1	mm <sup>2</sup>	
passo spilli - $s$	<b>200</b>	mm	
$A_{st} / s$	2,83	mm <sup>2</sup> /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - <b>VR<sub>cd</sub></b>	<b>4.686</b>	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - <b>VR<sub>sd</sub></b>	<b>1.046</b>	kN	[eq 4.1.18]
<b>sezione verificata</b>			
condizione da soddisfare: $A_{sw} \cdot f_{ywd} / (b_w \cdot s) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$	0,22	$\leq$	4,96
<b>condizione soddisfatta</b>			

Successivamente i valori risultano compresi tra 410 e 206 kN/m.

Il taglio limite per non ricorrere ad armatura specifica è risultato pari a 454 kN/m (Tab. 6.4-10).

Non viene ritenuta necessaria alcuna armatura specifica.

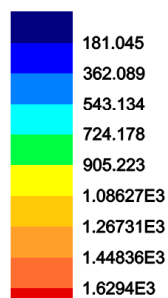
### 7.4.5. Parete centrale

#### 7.4.5.1. Armature Verticali

Vengono riportate le sole armature tese (contro terra)

Fig. 7.4-27 - SLU

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\\_CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asy\_B\_SLU



Maximum 1.6634E3 at node 912 of element 611  
 Minimum 34.0 at node 782 of element 584

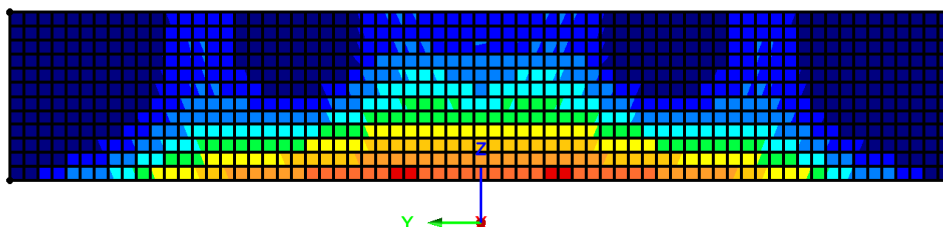
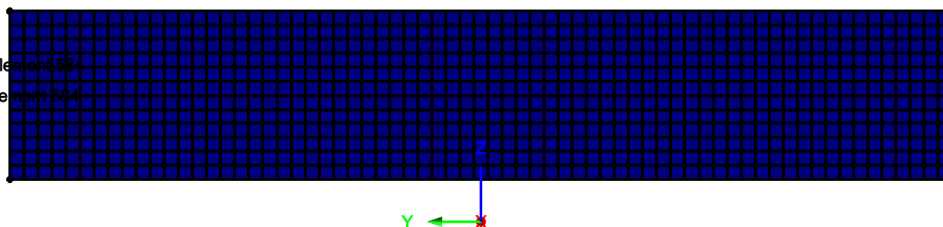


Fig. 7.4-28 - SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asy\_B\_SLE



Maximum 34.0 at node 782 of element 584  
 Minimum 34.0 at node 782 of element 584



Alla base risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1664 mm<sup>2</sup>/m.

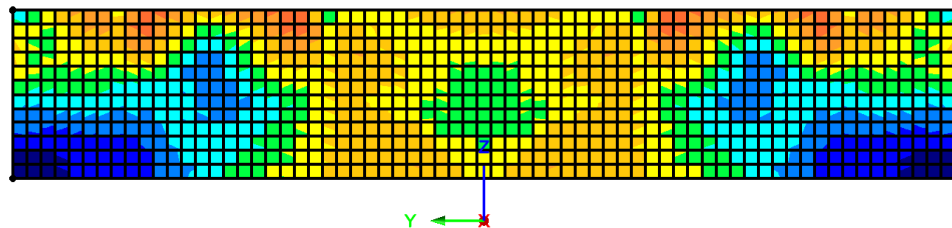
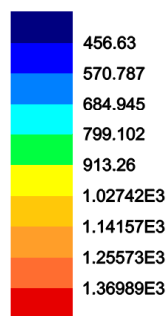
Si arma con barre di ripresa Ø25/100 (4900 mm<sup>2</sup>/m). All'esterno si adotta Ø16/200.

### 7.4.5.2. Armature Orizzontali

#### Lato controterra

Fig. 7.4-29 – SLU

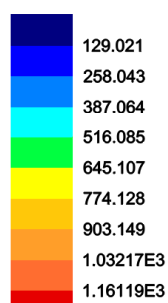
Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\\_CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_B\_SLU



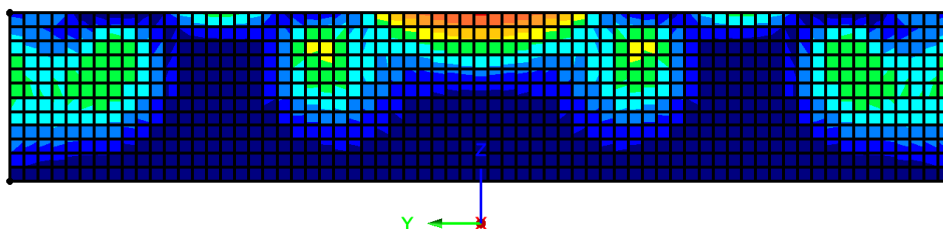
Maximum 1.38514E3 at node 641 of element 1330  
 Minimum 357.723 at node 804 of element 585

**FIG. 7.4-30 - SLE**

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_B\_SLE



Maximum 1.19519E3 at node 664 of element 1354  
 Minimum 34.0 at node 804 of element 584



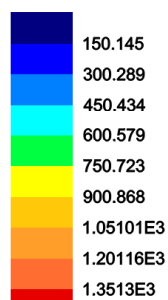
Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1386 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm<sup>2</sup>/m).

### Lato esterno

**FIG. 7.4-31 – SLU**

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_T\_SLU



Maximum 1.3853E3 at node 680 of element 1369  
 Minimum 34.0 at node 806 of element 586

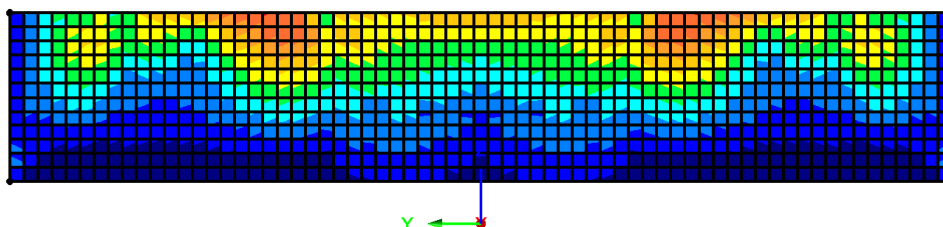
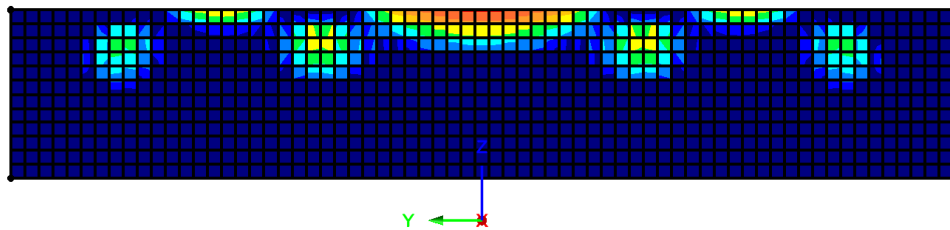
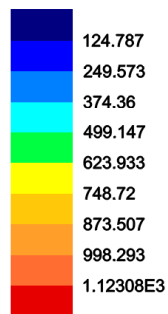


FIG. 7.4-32 - SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_T\_SLE



Maximum 1.15708E3 at node 665 of element 1355  
 Minimum 34.0 at node 782 of element 584

Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1386 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm<sup>2</sup>/m).

### 7.4.5.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

**TAB. 7.4-12 – SPESSORE 3400 MM**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>728</b>	kN	
base <b>b<sub>w</sub></b>	<b>1.000</b>	mm	
altezza <b>h</b>	<b>3.400</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>10</b>		
ϕ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
Asl (tesa)	4909	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento <b>r</b>	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile <b>d</b>	3327,5	mm	
ϕ <sub>l</sub>	0,00148		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
A <sub>c</sub>	3400000	mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cp</sub>	0,000	MPa	
f <sub>ck</sub>	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,245		
<b>VR<sub>d</sub></b>	859,3	kN	
v <sub>min</sub>	0,29	kN	
	957,3	kN	
<b>VR<sub>d</sub></b>	<b>957</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

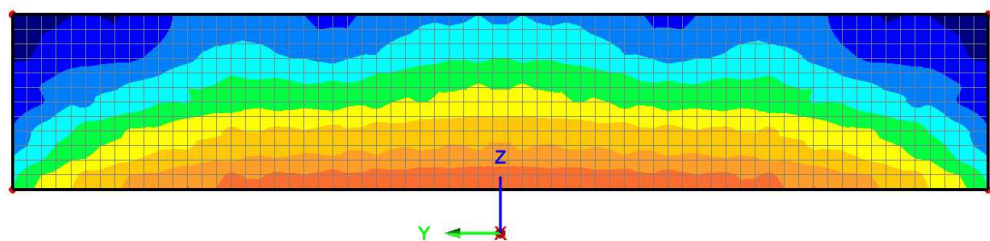
**FIG. 7.4-33 TAGLIO IN DIR. VERT. Z**

Combining on: Sy  
ENV\_PROGETTO (Max)  
Entity: Force/Moment - Thick Shell  
Transformation: Local  
Component: Sy



Maximum 822.787E3 at node 835

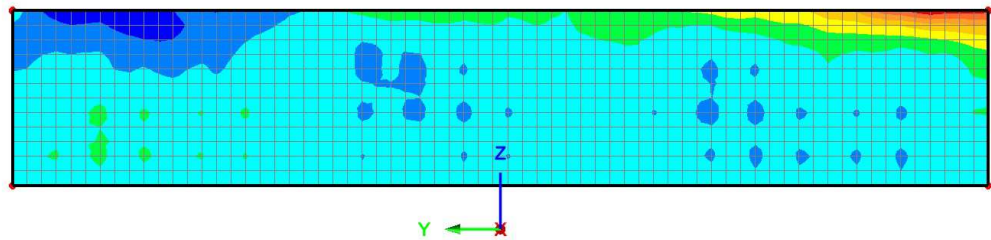
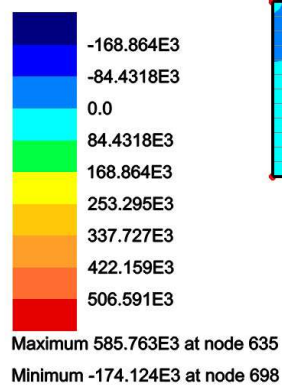
Minimum 4.31911E3 at node 951





**FIG. 7.4-34 TAGLIO IN DIR. ORIZ. Y**

Combining on: Sx  
 ENV\_PROGETTO (Max)  
 Entity: Force/Moment - Thick Shell  
 Transformation: Local  
 Component: Sx



Escludendo la zona interferita dall'attacco con il paraghiaia il taglio massimo risulta pari a 728 kN/m < 978 kN/m (Tab. 5.4-12).

Non risulta necessaria armatura specifica.

### 7.4.6. Fondazione

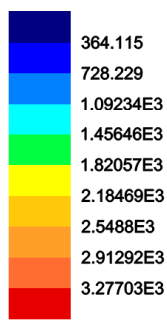
La fondazione qui riportata rappresenta la sola parte 'interna'. La parte sporgente anteriormente dalla parete centrale verrà analizzata in base ad un'analisi locale, riportata in coda al presente paragrafo.

#### 7.4.6.1. Armature in direzione longitudinale (asse ponte)

#### Estradosso

Fig. 7.4-35 – SLU

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\\_CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_T\_SLU



Maximum 3.3273E3 at node 3314 of element 2976  
 Minimum 50.2691 at node 3249 of element 2905

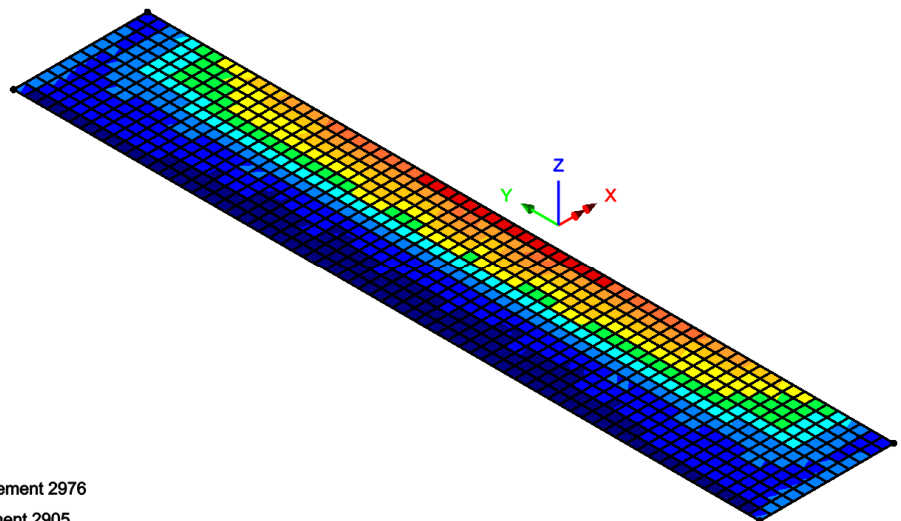
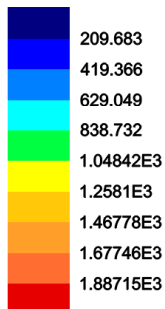
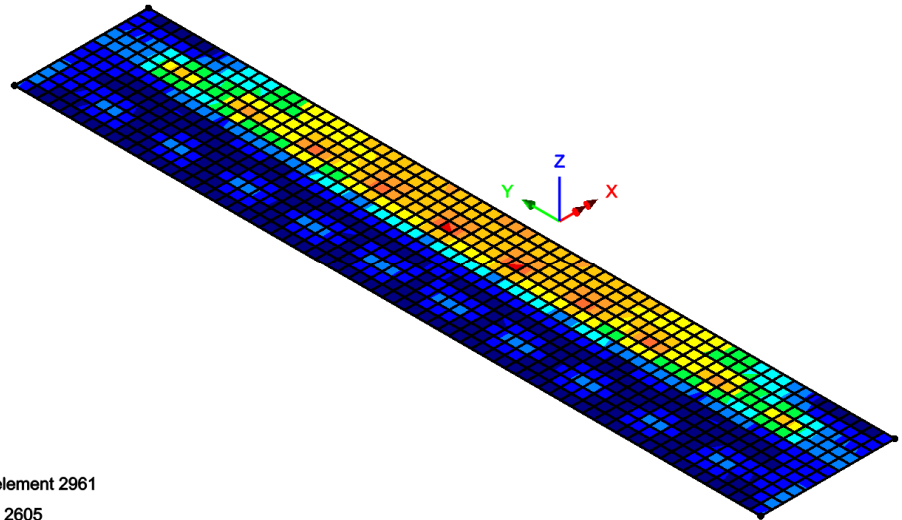


FIG. 7.4-36 – SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_T\_SLE



Maximum 1.90215E3 at node 3300 of element 2961  
 Minimum 15.0 at node 2954 of element 2605



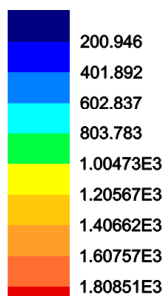
Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 3328 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/100 (4900 mm<sup>2</sup>/m).

### Intradosso

FIG. 7.4-37 – SLU

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\\_CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_B\_SLU



Maximum 1.82351E3 at node 3636 of element 3316  
 Minimum 15.0 at node 3009 of element 2653

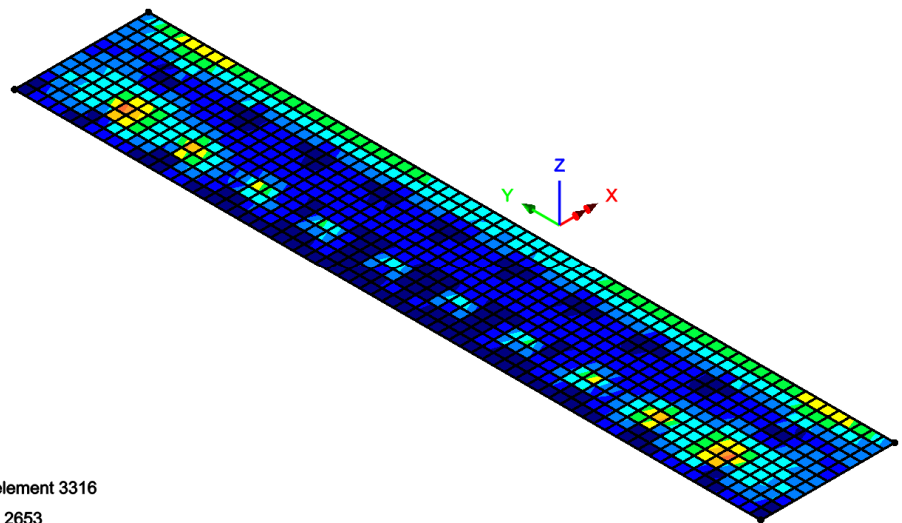
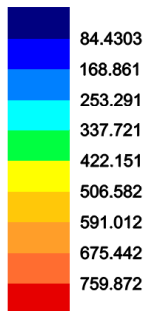
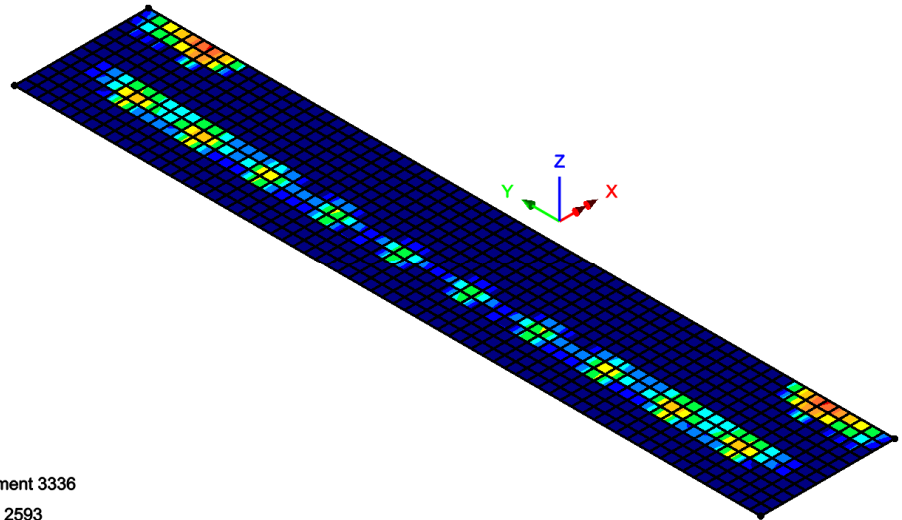


Fig. 7.4-38 – SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asx\_B\_SLE



Maximum 774.872 at node 2871 of element 3336  
 Minimum 15.0 at node 2953 of element 2593



Risulta necessaria al massimo un'armatura (MAX : SLU) pari a 1824 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm<sup>2</sup>/m).

## 7.4.6.2. Armature in direzione trasversale

### Estradosso

FIG. 7.4-39 – SLU

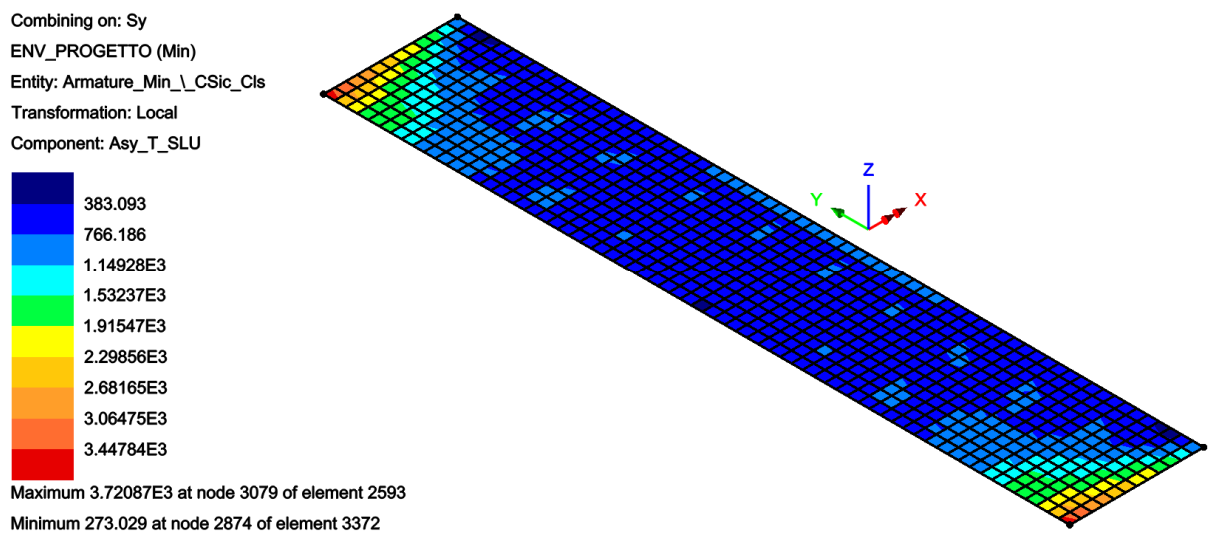
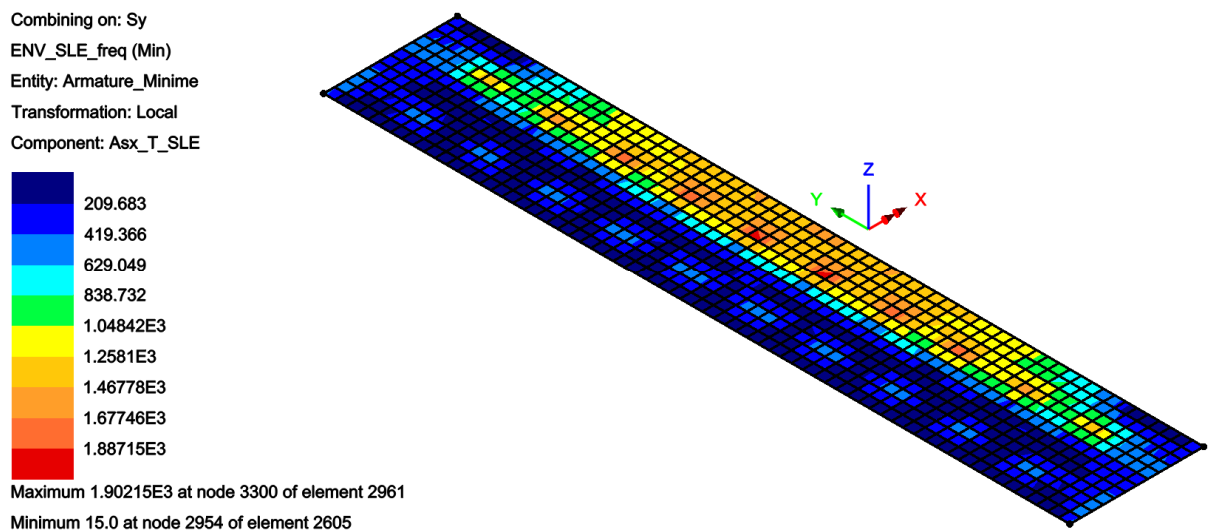


FIG. 7.4-40 – SLE



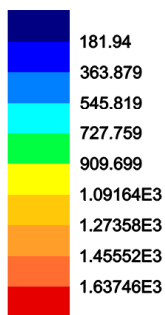
Escludendo i picchi locali risulta necessaria un'armatura (MAX : SLU) pari a 2200 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø25/200 (2450 mm<sup>2</sup>/m).

## Intradosso

Fig. 7.4-41 – SLU

Combining on: Sy  
 ENV\_PROGETTO (Min)  
 Entity: Armature\_Min\_\\_CSic\_Cls  
 Transformation: Local  
 Component: Asy\_B\_SLU



Maximum 1.65246E3 at node 3010 of element 2667  
 Minimum 15.0 at node 2955 of element 2595

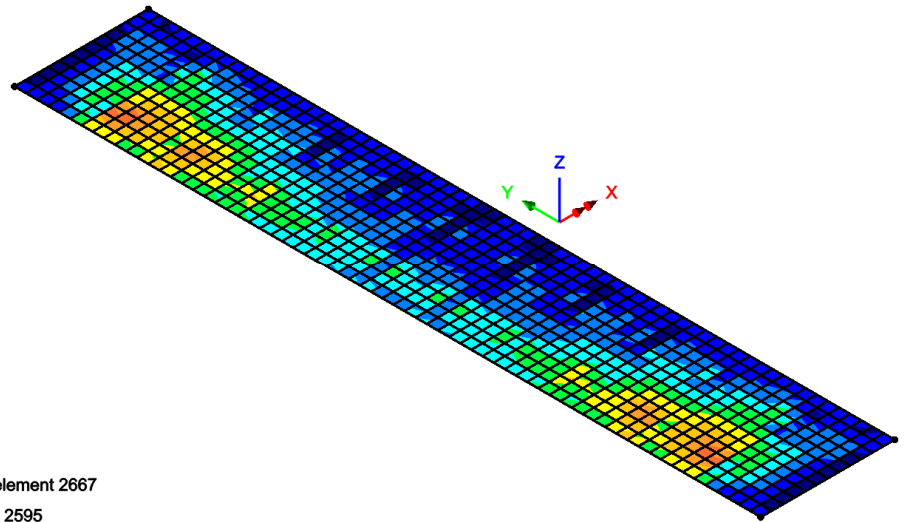
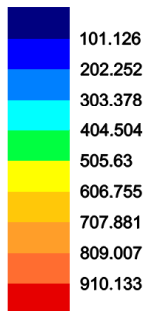
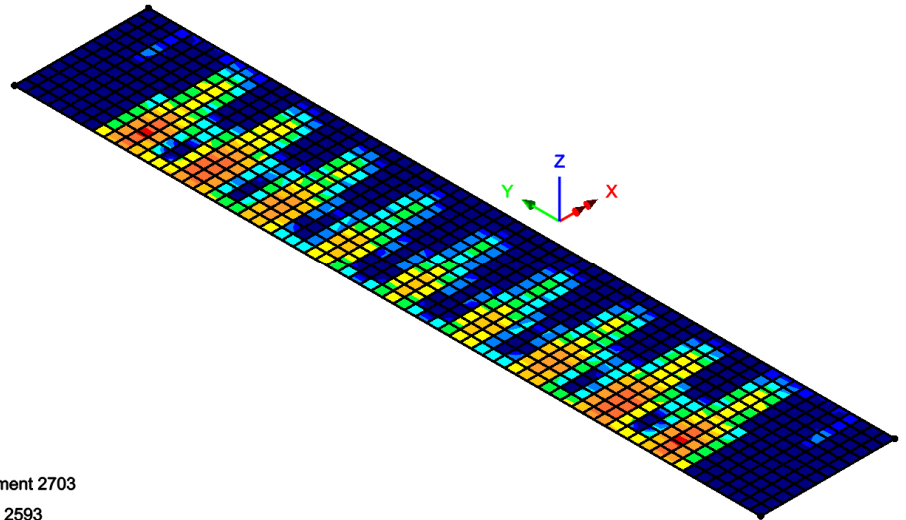


FIG. 7.4-42 – SLE

Combining on: Sy  
 ENV\_SLE\_freq (Min)  
 Entity: Armature\_Minime  
 Transformation: Local  
 Component: Asy\_B\_SLE



Maximum 925.133 at node 3050 of element 2703  
 Minimum 15.0 at node 2953 of element 2593



Escludendo i picchi ddi sollecitazione risulta necessaria un'armatura (MAX : SLU) pari a 1400 mm<sup>2</sup>/m.

Si arma con Ø20/200 (1570 mm<sup>2</sup>/m).

### 7.4.6.3. Taglio

Preliminarmente si determina il taglio limite per il quale non è richiesta armatura specifica.

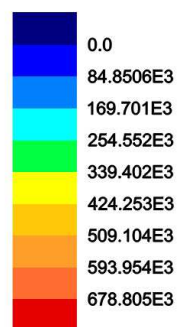
**TAB. 7.4-13 – SPESSORE 1500 MM**

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>509</b>	kN	
base <b>b<sub>w</sub></b>	<b>1000</b>	mm	
altezza <b>h</b>	<b>1500</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>10</b>		
φ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
A <sub>sI</sub> (tesa)	4909	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento <b>r</b>	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile <b>d</b>	1427,5	mm	
pl	0,00344		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>0</b>	kN	
A <sub>c</sub>	1500000	mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cp</sub>	0,000	MPa	
f <sub>ck</sub>	<b>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,374		
VR <sub>d</sub>	539,5	kN	
v <sub>min</sub>	0,33	kN	
	476,2	kN	
<b>VR<sub>d</sub></b>	<b>540</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>OK</b>		

**FIG. 7.4-43 TAGLIO IN DIR. LONG. X**

Combining on: Sx  
ENV\_PROGETTO (Max)  
Entity: Force/Moment - Thick Shell  
Transformation: Local  
Component: Sx



Maximum 741.271E3 at node 3508

Minimum -22.3839E3 at node 3681

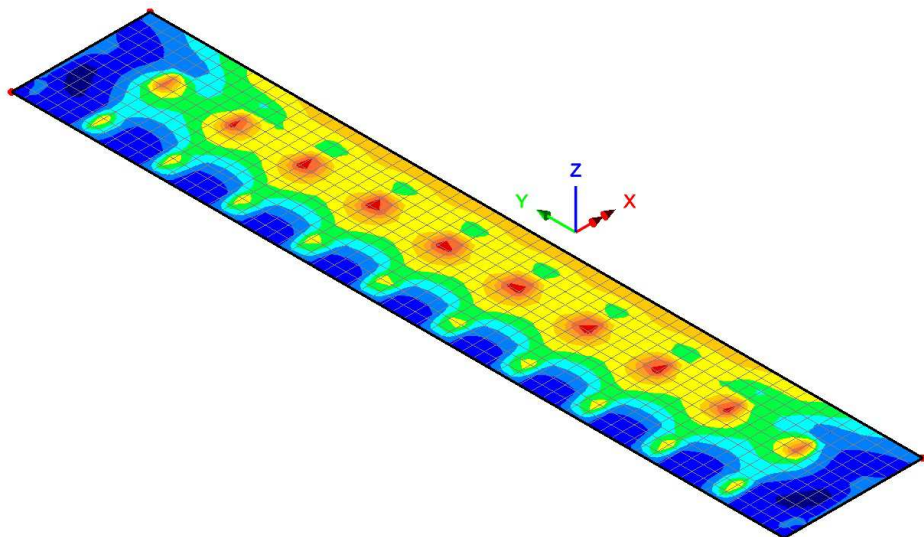
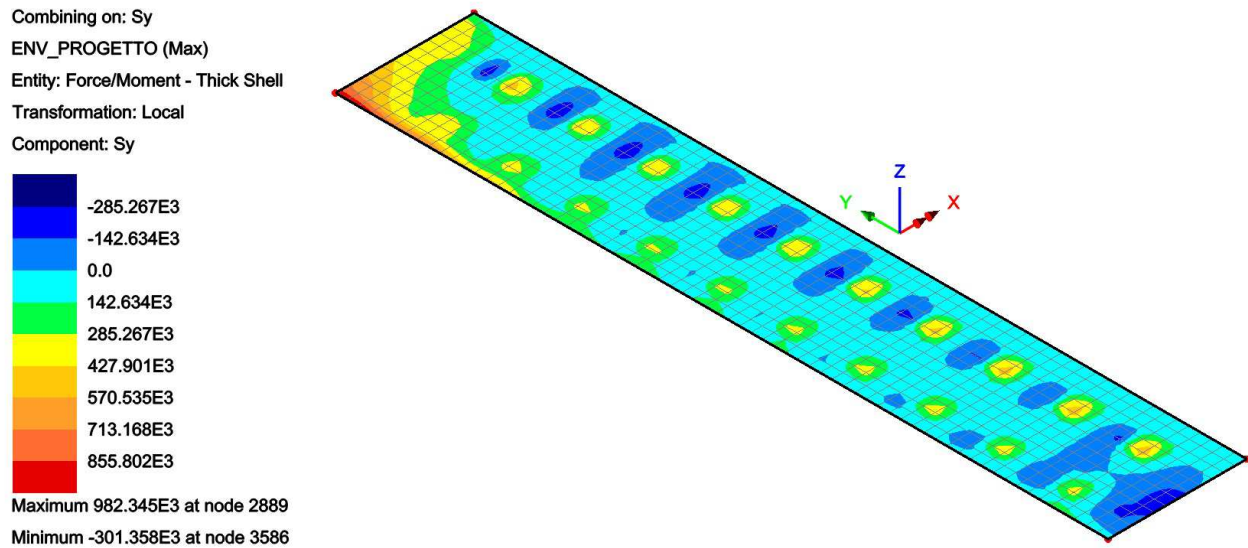




FIG. 7.4-44 TAGLIO IN DIR. TRASV. Y



Il taglio massimo in dir. X, escludendo una fascia di larghezza pari allo spessore (1.5 m), e assumendo il valore medio, risulta:

$$V = (509+424)/2 = 467 \text{ kN} < 540 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Il taglio massimo in dir. Y, escludendo le zone d'intorno dei pali, risulta:

$$V = 427 \text{ kN} < 540 \text{ kN (tab.6.3-10)}$$

Analisi più raffinate mostrerebbero che l'elemento non necessita di armatura specifica.

Ad ogni modo, nella presente Fase Progettuale, si assume a favore di sicurezza un valore di progetto pari a :

$$V_{sd} = 550 \text{ kN}$$

TAB. 7.4-14

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - VSd	550	kN	
base sezione - bw	1000	mm	
altezza totale sezione - h	1500	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - d	1450	mm	
z braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	1305		
fck	35	MPa	
fcd = 0.85*fck/1,5	19.83	MPa	
fywd	391.3	MPa	
v utilizzato =0.5	0.50		
cot θ	1.000		1,0<cot θ<2,5 [4.1.16]
θ (°)	45.00		
numero bracci spilli - n	2.5		
spilli Ø	8	mm	
Area staffa singola - Ast	50.3	mm <sup>2</sup>	
passo staffe - s	100	mm	
Ast / s	1.26	mm <sup>2</sup> /mm	
taglio che provoca la rottura nel puntone di calcestruzzo - VRcd	6470.6	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - VRsd	641.7	kN	[eq 4.1.18]
<b>sezione verificata</b>			
condizione da soddisfare: $A_{sw} * f_{ywd} / (b_w * s) \leq 0.5 * v * f_{cd}$	0.20	≤	4.96
<b>condizione soddisfatta</b>			

Si dispongono spilli Ø8/400x400 sulla fascia posteriore di larghezza 2.15 m.

#### 7.4.6.4. Verifica Zoccolo anteriore

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone', concentrando le armature in una fascia di larghezza pari al diametro del palo (1.2 m). La dimensione 'spessore' viene decrementata di 100+100 mm per tenere conto dei copriferri. L'asse palo è posto a distanza 'sbalzo' dal filo della parete anteriore.

Le massime azioni verticali 'V' SLU/SLE nel palo (anteriore) sono deducibili da tab. 6.1-8.

Lo sforzo di trazione 'T' nel tirante vale:

$$T = \text{'sbalzo'} * V / \text{'braccio'}$$

L'armatura viene ottenuta come quella massima derivante dallo sforzo nel tirante per le situazioni SLE e SLU, assumendo come tensione nell'acciaio rispettivamente i valori 391 e 160 N/mm<sup>2</sup>.

**TAB. 7.4-15**

ZOCCOLO		
Sbalzo - m		0,99
Spessore - m		1,50
Braccio coppia - m		1,30
N <sub>max</sub> SLU - kN		3.497
N <sub>max</sub> SLE - kN		2.142
T <sub>max</sub> SLU - kN		2.659
T <sub>max</sub> SLE - kN		1.629
A <sub>s</sub> max - mm <sup>2</sup>		10.179

Si arma con n°21 Ø25 (10290 mm<sup>2</sup>/1200 mm) all'intradosso. Tra i pali verrà prolungata – all'intradosso – la medesima armatura presente nella parte di fondazione retrostante.

7.4.6.5. Verifica a Punzonamento

In prima approssimazione si considera il palo come di sezione quadrata, inscritta nella sezione circolare effettiva:

$$L = 848 \text{ mm}$$

TAB. 7.4-16

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d		
N	3'497	kN	sforzso normale
fck	28	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
γc	1.5		
fcd	15.87	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
γs	1.15		
fyd (o fywd)	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	19'728	mm	perimetro critico
Acritica	30'775'470	mm <sup>2</sup>	area critica
σt	0	MPa	pressione del terreno
ΔVed	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	3'497	kN	azione di calcolo depurata
β	1.15		eccentricità di carico
ved	0.16	MPa	tensione di punzonamento
Crd,c	0.12		
k check	1.39		$k=1+(200/d)^{0.5} \leq 2$
k assunto	1.39		
Asy 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione y
passo Asy	100	mm	
Asx 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione x
passo Asx	100	mm	
ply=Asy 1barra/(passo*d)	0.00242		percentuale geometrica armatura in direzione y
plx=Asx 1barra/(passo*d)	0.00242		percentuale geometrica armatura in direzione x
pl check	0.00242	<=0,02	$pl=(plx*ply)^{0.5} \leq 0,02$
pl assunto	0.00242		
a	2600	mm	distanza dal perimetro di controllo
vrd,c check	0.32	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0.304	MPa	
vmin*2d/a	0.304	MPa	
vrd,c assunto	0.32	MPa	check vrd,c>=vmin (6,5)
ved ↔ vrd,c assunto	NO ARMATURA		

TAB. 7.4-17

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	3,497	kN	sforzo normale
fck	28	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
$\gamma_c$	1,5		
fcd	15,87	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
$\gamma_s$	1,15		
fyd-fywd	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3.392	mm	perimetro critico
Acritica	719.104	mm <sup>2</sup>	area critica
$\sigma$	0	MPa	pressione del terreno
$\Delta V_{ed}$	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
V <sub>red,red</sub>	3.497	kN	azione di calcolo depurata
$\beta$	1,15		eccentricità di carico
ved	0,91	MPa	tensione di punzonamento
v	0,5		
v <sub>rd,max</sub>	3,97	MPa	
ved ↔ v <sub>rd,max</sub>	verifica soddisfatta	4,35	R/S

Non risulta necessaria armatura specifica.

## 7.5. SINTESI ARMATURE

---

### 7.5.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.5 : st  $\varnothing 16/200$ ; Da quota -4.5 a fine palo: st  $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°56  $\varnothing 30$  ( $L_{barra}$  : 6.0 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0 n°22  $\varnothing 26$  ( $L_{barra}$ : 12 m)

da quota -15.0 a fine palo n°12  $\varnothing 20$  ( $L_{barra}$ : 10 m);

### 7.5.2. Fondazione

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso:  $\varnothing 25/100$ ;      Intradosso:  $\varnothing 25/200$ ;      Sbalzo: n°21  $\varnothing 25$  (su palo)

Intermedia:  $\varnothing 16/400$

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso:  $\varnothing 25/200$ ;      Intradosso:  $\varnothing 20/200$ ;      Intermedia:  $\varnothing 16/400$

- Spilli  $\varnothing 8/400 \times 400$  su una larghezza (posteriore) pari a 2.15 m

### 7.5.3. Parete Centrale

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno:  $\varnothing 20/200$ ;      Esterno:  $\varnothing 20/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno: barre ripresa e successive  $\varnothing 25/100$  (arm. min); Esterno: barre ripresa e successive  $\varnothing 16/200$

#### **7.5.4. Paraghiaia**

- Armatura in direzione trasversale Y  
Interno:  $\varnothing 12/200$ ; Esterno:  $\varnothing 12/200$
- Armatura in direzione verticale Z  
Interno:  $\varnothing 16/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$

#### **7.5.5. Pareti di Risvolto**

##### Parte superiore

- Armatura in direzione longitudinale X  
Interno:  $\varnothing 25/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z  
Interno:  $\varnothing 25/200$  fino a -2.0 m e prosegue con  $\varnothing 20/200$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$

##### Parte inferiore

- Armatura in direzione longitudinale X  
Interno:  $\varnothing 25/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z  
Interno: Barre ripresa  $\varnothing 25/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$
- Spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$

#### **7.5.6. Orecchie**

- Armatura in direzione longitudinale X  
Interno:  $\varnothing 16/200$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$
- Armatura in direzione verticale Z  
Interno:  $\varnothing 12/200$ ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

## 8. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE

Le pile, in numero di 2 per ogni viadotto (Nord/Sud), sono denominate P1(N/S), P2(N/S). L'altezza massima delle pile è pari a 4.5 m.

NOTA BENE – Per quanto riguarda le convenzioni sul sistema di riferimento, esso rimane quello già indicato per le spalla, ma il pedice del momento indica ora l'asse di sollecitazione e non l'asse momento.

### 8.1. AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO

In tabella sono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato)

**TAB. 8.1-1 – AZIONI TRASMESSE DA IMPALCATO**

Ponte su Canale Burana I				
PILA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	20'801	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	5'594	0	0	364
Carichi Mobili (Max Mom Long)	3'626	0	0	12'322
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	3'626	0	0	-12'322
Frenamento	0	282	0	0
Vento Trasversale	0	0	921	2'993
Sisma Longitudinale (SLD)	0	490	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	490	
Sisma Verticale (SLD)	478	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	1'456	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	1'456	
Sisma Verticale (SLV)	1'896	0	0	



## 8.2. SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO

Nelle Tabelle seguenti si riportano le sollecitazioni allo spiccato:

- nella Fase Sismica (assumendo, a favore di sicurezza nella presente fase progettuale ed in conformità con quanto sviluppato per le spalle, l'azione verticale sismica - concomitante con direzioni 'principali' di ingresso X e Y - al 100% invece che al 30% come consentito)
- nella Fase Statica (SLU), analizzando 4 combinazioni per ognuno dei due Gruppi di Carico '1' e '2a' e sintetizzando in coda gli involuipi aventi a base il minimo e il massimo sforzo normale
- nelle combinazioni SLE 'rare'), operando come per la Fase Statica SLU

TAB. 8.2-1

Parametri sismici						
kh (masse)		0,334				
kv+ (masse)		0,167				
Pila						
Altezza pila - m		5,00				
Area fusto - m <sup>2</sup>		7,1				
Peso fusto - kN		883				
Baricentro-base pila - m		2,5				
Lunghezza pulvino - m		9,2				
Larghezza pulvino - m		3,0				
Altezza pulvino - m		2,4				
Altezza non rastremata pulvino - m		0,8				
Peso pulvino - kN		1.284				
Baricentro-base pila - m		5,9				
FUSTO - SLU - SISMICA						
		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma X						
Pila + Pulvino		2.167	724	0	3.263	0
PP + Permanenti Portati		20.801	1.456	0	10.774	0
Sisma Y						
Pila + Pulvino		2.167	0	724	0	3.263
PP + Permanenti Portati		20.801	0	1.456	0	10.774
Sisma Z (kv)						
Pila + Pulvino (Kv+)		362	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1.896	0	0	0	0
		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Sisma Prevalente X (Kv+)						
Sisma Prevalente X (Kv-)						
Sisma Prevalente Y (Kv+)						
Sisma Prevalente Y (Kv-)						
Sisma Prevalente X (Kv+)		23.645	2.180	654	14.038	4.211
Sisma Prevalente X (Kv-)		22.291	2.180	654	14.038	4.211
Sisma Prevalente Y (Kv+)		23.645	654	2.180	4.211	14.038
Sisma Prevalente Y (Kv-)		22.291	654	2.180	4.211	14.038

**TAB. 8.2-2**

Da appoggi a base fusto - m						Altezza pila - m											
Peso fusto+pulvino - kN						Peso fusto+pulvino - kN											
7.40						7.40											
2.167						2.167											
<b>SLU - STATICA</b>						<b>SLU - STATICA</b>											
<b>Gruppo 1</b>						<b>Gruppo 2a</b>											
comb. 1		coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1		coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0	Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		1,35	1,00	7.552	0	0	0	491	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		1,35	0,75	5.664	0	0	0	369
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,35	0,75	0	286	0	2.113	0
Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713	Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713
				38.559	0	1.382	0	15.204					36.671	286	1.382	2.113	15.081
comb. 2		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 2		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0	Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		1,35	1,00	4.895	0	0	0	16.635	Carichi Mobili (Max Mom Long)		1,35	0,75	3.671	0	0	0	12.476
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,35	0,75	0	286	0	0	0
Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713	Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713
				35.902	0	1.382	0	31.347					34.678	286	1.382	0	27.189
comb. 3		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 3		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0	Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,35	0,75	0	286	0	2.113	0
Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713	Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713
				31.007	0	1.382	0	14.713					31.007	286	1.382	2.113	14.713
comb. 4		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 4		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0	Pila		1,35	1,00	2.926	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,35	1,00	28.081	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,35	0,75	0	286	0	2.113	0
Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713	Vento Trasversale		1,50	1,00	0	0	1.382	0	14.713
				31.007	0	1.382	0	14.713					31.007	286	1.382	2.113	14.713
N - kN				38.559	286	1.382	2.113	31.347									
INVIUPPO - Nmax				38.559	286	1.382	2.113	31.347									
INVIUPPO - Nmin				31.007	286	1.382	2.113	31.347									

**TAB. 8.2-3**

SLE						SLE											
Gruppo 1						Gruppo 2a											
comb. 1		coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 1		coeff γ	coeff ψ	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0	Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		1,00	1,00	5.594	0	0	0	364	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		1,00	0,75	4.196	0	0	0	273
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,00	0,75	0	212	0	1.565	0
Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808	Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808
				28.562	0	921	0	10.172					27.164	212	921	1.565	10.081
comb. 2		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 2		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0	Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		1,00	1,00	3.626	0	0	0	12.322	Carichi Mobili (Max Mom Long)		1,00	0,75	2.720	0	0	0	9.242
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,00	0,75	0	212	0	0	0
Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808	Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808
				26.594	0	921	0	22.130					25.688	212	921	0	19.050
comb. 3		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 3		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0	Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,00	0,75	0	212	0	1.565	0
Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808	Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808
				22.968	0	921	0	9.808					22.968	212	921	1.565	9.808
comb. 4		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	comb. 4		coeff γ		N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0	Pila		1,00	1,00	2.167	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati		1,00	1,00	20.801	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Max Mom Long)		0,00	0,75	0	0	0	0	0
Frenamento		0,00	1,00	0	0	0	0	0	Frenamento		1,00	0,75	0	212	0	1.565	0
Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808	Vento Trasversale		1,00	1,00	0	0	921	0	9.808
				22.968	0	921	0	9.808					22.968	212	921	1.565	9.808
N - kN				28.562	212	921	1.565	22.130									
INVIUPPO - Nmax				28.562	212	921	1.565	22.130									
INVIUPPO - Nmin				22.968	212	921	1.565	22.130									

### 8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO

Si ricorda che la pila ha sezione circolare di dimensioni  $\varnothing 3000$  mm. Si sintetizzano le azioni per le Situazioni descritte al paragrafo precedente

**TAB. 8.3-1**

<b>Pila : Azioni estradosso</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	23.645	2.180	654	14.038	4.211
Sisma Prevalente X (Kv-)	22.291	2.180	654	14.038	4.211
Sisma Prevalente Y (Kv+)	23.645	654	2.180	4.211	14.038
Sisma Prevalente Y (Kv-)	22.291	654	2.180	4.211	14.038
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	38.559	286	1.382	2.113	31.347
INVILUPPO - Nmin	31.007	286	1.382	2.113	31.347
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	28.562	212	921	1.565	22.130
INVILUPPO - Nmin	22.968	212	921	1.565	22.130

Dove Mx è il momento flettente agente nel piano verticale passante per X e Vx è la sollecitazione tagliante in direzione X.

#### 8.3.1. SLU

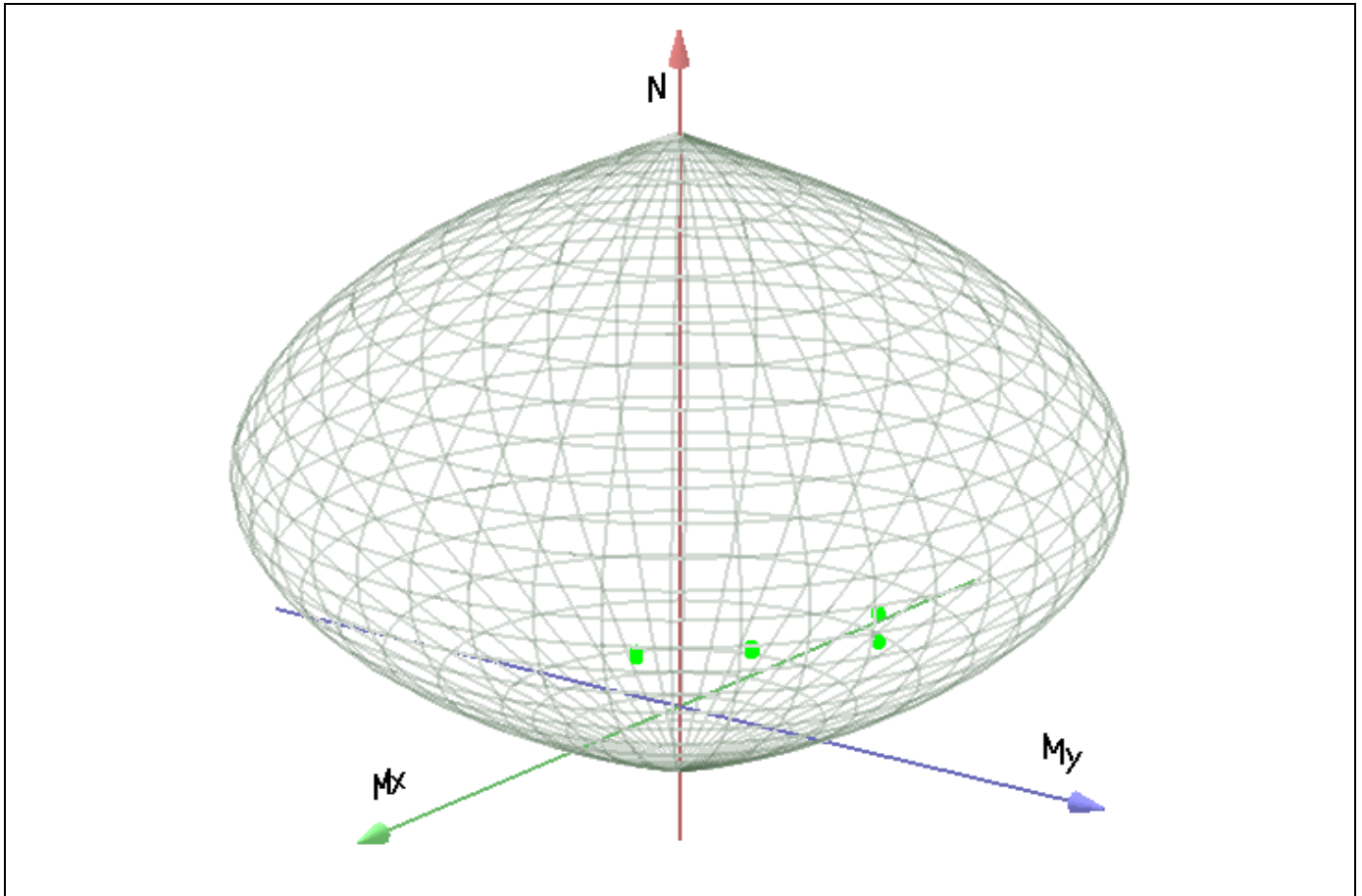
La combinazione sismica più sfavorevole risulta essere quella con Sisma Prevalente in direzione X e kv con segno negativo, mentre in statica verranno verificate entrambe le combinazioni.

##### 8.3.1.1. Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura costituita da 87 $\varnothing 25$  ( $\varnothing 25/100$ ), che corrisponde ad una percentuale di armatura dello 0.6%.

Le verifiche vengono condotte con il software PRO\_VLIM di PRO\_SAP; in figura viene riportato il dominio di interazione 3D corrispondente alle caratteristiche della sezione indicate sopra. Il software evidenzia in rosso eventuali stati di sollecitazione esterni al dominio.

Fig. 8.3-1 DOMINIO 3D



Dalla figura emerge che la sezione è verificata (assenza di punti rossi). In ogni caso si riportano i dati di input e output.

**Caratteristiche limite della sezione:**

Nu	Mxu	Myu	Stato Sez.
N	N mm	N mm	
-16711053,25	0,00	59,53	Completamente tesa
148843415,70	0,00	18736,03	Completamente compressa
0,00	21223218599,93	0,00	Fibre inferiori tese
0,00	-21223218599,54	0,00	Fibre superiori tese
0,00	0,00	21221632111,83	Fibre di sinistra tese
0,00	0,00	-21224598025,74	Fibre di destra tese

### Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

e in caso di verifica proporzionale positiva:

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
1	23645000,00	14038000000,00	4211000000,00	P	80569360,00	47833900000,00	14348810000,00	0,290	OK
				M	133881800,00	14041040000,00	4211911000,00	0,180	
				N	23645000,00	39866990000,00	11958960000,00	0,350	
2	22291000,00	14038000000,00	4211000000,00	P	77399840,00	48743400000,00	14621630000,00	0,290	OK
				M	133881800,00	14041040000,00	4211911000,00	0,170	
				N	22291000,00	39018290000,00	11704380000,00	0,360	
3	23645000,00	4211000000,00	14038000000,00	P	80568380,00	14348640000,00	47833330000,00	0,290	OK
				M	133880100,00	4212590000,00	14043300000,00	0,180	
				N	23645000,00	11959640000,00	39869260000,00	0,350	
4	22291000,00	4211000000,00	14038000000,00	P	77398640,00	14621400000,00	48742640000,00	0,290	OK
				M	133880100,00	4212590000,00	14043300000,00	0,170	
				N	22291000,00	11703610000,00	39015730000,00	0,360	
5	38559000,00	2113000000,00	31347000000,00	P	65440680,00	35860930000,00	53200790000,00	0,590	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	38559000,00	3311917000,00	49133310000,00	0,640	
6	31007000,00	2113000000,00	31347000000,00	P	52186520,00	35562970000,00	52758760000,00	0,590	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	31007000,00	3084614000,00	45761200000,00	0,680	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	N	N mm	N mm		N	N mm	N mm		
5	38559000,00	2113000000,00	31347000000,00	P	65440680,00	35860930000,00	53200790000,00	0,590	OK
1	23645000,00	14038000000,00	4211000000,00	M	133881800,00	14041040000,00	4211911000,00	0,180	OK
6	31007000,00	2113000000,00	31347000000,00	N	31007000,00	3084614000,00	45761200000,00	0,680	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_L = 14,94 \text{ N/mm}^2$  (verifica Ok per  $\sigma/\sigma_L < 1$ )

Fessure:  $W_k = 0,20 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$W_k/W_{kL}$
n. e stato	N mm	N mm	N	N/mm <sup>2</sup>		mm
1 OK	1565000000,00	2213000000,00	28562000,00	-12,15	0,810.08	0,38
2 OK	1565000000,00	2213000000,00	22968000,00	-12,40	0,830.16	0,81

### 8.3.1.2. Taglio

Taglio massimo in direzione longitudinale e trasversale:  $V_{x\max} = 2180$  kN e  $V_{y\max} = 654$  kN

Essendo la sezione simmetrica, si esegue una verifica combinando le due azioni, che hanno una risultante pari a circa 2275 kN.

Ai sensi di [Norma – par. 7.9.5.2.2] tale azione va amplificata per un coefficiente  $\gamma_{Rd}$  pari al massimo a 1.25.

Di conseguenza :

$$V_{Ed} = 2275 \cdot 1.25 = 2844 \text{ kN}$$

Si assume una sezione rettangolare equivalente di lati 2400x3000 mm.

**TAB. 8.3-2**

**VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI**

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>2.660</b>	kN	
base $b_w$	<b>3.000</b>	mm	
altezza $h$	<b>2.400</b>	mm	
n° barre armatura tesa	<b>40</b>		
$\phi$ diametro medio armatura tesa	<b>25</b>	mm	
Asl (tesa)	19635	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento $r$	<b>60</b>	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	72,5	mm	
altezza utile $d$	2327,5	mm	
$\rho_l$	0,00281		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	<b>23.200</b>	kN	
$A_c$	7200000	mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{cp}$	3,222	MPa	
$f_{ck}$	<b>32</b>	MPa	
$\gamma$	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = $k$	1,293		
VRd	5628,6	kN	
$v_{min}$	0,29	kN	
	5407,8	kN	
<b>VRd</b>	<b>5.629</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

La sezione risulta verificata in assenza di armatura specifica a taglio.

Si arma con staffe circolari  $\varnothing 16/150$

Infine si effettua una verifica – cautelativa e non esplicitamente richiesta dalla Norma – per tenere conto della contemporaneità delle azioni taglianti nelle due direzioni principali:

$$V_{Edx}/V_{Rdx} + V_{Edy}/V_{Rdy} \leq 1$$

$$2548/6383 + (611 \cdot 1.25)/6343 = 0.52 < 1 \text{ (vedi tab.8.3-1, 8.3-2, 8.3-3)}$$

### 8.3.2. SLE

#### 8.3.2.1. Verifiche tensionali

Si determinano, per le combinazioni 'rare', i valori massimi delle tensioni. In prima analisi si assumono i valori peggiorativi di inviluppo. Qualora i valori ottenuti risultassero eccessivi, si procederà ad un ulteriore controllo per le singole combinazioni (peggiorative).

$N = 28.562 \text{ kN}$ ;  $M_x = 1.565 \text{ kNm}$  ;  $M_y = 22.130 \text{ kNm}$

$N = 22.968 \text{ kN}$ ;  $M_x = 1.565 \text{ kNm}$  ;  $M_y = 22.130 \text{ kNm}$

**Fig. 8.3-2**

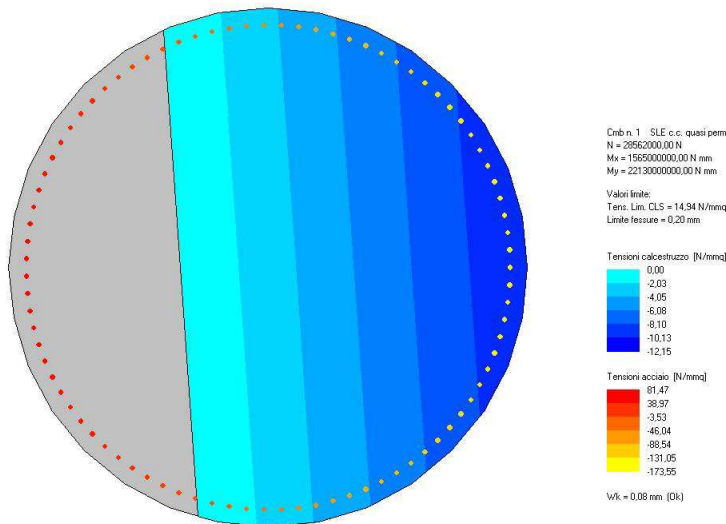
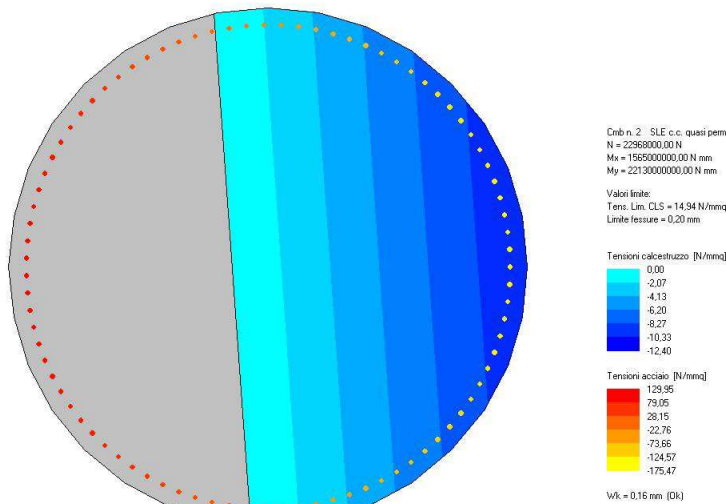




Fig. 8.3-3



Si è ottenuto:  $\sigma_{c,max} = 12,4 < 15,7 \text{ N/mm}^2$ ;  $\sigma_{s,max} = 130 < 360 \text{ N/mm}^2$

I valori ottenuti soddisfano automaticamente anche i requisiti di fessurazione (che in realtà dovrebbero tenere conto di sollecitazioni inferiori : combinazioni frequenti e/o quasi permanenti).

## 8.4. SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE

Le sollecitazioni allo spiccato pila (vedi TAB. 8.3-1) vengono trasportate sul piano di intradosso della fondazione e ad esse vengono sommate le azioni provenienti dal plinto di fondazione soggetto ad azioni statiche e sismiche. A causa della rotazione degli assi locali del plinto rispetto agli assi globali dell'impalcato, le azioni vengono ruotate di 25° (TAB. 8.4-4) preventivamente al dimensionamento dei pali di fondazione.

TAB. 8.4-1

<b>Pila : Azioni intradosso</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	23.645	2.180	654	18.397	5.519
Sisma Prevalente X (Kv-)	22.291	2.180	654	18.397	5.519
Sisma Prevalente Y (Kv+)	23.645	654	2.180	5.519	18.397
Sisma Prevalente Y (Kv-)	22.291	654	2.180	5.519	18.397
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	38.559	286	1.382	2.684	34.110
INVILUPPO - Nmin	31.007	286	1.382	2.684	34.110
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	28.562	212	921	1.988	23.972
INVILUPPO - Nmin	22.968	212	921	1.988	23.972

TAB. 8.4-2

<b>Plinto</b>					
Lunghezza - m	8,00				
Larghezza - m	11,00				
Spessore - m	2,00				
Peso - kN	4.400				
<b>Azioni da Plinto</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	5.135	1.470	441	1.470	441
Sisma Prevalente X (Kv-)	3.665	1.470	441	1.470	441
Sisma Prevalente Y (Kv+)	5.135	441	1.470	441	1.470
Sisma Prevalente Y (Kv-)	3.665	441	1.470	441	1.470
<b>SLU - STATICA</b>					
	5.940	0	0	0	0
<b>SLE</b>					
	4.400	0	0	0	0

SISTEMA DI RIFERIMENTO GLOBALE (asse ponte)

TAB. 8.4-3

<b>Azioni intradosso (totali)</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	28.780	3.649	1.095	19.867	5.960
Sisma Prevalente X (Kv-)	25.956	3.649	1.095	19.867	5.960
Sisma Prevalente Y (Kv+)	28.780	1.095	3.649	5.960	19.867
Sisma Prevalente Y (Kv-)	25.956	1.095	3.649	5.960	19.867
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	44.499	286	1.382	2.684	34.110
INVILUPPO - Nmin	36.947	286	1.382	2.684	34.110
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	32.962	212	921	1.988	23.972
INVILUPPO - Nmin	27.368	212	921	1.988	23.972

*SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE (plinto di fondazione)*

**TAB. 8.4-4**

Angolo di rotazione in pianta	25 °				
<b>Azioni intradosso (totali)</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente XX (Kv+)	28.780	3.770	-550	15.487	13.798
Sisma Prevalente XX (Kv-)	25.956	3.770	-550	15.487	13.798
Sisma Prevalente YY (Kv+)	28.780	2.535	2.845	-2.994	20.524
Sisma Prevalente YY (Kv-)	25.956	2.535	2.845	-2.994	20.524
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	44.499	843	1.131	-11.983	32.049
INVILUPPO - Nmin	36.947	843	1.131	-11.983	32.049
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	32.962	581	745	-8.329	22.567
INVILUPPO - Nmin	27.368	581	745	-8.329	22.567

## 8.5. FONDAZIONI: PALI

Il Fusto circolare è disposto su un plinto di fondazione di dimensioni 8.0x11.0m di spessore 2.0 m, disposto su n°12 pali di diametro  $\varnothing$ 1200 mm. Il sistema di riferimento degli assi principali del plinto di fondazione (XX, YY) è ruotato di circa 25° rispetto a quello dell'impalcato (X, Y). Per questo motivo, le azioni agenti sui pali sono state calcolate nel sistema di riferimento locale.

TAB. 8.5-1

Azioni sui pali			
SLU - SISMICA	Nmax - kN	Nmin - kN	H - kN
Sisma Prevalente XX (Kv+)	3495	1302	318
Sisma Prevalente XX (Kv-)	3259	1067	318
Sisma Prevalente YY (Kv+)	3153	1644	318
Sisma Prevalente YY (Kv-)	2917	1409	318
SLU - STATICA			
INVILUPPO - Nmax	4640	2776	118
INVILUPPO - Nmin	4011	2147	118
SLE			
INVILUPPO - Nmax	3407	2087	79
INVILUPPO - Nmin	2941	1621	79

### 8.5.1. Verifiche Geotecniche

#### 8.5.1.1. Portanza Verticale

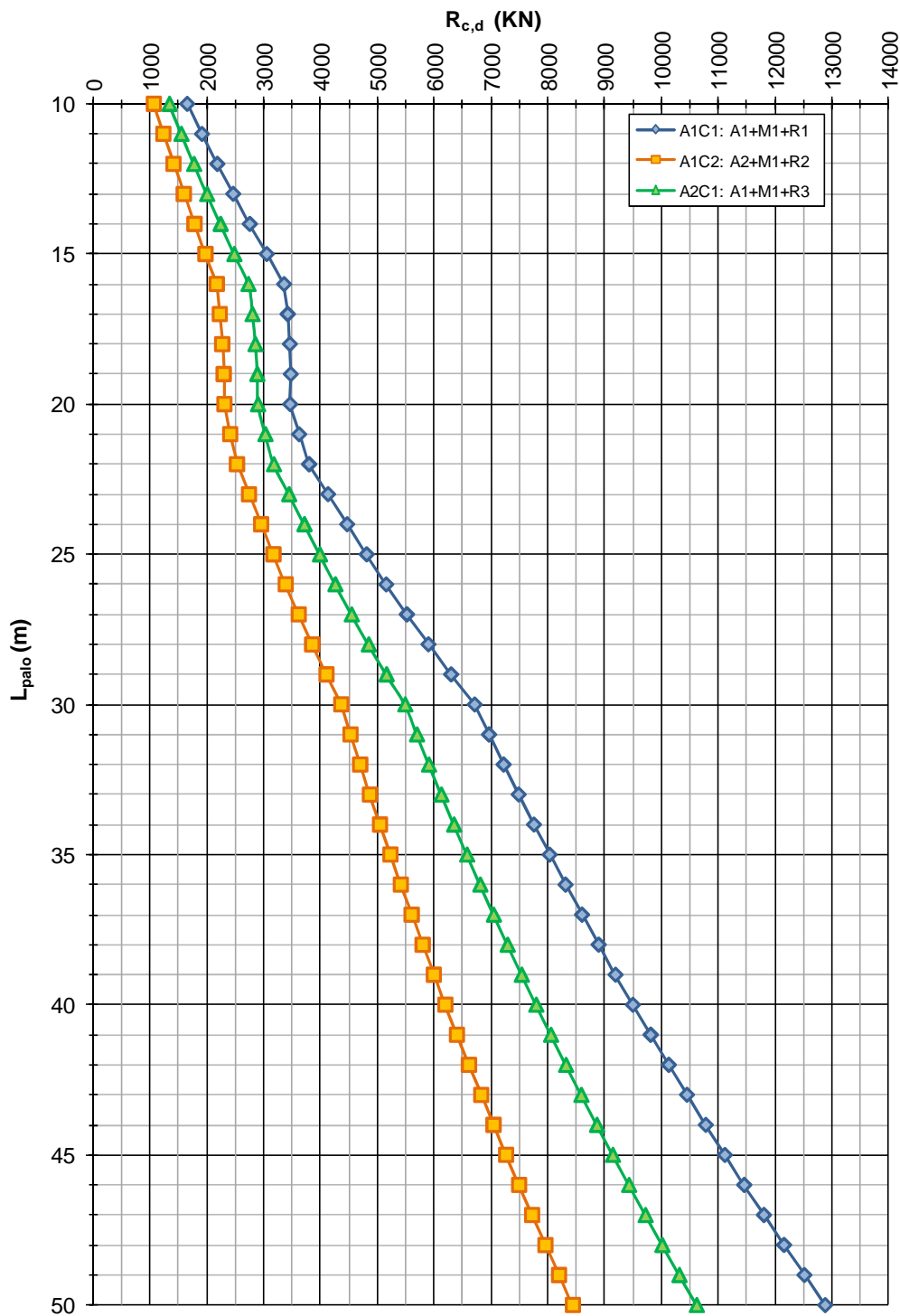
##### PALO SINGOLO

Il calcolo dell'impalcato è stato effettuato considerando  $q=1$ , per cui non vengono applicati coefficienti di sovra resistenza alle azioni taglianti e flettenti allo spiccato fusto.

In figura seguente si riporta la curva di portanza per un diaframma  $\varnothing$ 1200 mm nel suolo in questione.

Fig. 8.5-1

**APO07 - Ponte sul canale diversivo di Burana 1 - ZO7**  
 NTC del 14/01/2008  
 Capacità portante a compressione - Pali trivellati  $\phi$  1200mm



Alla TAB. 8.5-1 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 4640 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 44.499 kN (Fase Statica)

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura precedente si ottiene che un palo di lunghezza **29.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 5165 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.15 > 1.0$$

### PALI IN GRUPPO

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Sabbia Densa. Conseguentemente alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.7.

$$N_{med} = 44499/12 = 3708 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 5165 * 0.70 = 3616 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 0.98 < 1.0$$

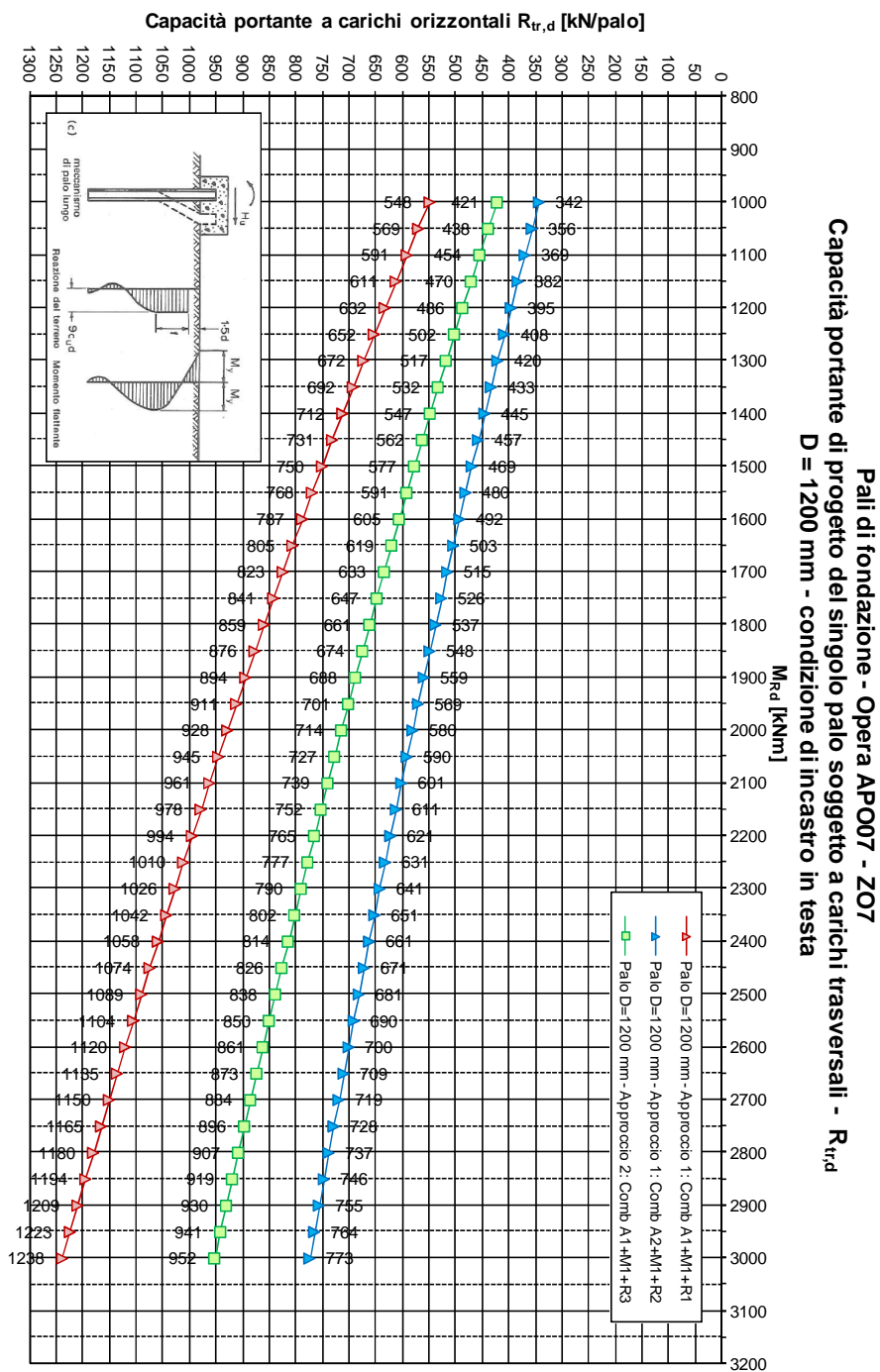
Si aumenta la lunghezza del palo a:  $L_{palo} = 30.0$  m

In questo caso  $R_{c,d} \cong 5492 * 0.70 = 3845 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.04 > 1.0$

In definitiva il palo risulta di lunghezza pari a :  $L_{palo} = 30.0$  m

## Portanza Orizzontale

Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per il palo di cui sopra.



Alla TAB. 8.5-1 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 318 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale  $R_{r,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$\Delta M = 1000 \cdot (421 - 318) / (714 - 421) = 350 \text{ kNm}$$

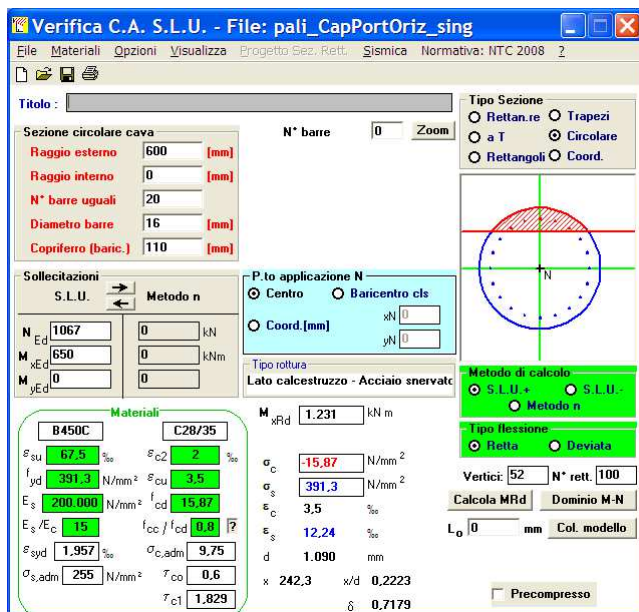
$$M_u = 1000 - 350 = 650 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{\min} = 1067 \text{ kN}$$

Si ha:

**FIG. 8.5-2**



Si arma con n°20 Ø16.



Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (come da Relazione Geotecnica si assume 0.8) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 305/0.8 = 398 \text{ kN}$$

La portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$\Delta M = 1000 \cdot (421 - 398) / (714 - 421) = 80 \text{ kNm}$$

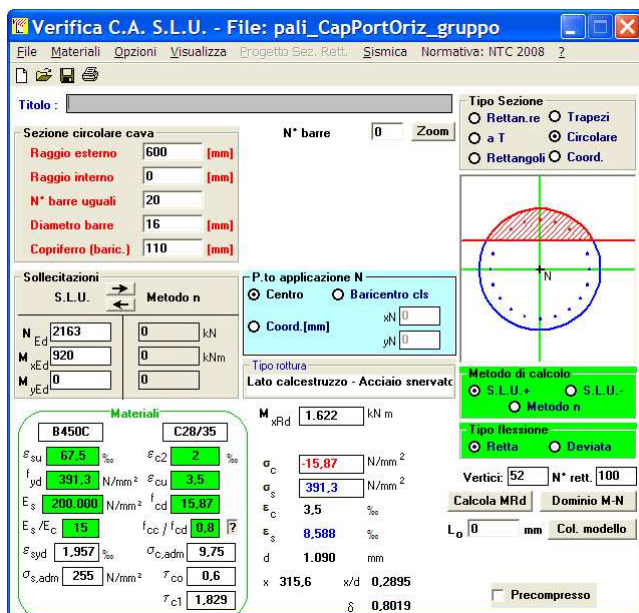
$$M_u \cong 920 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 25956/12 = 2163 \text{ kN}$$

Si ha:

**Fig. 8.5-3**



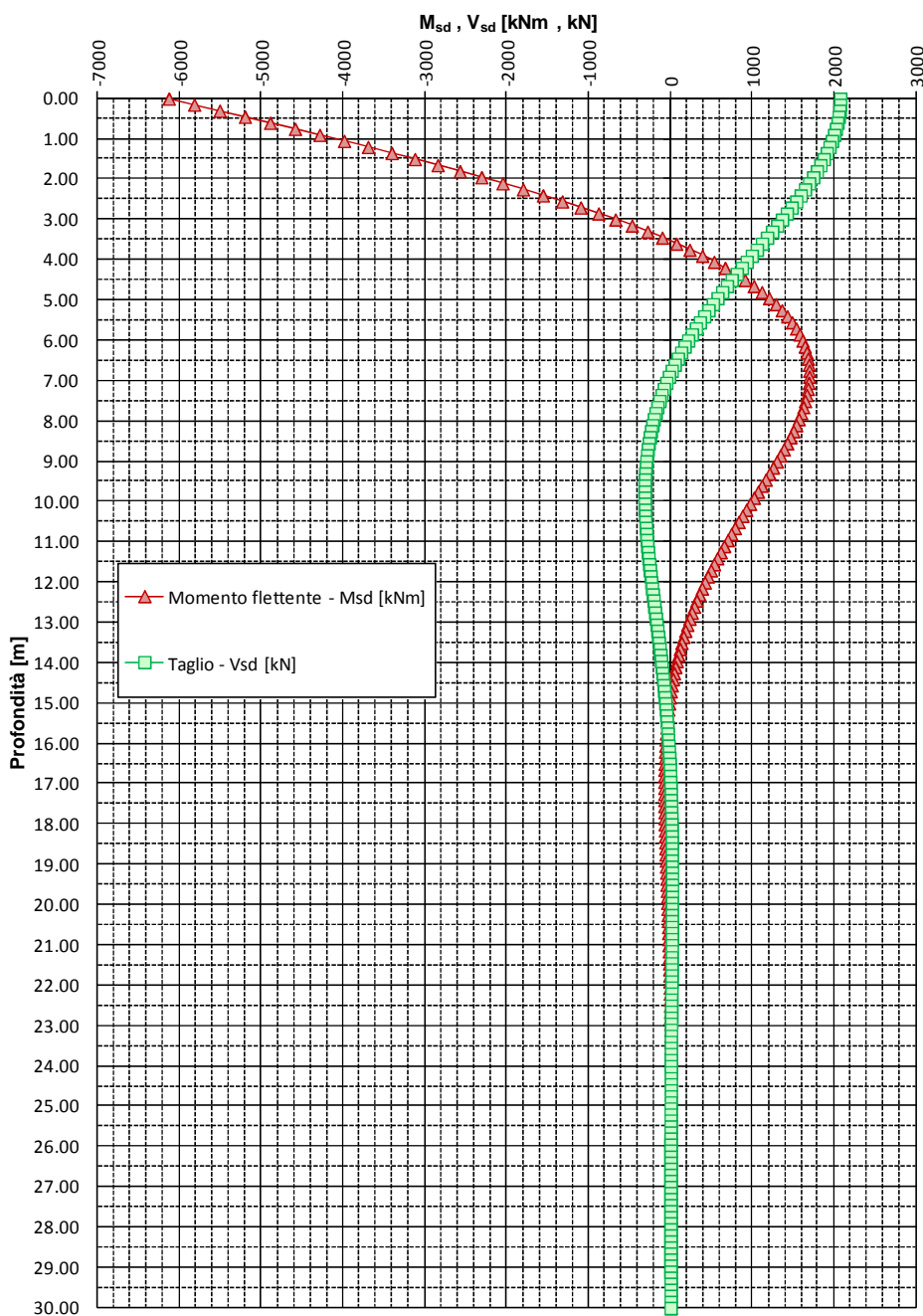
Si conferma l'armatura 20Ø16.

8.5.1.2. Verifiche SLU: Taglio

Si riportano le curve di sollecitazione per azione tagliante unitaria in testa.

FIG. 8.5-4

**Pali di fondazione da p.c. - Opera APO07 - ZO7**  
 Diagrammi di sollecitazione flettente e tagliante per un'azione orizzontale di 1000kN  
**D = 1200 mm - condizione di incastro in testa**



## Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd}; \text{ dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

**TAB. 8.5-2**

Palo $\Phi$ 1200		cot $\theta = 1.0$	cot $\theta = 1.5$	cot $\theta = 2.0$	cot $\theta = 2.5$
$\varnothing$ - mm	s - mm	$V_{Rsd}$ - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Le sollecitazioni vanno amplificate del 20% in funzione di quanto prescritto al riguardo in Relazione Geotecnica.

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ( $318 \cdot 1.2 = 382$  kN) si riduce al 60% (229kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (76 kN) a quote inferiori a -6.0m

Conseguentemente – assumendo  $\cot\theta = 2.0$  - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**      $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 382 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**      $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 229 \text{ kN}$

## Verifica lato CIs.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

### 8.5.1.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa  $3\div 4\varnothing$ . Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita per in testa verrà proseguita sino a quota -5.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -7.0m).

Dai valori SLU di TAB. 8.5-1 e tenendo conto della figura precedente si ha:

**TAB. 8.5-3**

SLU					
<b>Quota 0.0</b>			Nmax - kN	Nmin - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio	<b>6.20</b>				
SLU - Sismica Kv+			3'495	1'644	2'362
SLU - Sismica Kv-			3'259	1'409	2'362
SLU - Statica			4'640	2'776	875
<b>Quota -7.0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio	<b>1.80</b>				
			Nmax - kN	Nmin - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			3'495	1'644	686
SLU - Sismica Kv-			3'259	1'409	686
SLU - Statica			4'640	2'776	254

E' immediato constatare che è superfluo prendere in conto le combinazioni statiche.

In definitiva resta da verificare la sezione di sommità e la sezione a quota -7.0 m, per la condizione peggiorativa di sforzo normale minimo.

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra :  $75+16 = 91$  mm (\*)

(\*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.003 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$

Da quota 0.0 a quota -5.0 ( $L_{barra}$  6.0m)

Si arma con n<sup>24</sup> Ø26.

Sollecitazione a quota -7.0 m - Da quota -4.0 a quota -16.0 ( $L_{barra}$  12.0m)

Fig. 8.5-5

Risultano necessari n<sup>12</sup> Ø20. Si arma con n<sup>24</sup> Ø20 (0.6%)

Da quota -15.0 a fine palo ( $L_{barra} = 12.0+4.0m$ )

Si arma con n°12 Ø20.

### 8.5.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

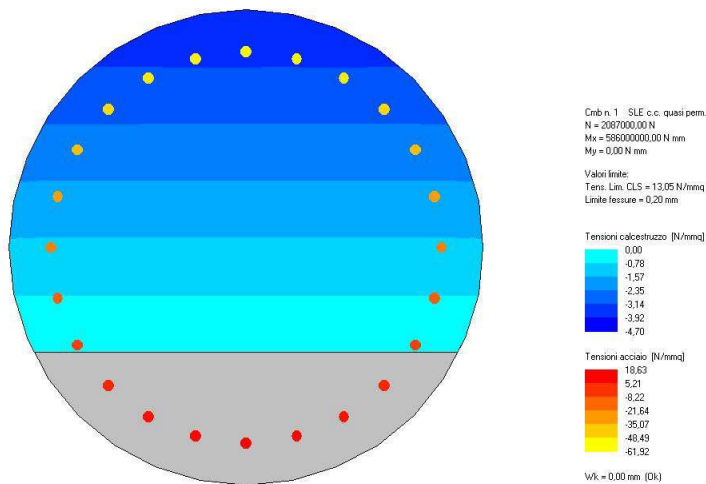
Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

**TAB. 8.5-4**

SLE					
Quota	0,0		Nmax - kN	Nmin - kN	M - kNm
SLE - 2a			3.407	2.087	586
Quota	-7,0		Nmax - kN	Nmin - kN	M - kNm
SLE - 2a			3.407	2.087	170

Sezione di sommità : da quota 0 a quota -5.0 ( $L_{ferri}=6.0 m$ )

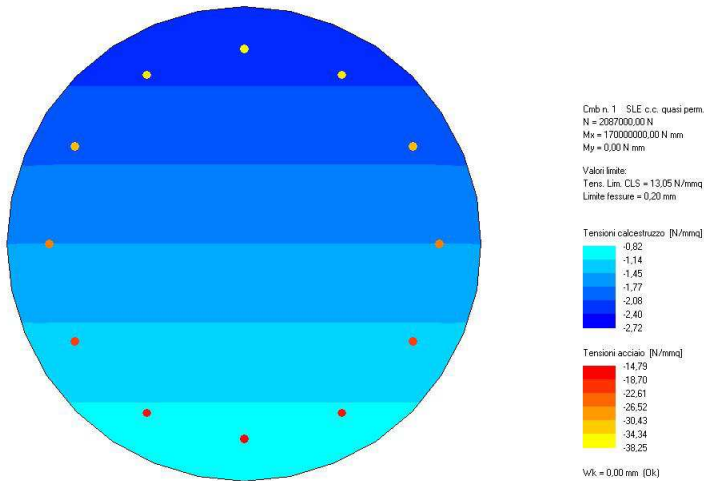
**Fig. 8.5-6**



L'armatura precedente (24Ø26) viene confermata.

Da quota -4.0 a quota -16.0 m ( $L_{ferri}=12.0$  m)

Fig. 8.5-7



Si conferma l'armatura di  $24\varnothing 20$ .

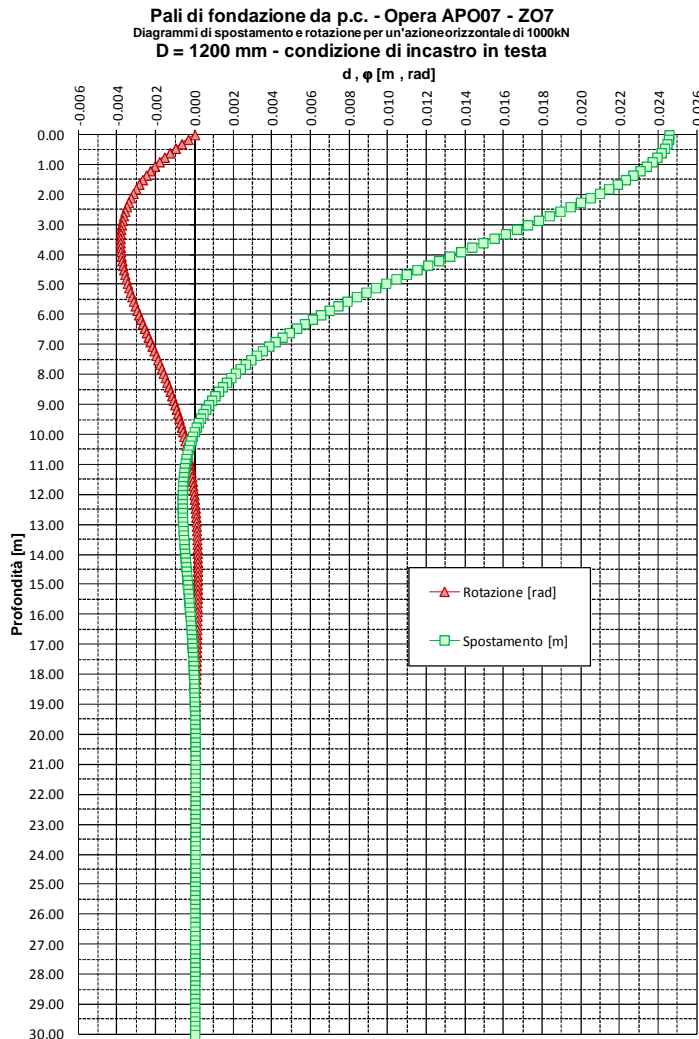
Da quota -15.0 a quota -30.0 m ( $L_{ferri}=12.0 + 4.0$  m)

Si arma con  $12\varnothing 20$ .

### 8.5.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

Si riportano le curve di deformazione per azione tagliante unitaria in testa.

**FIG. 8.5-8**



Conseguentemente (sole azioni peggiorative SLE amplificate del 20%) la deformazione effettiva risulta:

**TAB. 8.5-5**

DEFORMAZIONI		
Quota	0.0	H - kN
SLE - 2a		94
Coeff. 'h' da Taglio		0.025
$\eta$ max - mm		2

La deformazione viene ritenuta compatibile con la funzionalità dell'opera.



## 8.6. FONDAZIONI: PLINTO

### 8.6.1. Armatura intradosso

Il plinto ha dimensioni lunghezza 11.0 m, larghezza 8.0 m e altezza 2.0 m. Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali).

Considerata la massima distanza dei pali dal fusto, esso può riguardarsi come un elemento tozzo.

Considerando lo sforzo normale massimo agente sul palo d'angolo in combinazione SLU e SLE, il puntone compresso risulta inclinato di un angolo  $\vartheta=25^\circ$  rispetto al piano orizzontale e di un angolo  $\alpha=40^\circ$  rispetto all'asse Y.

Lo sforzo normale massimo sui pali nelle condizioni SLU e SLE si ricava dalla TAB. 8.5-1.

**TAB. 8.6-1**

Armatura plinto		
H plinto - m	2.00	
L biella ortogonale - m	3.00	
L biella obliqua - m	3.90	
$\alpha$ °	40	
$\theta$ °	25	
N max palo - kN	4'640	SLU
T obliquo - kN	10'054	
$T_x$ - kN	6'424	
$T_y$ - kN	7'734	
Asx - mm <sup>2</sup>	16'430	
Asy - mm <sup>2</sup>	19'779	
N max palo - kN	3'407	SLE
T obliquo - kN	7'381	
$T_x$ - kN	4'716	
$T_y$ - kN	5'678	
Asx - mm <sup>2</sup>	29'477	
Asy - mm <sup>2</sup>	35'486	

Direzione parallela alla fila di 4 pali

Si arma con  $62\varnothing 25$  ( $30.380 \text{ mm}^2$ ) sui pali disposti in triplo strato,  $\varnothing 20/200$  altrove

Direzione ortogonale alla fila di 4 pali

Si arma con  $74\varnothing 25$  ( $30.380 \text{ mm}^2$ ) sui pali disposti in triplo strato,  $\varnothing 20/200$  altrove.

All'estradosso si dispongono  $\varnothing 20/200$  in entrambe le direzioni.

Come armatura intermedia si utilizzano  $\varnothing 16/400$  in entrambe le direzioni.

## 8.7. PULVINO

Il pulvino ha dimensioni 3.0 x 9.2 x 2.4 m, ed ha la funzione di trasferire i carichi provenienti dagli appoggi dell'impalcato alla pila e può essere riguardato come corpo tozzo.

Data la configurazione geometrica degli appoggi, che hanno interasse pari a circa 5.0 m e cadono al di fuori dell'impronta della pila circolare di circa 1.0 m, nel pulvino si forma un meccanismo resistente di tipo 'strut & tie' che necessita un'armatura tesa ad estradosso pulvino. In questa fase progettuale si considera l'area complessiva di barre necessarie distribuita sull'intera larghezza al fine del calcolo delle incidenze di armatura, rimandando ulteriori approfondimenti sul posizionamento dell'armatura alla fase di Progetto Esecutivo.

Dalle TAB. 8.2-2 e TAB. 8.2-3 si ricava la massima azione verticale trasmessa dall'impalcato (Fase Statica - involucro  $N_{max}$  e SLE - involucro  $N_{max}$ ), che viene ripartita in parti uguali tra i due appoggi.

$$N_{SLU} = 37987 \text{ kN (da impalcato);} \quad N_{Ed,SLU} = 37987/2 = 19000 \text{ kN (sul singolo appoggio)}$$

$$N_{SLE} = 28138 \text{ kN (da impalcato);} \quad N_{Ed,SLE} = 28138/2 = 14100 \text{ kN (sul singolo appoggio)}$$

L'area minima di calcestruzzo della pila necessaria ad assorbire lo sforzo del puntone compresso vale, in prima approssimazione:

$$A_{min} = N_{Ed}/(f_{ck}/1.5) = 19000000/(32/1.5) = 790.000 \text{ mm}^2$$

L'area di calcestruzzo necessaria corrisponde a un quadrato di lato circa pari a 900 mm, per cui le caratteristiche geometriche della mensola tozza sono:

$$a = 1.45 \text{ m (sbalzo);} \quad z = 2.30 \text{ m (altezza);} \quad \theta = \arctg(z/a) = 57^\circ$$

**TAB. 8.7-1**

Armatura pulvino		
H pulvino - m	2.40	
Sbalzo 'a' - m	1.45	
$\theta$ °	57.8	
N max appoggio - kN	18'993	SLU
T - kN	11'974	
As - mm <sup>2</sup>	30'624	
N max appoggio - kN	14'069	SLE
T - kN	8'870	
As - mm <sup>2</sup>	55'435	

Si dispone all'estradosso del pulvino un 'armatura in direzione Y costituita da 114Ø25 (55.860 mm<sup>2</sup>) disposti sull'intera larghezza del pulvino (3.0 m). Risultano quindi due strati composti da 19Ø25/m.

In direzione X all'estradosso e all'intradosso in entrambe le direzioni si dispongono staffoni Ø20/100.

## 8.8. SINTESI ARMATURE

---

### 8.8.1. Pali Ø1200 mm

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a quota -4.0 : st Ø16/200

Da quota -4.0 a fine palo : st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 ( $L_{barra} = 6$  m):

si arma con 24Ø26.

Da quota -4.0 a quota -16.0 ( $L_{barra} = 12$  m):

si arma con 24Ø20.

Da quota -15.0 a quota -27.0 m ( $L_{barra}=12.0$  m)

Si arma con 12Ø20.

Da quota -26.0 a fine palo ( $L_{barra}=4.0$  m)

Si arma con 12Ø20.

### 8.8.2. Plinto

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso: Ø20/200;      Intradosso: n°62 Ø25 sui pali, Ø20/200 altrove;

Intermedia: Ø16/400

- Armatura in direzione trasversale Y

Estradosso: Ø20/200;      Intradosso: n°74 Ø25 sui pali, Ø20/200 altrove;

Intermedia: Ø16/400

### 8.8.3. Fusto

- Armatura in direzione trasversale (perimetrale): Staffe circolari  $\varnothing 16/150$ .
- Armatura in direzione verticale Z :  $87\varnothing 25$ .

### 8.8.4. Pulvino

- Armatura in direzione Y: Estradosso: n°14  $\varnothing 25$  Intradosso:  $\varnothing 20/200$
- Armatura in direzione X: Estradosso e intradosso:  $\varnothing 20/100$

## 9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PARETE DI SOSTEGNO

---

### 9.1. INTRODUZIONE

---

Entrambe le spalle necessitano, su un solo lato, di una parete di sostegno a contenimento del cono a causa della presenza di due strade che corrono anteriormente alle spalle.

L'altezza della parete (paramento) parte da un massimo di 10.2 m circa, scende linearmente in circa 19 m di sviluppo a 4.6 m circa e, dopo un breve tratto di altezza costante per 2.0 m di sviluppo, scende ancora linearmente in circa 13 m di sviluppo a circa 1.0 m.

Il paramento interno è inclinato con pendenza 1/10. Lo spessore in sommità è pari a 0.3 m

Per quanto riguarda l'analisi successiva si procede come segue.

- Quale terreno a tergo si assume LECA. Di fatto il rilevato viene proseguito con tale materiale per circa 15 m a tergo della spalla oltre il limite della sua fondazione, dove i 15 m sono misurati in asse strada. Da considerazioni geometriche planimetriche si ottiene che l'assunzione è ragionevole.
- Quale altezza del muro si assume un'altezza di 9.0 m.
- Il terrapieno ha pendenza pressoché nulla in corrispondenza dell'altezza massima, ed – misurata nel piano ortogonale all'asse della parete – resta assai contenuta per l'intero sviluppo. Si assume quindi una pendenza nulla.
- Il sovraccarico sul terrapieno è inizialmente pari a quello agente sulla spalla ( $25 \text{ kN/m}^2$ ) e diminuisce progressivamente lungo lo sviluppo, a causa dell'allontanarsi della parete dal ciglio stradale. Esso viene assunto costante e pari a  $25 \text{ kN/m}^2$ .
- Quali coefficienti di spinta vengono assunti quelli della spalla.
- Nella presente fase progettuale, a favore di sicurezza, si considera un angolo d'attrito terreno/parete nullo e un vettore di spinta orizzontale, prescindendo dall'inclinazione del paramento.

## 9.2. BASE PARAMENTO – H 9.0 M SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

### 9.2.1. Sollecitazioni

Azioni riferite a 1 metro lineare.

#### 9.2.1.1. SLU Statica

$$\begin{aligned} St &= 0.357 \cdot 11.8 \cdot 9.0^2 / 2 = 170.6 \text{ kN} ; & Z &= 3.0 \text{ m (spinta terre)} \\ Sq &= 0.357 \cdot 25.0 \cdot 9.0 = 80.3 \text{ kN} ; & Z &= 4.5 \text{ m (spinta sovraccarico)} \\ Np &= 25 \cdot 9.0 \cdot (0.3 + 1.2) / 2 = 168.7 \text{ kN} ; & \text{eccentricità X} &: \text{trascurata (peso parete)} \\ Mt &= 170.6 \cdot 3.0 = 512.0 \text{ kNm} ; & Mq &= 80.3 \cdot 4.5 = 361.4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$H = 1.35 \cdot 170.6 + 1.50 \cdot 80.3 = 351 \text{ kN}$$

$$N = 1.35 \cdot 168.7 = 228 \text{ kN}$$

$$M = 1.35 \cdot 512.0 + 1.50 \cdot 361.4 = 1233 \text{ kNm}$$

#### 9.2.1.2. SLU Sismica

$$\begin{aligned} St &= 0.489 \cdot 11.8 \cdot 9.0^2 / 2 = 233.7 \text{ kN} ; & Z &= 3.0 \text{ m} \\ Sp &= 0.334 \cdot 168.7 = 56.4 \text{ kN} ; & Z &= 3.6 \text{ m (inerzia parete)} \\ St1 &= 0.334 \cdot 11.8 \cdot 9.0 \cdot 3.8 = 134.8 \text{ kN} ; & Z &= 4.5 \text{ m (inerzia terreno)} \\ Np &= 168.7 \text{ kN} \\ Np kv &= 0.171 \cdot 0.3 \cdot 168.7 = 8.8 \text{ kN (trascurato)} \\ Mt &= 233.7 \cdot 3.0 = 701.0 \text{ kNm} \\ M Sp &= 56.4 \cdot 3.6 = 203.0 \text{ kNm} \\ M St1 &= 134.8 \cdot 4.5 = 606.6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$H = 233.7 + 56.4 + 134.8 = 425 \text{ kN}$$

$$N kv+ \cong N kv- = 169 \text{ kN}$$

$$M = 701.0 + 203.0 + 606.6 = 1510 \text{ kNm}$$

#### 9.2.1.3. SLE

$$H = 170.6 + 80.3 = 251 \text{ kN}$$

$$N = 169 \text{ kN}$$

$$M = 512.0 + 361.4 = 873 \text{ kNm}$$

## 9.2.2. Verifiche

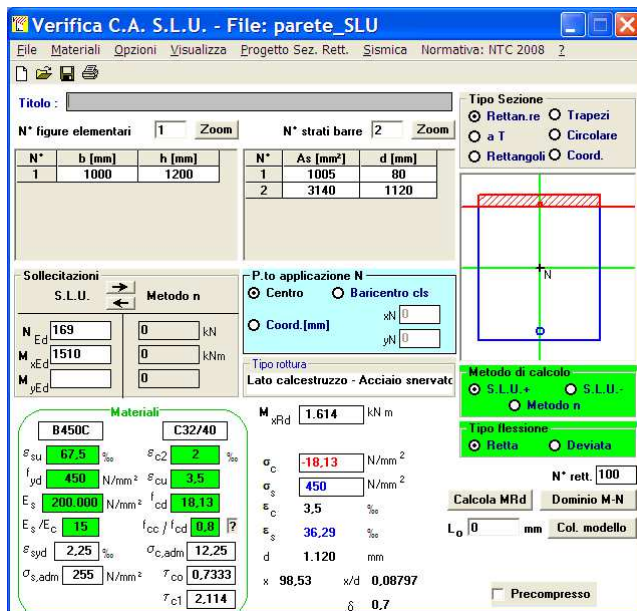
E' immediato constatare che la situazione peggiorativa è quella sismica.

### 9.2.2.1. SLU

#### Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura controterra Ø20/100, esterna Ø16/200 (ripartitori Ø16/200 interni; Ø10/200 esterni).

Fig. 9.2-1



#### Taglio

TAB. 9.2-1

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - Vsd	425	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	1200	mm	
n° barre armatura tesa	10		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	5309	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	1127	mm	
pl	0,00471		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	1200000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0,000	MPa	
fck	28	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,421		
VRd	454,2	kN	
vmin	0,31	kN	
	353,7	kN	
VRd	454	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

9.2.2.2. SLE

TAB. 9.2-2

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	1.200	mm	
r : Ricoprimento barre tese	80	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	80	mm	
n° barre armatura tesa	10		
φ : Diametro medio armatura tesa	26	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	5.309	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+φ/2]	93	mm	
n° barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A' <sub>s</sub> : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	88	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	873,0	kNm	
N : Sforzo normale	169,0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	0,0		0 : breve durata; 1,5: lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((f <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0,3</sup> ](1+φ)	33.346	N/mm <sup>2</sup>	
α = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	6,30		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	259	mm	
σ <sub>c</sub> : Tensione calcestruzzo	7,03	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	145,08	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio compresso	28,37	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	4566	mm	>-h/3
d = h-c+u	5673	mm	
d' = c'+u	4654	mm	
p = u <sup>2</sup> *n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d)/b	2,04E+07	mm <sup>3</sup>	
q = u <sup>2</sup> *3*n*(A' <sub>s</sub> *d'+A <sub>s</sub> *d <sup>2</sup> )/b	9,15E+10	mm <sup>3</sup>	
Q = (-p) <sup>2</sup> +q <sup>2</sup>	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	4825	mm	
y = z - u	0,00000	mm	
S <sub>n</sub> = b*y <sup>3</sup> /2 + n*A' <sub>s</sub> *(y-c') <sup>3</sup> -n*A <sub>s</sub> *(h-c-y) <sup>3</sup>	259	mm <sup>3</sup>	
6,22E+06	mm <sup>3</sup>		
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fed</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+α*(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	1.239.767	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	7,30E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	589	mm	
J : momento d'inerzia	1,54E+11	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	2,62E+08	mm <sup>3</sup>	
I <sub>cm</sub>	3,02	mm <sup>4</sup>	
σ <sub>i</sub> = I <sub>cm</sub> /I,2	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = (σ <sub>i</sub> + N/A)*W	695,0	kNm	
M <sub>fess</sub> < M : occorre procedere a verifica di apertura fessure			

Verifica allo stato limite di apertura delle fessure	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Elementi preparatori</b>			
A <sub>ce</sub> : Area "effettiva" c/cs = Min[b*(2,5*(h-d)); b*(h-y)/3 ; b*h/2]	232.500	mm	
p : rapporto (armatura tesa) / (area effettiva c/c)	0,0228		
w <sub>amm</sub> : apertura ammissibile fessura	0,20	mm	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	200.000	N/mm <sup>2</sup>	
i <sub>j</sub> : distanza tra barre tese min	100	mm	
k <sub>1</sub>	0,4		0,6: breve durata; 0,4: lunga durata
k <sub>1</sub>	0,80		barre aderenza migliorata
k <sub>2</sub>	0,50		flessione
k <sub>3</sub>	3,40		
k <sub>4</sub>	0,425		
<b>Distanza media tra le fessure "s<sub>rm</sub>"</b>			
limite spaziatura barre : 5*(r+φ/2)	465	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
<b>Distanza media tra le fessure "Δ<sub>smax</sub>"</b>			
Δ <sub>smax</sub> = k <sub>3</sub> *r + k <sub>1</sub> *k <sub>2</sub> *k <sub>4</sub> *φ/p	465,5569	%	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "ε<sub>sm</sub>"</b>			
ε <sub>sm</sub> = Max[(σ <sub>s</sub> - k <sub>1</sub> *I <sub>cm</sub> /p*(1+α*p))/E <sub>s</sub> ] ; 0,6*σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub> ]	0,0004		
<b>Apertura delle fessure "w<sub>k</sub>"</b>			
w <sub>d</sub> = s <sub>rm</sub> *ε <sub>sm</sub>	0,193	mm	<w <sub>amm</sub> =0,2

L'armatura controterra viene incrementata : Ø26/100.



Considerato che l'armatura di cui sopra è necessaria allo spiccato, si conduce una breve analisi riguardante le sollecitazioni a 2.0 m dallo stesso.

La condizione dimensionante è risultata quella SLE: verrà sviluppata solo quest'ultima.

Lo spessore è ora pari a 1.0 m.

$$St = 0.357 \cdot 11.8 \cdot 7.0^2 / 2 = 103.2 \text{ kN} ; Sq = 0.357 \cdot 25.0 \cdot 7.0 = 62.5 \text{ kN}$$

$$Np = 25 \cdot 7.0 \cdot (0.3 + 1.0) / 2 = 113.7 \text{ kN}$$

$$Mt = 103.2 \cdot 7.0 / 3 = 240.8 \text{ kNm} ; Mq = 62.5 \cdot 7.0 / 2 = 218.8 \text{ kNm}$$

$$N = 114 \text{ kN}$$

$$M = 240.8 + 218.8 = 460 \text{ kNm}$$

TAB. 9.2-3

Verifica a fessurazione [NTC 08 - par.4.1.2.2.4.1; 4.1.2.2.4.6; 11.10.1.2]	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Acciaio B450C			
Calcestruzzo: resistenza cilindrica caratteristica : $f_{ck}$	32	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	1.000	mm	
r : Ricoprimento barre tese	80	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	80	mm	
n° barre armatura tesa	10		
φ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro barre tese [r+φ/2]	90	mm	
n° barre armatura compressa	5		
φ' : Diametro medio armatura compressa	12	mm	
A' <sub>s</sub> : Armatura compressa	565	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+φ'/2]	86	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	460.0	kNm	
N : Sforzo normale	114.0	kN	
E <sub>s</sub> : modulo elasticità acciaio	210.000	N/mm <sup>2</sup>	
Coefficiente di viscosità φ	0.0		0 : breve durata; 1.5 : lunga durata
E <sub>cm</sub> = [22000*((I <sub>ck</sub> +8)/10) <sup>0.3</sup> ](1+φ)	33.346	N/mm <sup>2</sup>	
α = E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	6.30		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	186	mm	
σ <sub>c</sub> : Tensione calcestruzzo	6.29	N/mm <sup>2</sup>	
σ <sub>s</sub> : Tensione acciaio teso	154.05	N/mm <sup>2</sup>	
σ' <sub>s</sub> : Tensione acciaio compresso	20.48	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
u = M/N - h/2	3535	mm	>-h/3
d = h-c+u	4445	mm	
d' = c'+u	3621	mm	
p = u <sup>2</sup> ·2·n·(A' <sub>s</sub> ·d'+A <sub>s</sub> ·d)/b	1.23E+07	mm <sup>3</sup>	
q = u <sup>3</sup> ·3·n·(A' <sub>s</sub> ·d'+A <sub>s</sub> ·d <sup>2</sup> )/b	4.29E+10	mm <sup>4</sup>	
Q = (-p) + q	2.18E+02	mm <sup>3</sup>	
z	3721	mm	
y = z - u	0.00000	mm	
S <sub>n</sub> = b·y <sup>3</sup> /2 + n·A' <sub>s</sub> ·d' <sup>3</sup> ·(y-c') - n·A <sub>s</sub> ·d <sup>3</sup> ·(h-c-y)	186	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fess</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b·h+α·(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	1.023.346	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	5.05E+08	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	494	mm	
J : momento d'inerzia	8.72E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	1.77E+08	mm <sup>3</sup>	
I <sub>cm</sub>	3.02		
σ <sub>c</sub> : I <sub>cm</sub> /1,2	2.52	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>fess</sub> = (σ <sub>c</sub> + N/A)·W	465.1	kNm	
M <sub>fess</sub> > M : OK			

A partire dall'estradosso fondazione l'armatura adottata è costituita da Ø20/100.

## 9.3. FONDAZIONE – H 9.0 M SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

### 9.3.1. Sollecitazioni intradosso

Fondazione B 5.0 m ; H 1.50 m ; 2 pali Ø1200 interasse trasversale 3.0 m

#### 9.3.1.1. SLU Statica

$$St = 0.357 \cdot 11.8 \cdot 10.5^2 / 2 = 232.2 \text{ kN} ; Sq = 0.357 \cdot 25.0 \cdot 10.5 = 93.7 \text{ kN}$$

$$Np = 168.7 \text{ kN} ; e = 2.1 \text{ m}$$

$$Nt = 11.8 \cdot 9.0 \cdot 3.8 = 403.6 \text{ kN} ; e = 3.8/2 - 5.0/2 = -0.6 \text{ m (prisma terreno dovuto a inclinazione parete: trascurato)}$$

$$Nf = 25 \cdot 1.5 \cdot 5.0 = 187.5 \text{ kN} ; e = 0$$

$$Nq = 25.0 \cdot 3.8 = 95.0 \text{ kN} ; e = -0.6$$

$$Mt = 232.2 \cdot 10.5/3 = 812 \text{ kNm} ; Mq = 93.7 \cdot 10.5/2 = 491.9 \text{ kNm}$$

$$M(N) = 168.7 \cdot 2.1 + 403.6 \cdot (-0.6) + 95.0 \cdot (-0.6) = 354.3 - 242.2 - 57 = 55 \text{ kNm}$$

$$H = 1.35 \cdot 232.2 + 1.50 \cdot 93.7 = 454 \text{ kN}$$

$$N = 1.35 \cdot 168.7 + 1.35 \cdot 403.6 + 1.35 \cdot 187.5 + 1.50 \cdot 95.0 = 1168 \text{ kN}$$

$$M = 1.35 \cdot 812.0 + 1.50 \cdot 491.4 + 1.35 \cdot 354.3 - 1.35 \cdot 242.2 - 1.50 \cdot 57 = 1899 \text{ kNm}$$

#### 9.3.1.2. SLU Sismica

$$St = 0.489 \cdot 11.8 \cdot 10.5^2 / 2 = 318.0 \text{ kN} ; Z = 3.5 \text{ m (spinta terre)}$$

$$Sp = 0.334 \cdot 168.7 = 56.4 \text{ kN} ; Z = 3.6 + 1.5 = 5.1 \text{ m (inerzia parete)}$$

$$St1 = 0.334 \cdot 403.6 = 134.8 \text{ kN} ; Z = 4.5 + 1.5 = 6.0 \text{ m (inerzia terreno)}$$

$$Sf = 0.334 \cdot 187.5 = 62.6 \text{ kN} ; Z = 1.5/2 = 0.75 \text{ m (inerzia fondazione)}$$

$$Np = 168.7 \text{ kN} ; e = 2.1 \text{ m} \quad N_{kv} = 0.171 \cdot 0.3 \cdot 168.7 = 8.6 \text{ kN}$$

$$Nt = 403.6 \text{ kN} ; e = -0.6 \text{ m} \quad N_{kv} = 0.171 \cdot 0.3 \cdot 403.6 = 20.7 \text{ kN}$$

$$Nf = 187.5 \text{ kN} ; e = 0 \quad N_{kv} = 0.171 \cdot 0.3 \cdot 187.5 = 9.6 \text{ kN}$$

$$N_{kv+} = 168.7 + 403.6 + 187.5 + (8.6 + 20.7 + 9.6) = 759.8 + 38.9 = 799 \text{ kN} \cong N_{kv-}$$

$$Mt = 318.0 \cdot 10.5/3 = 1113 \text{ kNm}$$

$$M_{Sp} = 56.4 \cdot 5.1 = 287.6 \text{ kNm}$$

$$M_{St1} = 134.8 \cdot 6.0 = 808.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Sf} = 62.6 \cdot 0.75 = 47.0 \text{ kNm}$$

$$H = 318.0 + 56.4 + 134.8 + 62.6 = 572 \text{ kN}$$

$$N = 759.8 + 38.9 = 799 \text{ kN}$$

$$M (S) = 1113 + 287.6 + 808.8 + 47 = 2257 \text{ kNm}$$

$$M (N) = 168.7 * 2.1 + 403.6 * (-0.6) = 112.1 ; M (N kv) = 8.6 * 2.1 + 20.7 * (-0.6) = 5 \text{ kNm}$$

$$M kv+ = 2257 + 112 + 5.0 = 2374 \text{ kNm}$$

### 9.3.1.3. SLE

$$H = 232.2 + 93.7 = 326 \text{ kN}$$

$$N = 168.7 + 403.6 + 187.5 + 95.0 = 855 \text{ kN}$$

$$M = 812.0 + 491.4 + 354.3 - 242.2 - 57 = 1359 \text{ kNm}$$

## 9.3.2. Azioni nei pali

Si ipotizza di adottare pali  $\varnothing 1200$  ad interasse longitudinale 3.0 m

### 9.3.2.1. SLU

#### Statica

$$H = 454 * 3.0 / 2 = 681 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 1168 * 3.0 / 2 + 1899 / 3.0 = 2385 \text{ kN} ; N_{\min} = 1119 \text{ kN}$$

#### Sismica

$$H = 572 * 3.0 / 2 = 858 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 799 * 3.0 / 2 + 2374 / 3.0 = 1990 \text{ kN} ; N_{\min} = 407 \text{ kN}$$

### 9.3.2.2. SLE

$$H = 326 * 3.0 / 2 = 489 \text{ kN}$$

$$N_{\max} = 855 * 3.0 / 2 + 1359 / 3.0 = 1735 \text{ kN} ; N_{\min} = 830 \text{ kN}$$

## 9.3.3. Verifiche pali

### 9.3.3.1. Verifiche Geotecniche

#### Portanza Verticale

Al par.7.1.10 è riportata la curva di portata per un palo  $\varnothing 1200$  nel suolo in questione.

La massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 2385 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a  $1168 \cdot 3.0 = 3504$  kN (Fase Statica).

Devono essere effettuate due verifiche:

#### Palo Singolo

L'azione verticale massima deve essere confrontata con le curve di portanza di cui sopra.

Dalla figura citata si ottiene che un palo di lunghezza 16.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 2700 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.13 > 1.0$$

#### Pali in Gruppo

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del gruppo.

Dalla Relazione Geotecnica si ha che i pali sono posti in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $2.5\phi$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.65.

$$N_{med} = 3504/2 = 1750 \text{ kN}$$

$$R_{c,d} \cong 2700 \cdot 0.65 = 1755 \text{ kN} \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.0$$

(non si aumenta la lunghezza poiché si è considerate una situazione peggiorativa con l'altezza paramento prossima a quella massima)

La lunghezza assunta è pari a :  $L_{palo} = 16$  m

#### **Portanza Orizzontale**

Al par. citato è riportata la curva di portata per il palo di cui sopra.

La massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 858 kN (Fase Sismica).

Anche in questo caso va condotta una doppia verifica.

Palo singolo

Non vengono applicati coefficienti riduttivi alla curva di portanza.

La portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

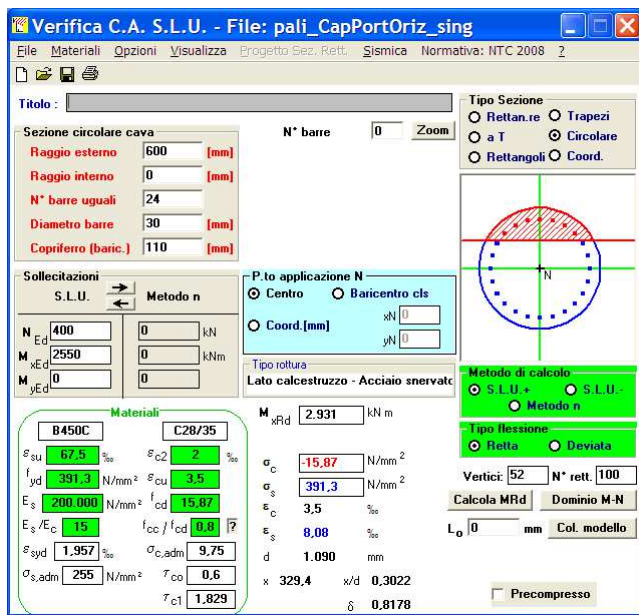
$$M_u = 2550 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale minima nei pali, per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{min} = 400 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 9.3-1



Risultano necessari n°24 Ø30.

### Pali in gruppo

Viene applicato un coefficiente minore dell'unità (si assume 0.7 in accordo alla Relazione Geotecnica) per tenere conto dell'effetto Gruppo. La resistenza da raggiungere risulta pari quindi a :

$$R_{tr,d} = 858/0.7 = 1225 \text{ kN}$$

In definitiva la portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  viene raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo pari a circa:

$$\Delta M = 1000 * (1225-952)/(952-714) = 1147 \text{ kNm}$$

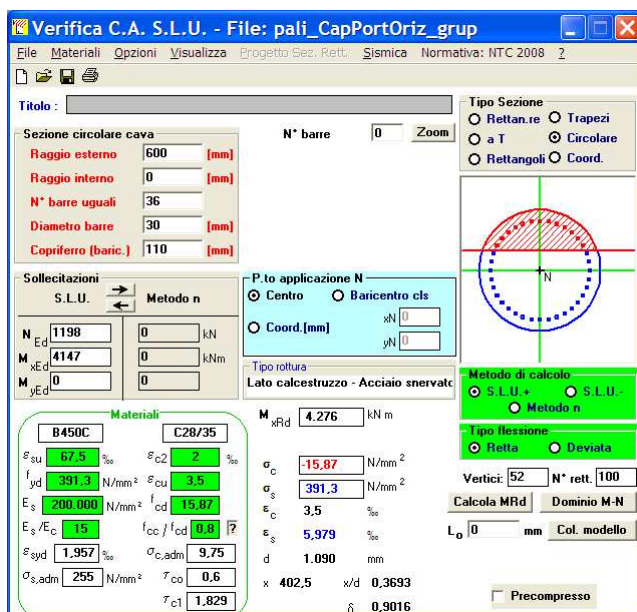
$$M_u = 3000 + 1147 = 4147 \text{ kNm}$$

Tale momento va raggiunto in corrispondenza dell'azione verticale media nei pali, sempre per la situazione nella quale si attinge il valore del taglio massimo preso in considerazione:

$$N_{med} = 799 * 3.0/2 = 1198 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 9.3-2



Risultano necessari n°36 Ø30 (2.1%).

### 9.3.3.2. Verifiche SLU: Taglio

Al par. citato sono riportate le curve di sollecitazione per azione tagliante unitaria in testa.

Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 7.1.10.2

Le azioni vengono amplificate con un coefficiente pari a 1.2 in accordo a quanto indicato in Relazione Geotecnica, per tenere conto dell'effetto gruppo.

#### Verifica lato Acciaio

L'espressione

$$V_{Rsd} = \cot(\theta) \cdot 0.68 \cdot \varnothing \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} ; \text{dove } \varnothing = 1200 \text{ mm e } f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}_2$$

assume i seguenti valori per armature e passi variabili:

**TAB. 9.3-1**

Palo $\varnothing$ 1200		cot $\theta$ = 1.0	cot $\theta$ = 1.5	cot $\theta$ = 2.0	cot $\theta$ = 2.5
$\varnothing$ - mm	s - mm	$V_{Rsd}$ - kN			
10	200	251	376	502	627
10	100	502	752	1.003	1.254
12	200	361	542	722	903
12	100	722	1.083	1.444	1.806
16	200	642	963	1.284	1.605
16	100	1.284	1.926	2.568	3.210
20	200	1.003	1.505	2.006	2.508
20	100	2.006	3.009	4.012	5.016

Dalla fig. precedente emerge che il taglio in testa ( $858 \cdot 1.2 = 1030$  kN) si riduce al 60% dell'azione in testa (618 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (206 kN) a quote inferiori a -7.5m

Conseguentemente – assumendo  $\cot\theta = 2.0$  - si adotta una staffatura:

da testa a quota -4.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**      $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 1030 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**      $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 618 \text{ kN}$

#### Verifica lato Cls.

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1200^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \equiv 6952 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

### 9.3.3.3. Verifiche SLU: Pressoflessione

Si premette che il meccanismo di rottura ipotizzato nell'estrapolazione delle curve di capacità portante orizzontale presuppone che a collasso si formi una seconda cerniera plastica – oltre a quella in testa – posizionata a circa 3÷4Ø. Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita per in testa verrà proseguita sino a quota -4.0 m (punto di momento pressoché nullo). Successivamente si armerà in funzione del momento massimo relativo ottenibile dalla figura precedente (quota -7m).

Dai valori SLU di par. 9.3.2.1 e tenendo conto della figura precedente si ha:

**TAB. 9.3-2**

SLU					
<b>Quota 0.0</b>			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>6.10</b>			
SLU - Sismica kv+			2'385	1'119	6'281
SLU - Statica - 1			1'990	407	4'985
<b>Quota -7.0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1.80</b>			
			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
SLU - Sismica kv+			2'385	1'119	1'853
SLU - Statica - 1			1'990	407	1'471

In definitiva restano da verificare la sezione di sommità e la sezione a quota -7.0 m, per la condizione peggiorativa di sforzo normale minimo.

Si trascura – a favore di sicurezza - il modesto incremento di sforzo normale dovuto al peso proprio del palo.

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

Diametro palo : 1200 mm ; ricoprimento barra : 75+16 = 91 mm (\*)

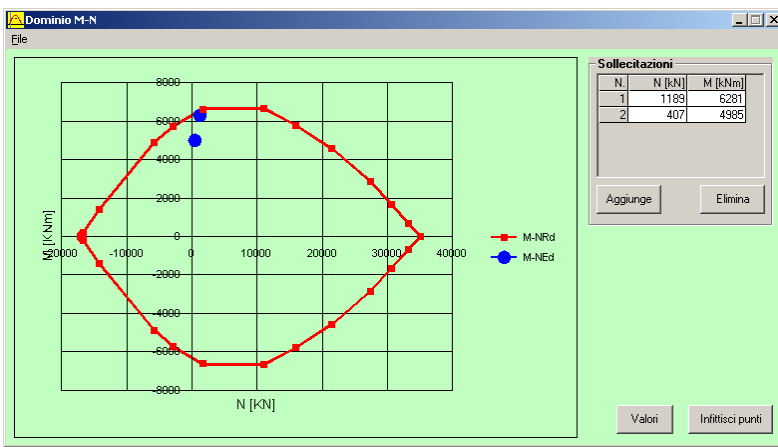
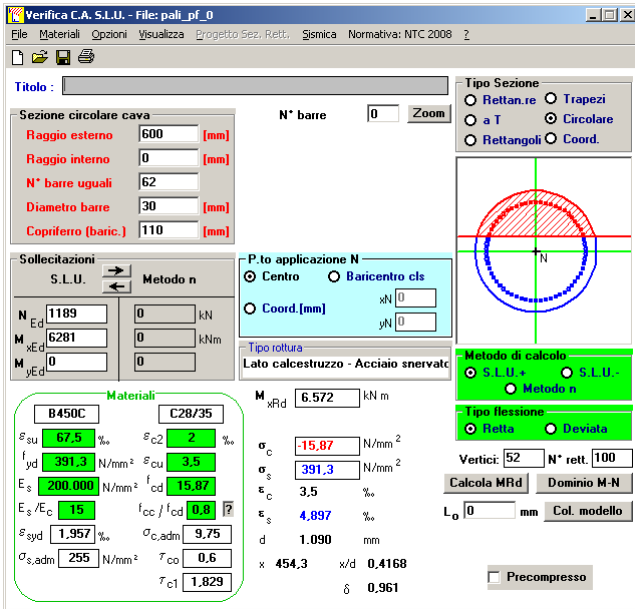
(\*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

L'armatura generica sarà compresa tra 0.3÷4% e della sezione effettiva :

$$0.004 \cdot \pi \cdot 600^2 = 3500 \text{ mm}^2; 0.04 \cdot \pi \cdot 600^2 = 45000 \text{ mm}^2$$



FIG. 9.3-3 – SEZIONE DI SOMMITÀ



Numero barre : 62 ; Diametro barra : 30 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 3.8%.

L'armatura richiesta è particolarmente elevata, a causa del coefficiente di momento da applicarsi al taglio unitario, molto più alto del corrispondente coefficiente di tutti gli altri interventi.

L'interferro è pari a 52 mm: in sede di Progetto Esecutivo si esaminerà l'opportunità di portare parte delle barre in doppio strato.

FIG. 9.3-4 – SEZIONE A QUOTA -7.0

**Verifica C.A. S.L.U. - File: pali\_pf\_7**

**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 600 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 20
- Diametro barre: 26 [mm]
- Copriferro [baric.]: 110 [mm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 1189 [kN]  
 M<sub>Ed</sub>: 1853 [kNm]  
 M<sub>Ed</sub>: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN: 0 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

**Tipo flessione**

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 mm Col. modello

**Materiali**

B450C C28/35

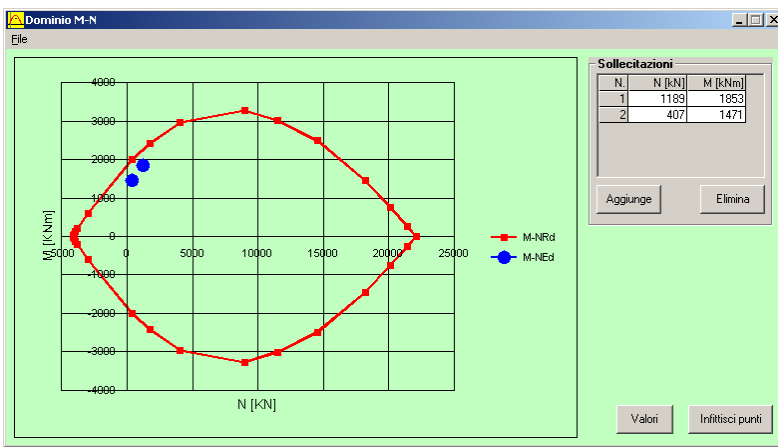
ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 15.87 ‰  
 ε<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 ‰ f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8 ‰  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 9.75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.6 ‰  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub>: 2.267 [kNm]

σ<sub>c</sub>: -15.87 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 8.428 ‰  
 d: 1.090 mm  
 x: 319.8 x/d: 0.2934  
 δ: 0.8068

Precompresso



Numero barre : 20 ; Diametro barra : 26 mm ; disposte in strato : singolo; percentuale d'armatura: 0.9%

9.3.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione

Si procede in analogia al paragrafo precedente, sempre amplificando le sollecitazioni del 20%.

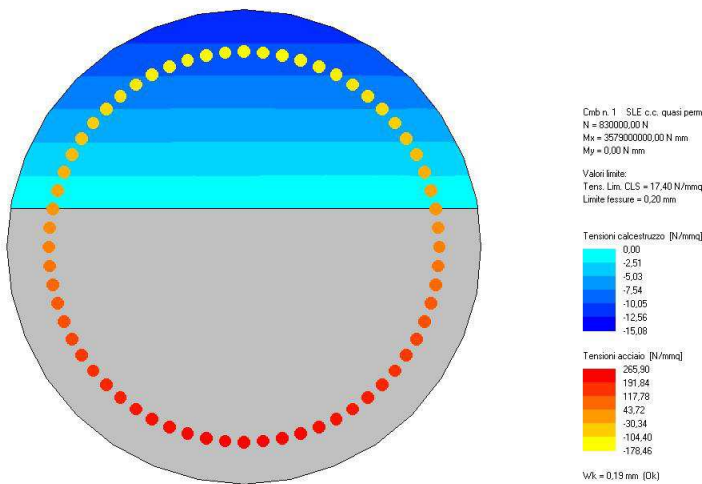
**TAB. 9.3-3**

SLE					
	<b>Quota 0.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'735	830	3579
	<b>Quota -7.0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			1'735	830	1056

**Fig. 9.3-5**

Da quota 0.0 a quota -4.0 ( $L_{barra}$  6.0m)

Armatura: 64Ø30

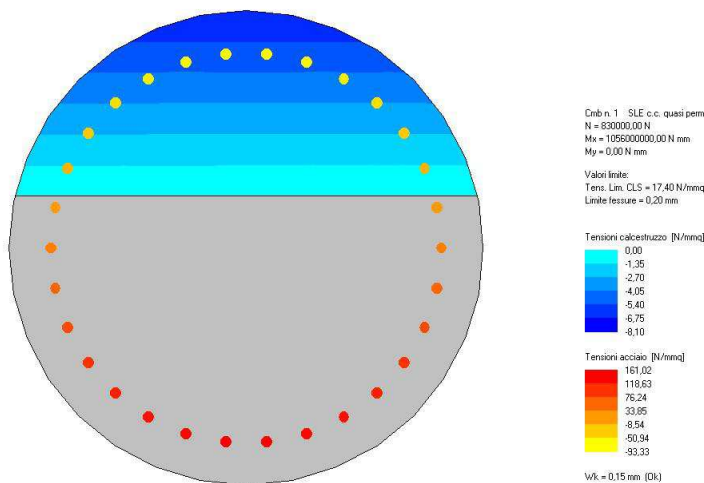


Verifica soddisfatta.

Da quota -3.0 a quota -9.0 ( $L_{barra}$  6.0m)

Armatura 22Ø26: verifica non soddisfatta. Si passa a 30Ø26.

Fig. 9.3-6



Verifica soddisfatta.

Da quota -9.0 a fine palo ( $L_{barra}$  8m)

Risulta sufficiente un'armatura 12Ø20.

#### NOTA

La spaziatura longitudinale dei pali (3.0 m) viene mantenuta per tutta la prima parte di parete e cioè sino a quando essa non diventa, per un breve tratto, ad altezza costante pari a circa 4.5 m.

Per la parte restante di parete, di altezza decrescente da 4.5 a 1.0 m, nella presente fase progettuale si mantengono i medesimi pali, me disponendone n°3+3 sull'intero sviluppo.

Verifiche qui non riportate hanno mostrato che la soluzione è largamente accettabile.

In fasi progettuali successive si analizzerà meglio la parte terminale di parete, indagando la possibilità di ricorrere a fondazione superficiale.

### 9.3.4. Soletta di fondazione

Si conduce una breve analisi tendente a determinare le armature da inserire in soletta di fondazione e a verificare il punzonamento della stessa.

La soletta, di spessore 1.5 m, è sollecitata dalle azioni provenienti dal palo posteriore, dal carico verticale derivante dal terreno e sovraccarico sovrastante, dal momento flettente trasmesso alla base della parete.

#### 9.3.4.1. Armature estradosso

Per quanto riguarda il momento di continuità trasmesso dalla parete esso viene considerato completamente assorbito da opportune armature disposte all'estradosso soletta.

- SLE : M = 873 KnM/M

TAB. 9.3-4

	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
	Fe B 44 k : $\sigma_{samm} =$	255	N/mm <sup>2</sup>
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	1.500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	50	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	50	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]	60	mm	
n° barre armatura compressa	5		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	16	mm	
A' <sub>s</sub> : Armatura compressa	1.005	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	58	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	873,0	kNm	.
<b>Verifica a flessione</b>			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	314	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	3,85	N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	207,56	N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma'_c$ : Tensione acciaio compresso	47,13	N/mm <sup>2</sup>	OK
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>feld</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+n*(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	1.562.204	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,15E+09	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	736	mm	
J : momento d'inerzia	3,11E+11	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	4,22E+08	mm <sup>3</sup>	
Rck : resistenza caratteristica csl.	28	N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>ctd</sub> : resistenza a traz. per flessione cls [0,7*1,2*0,27*Rck <sup>2/3</sup> ]	2,09	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>feld</sub> = f <sub>ctd</sub> *W	882,69	kNm	
<b>Poiché il momento di formazione delle fessure è superiore al momento sollecitante, è VERIFICATO</b>			
<b>lo stato limite di formazione delle fessure.</b>			

- SLU : M = 1510 kNm/m

**TAB. 9.3-5**

**Verifica C.A. S.L.U. - File: fondaz\_estrاد**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 2

Titolo: \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	1000	1500	1	1005	70
			2	3140	1430

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>Ed</sub> 1510 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baicentro cls  
 Coord. [mm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.709 kNm

Materiali: B450C C28/35

σ<sub>su</sub> 67.5 % ε<sub>c2</sub> 2 %  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 %  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.67 %  
 ε<sub>s</sub>/ε<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 % σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 %  
 ε<sub>s</sub> 55.14 %  
 d 1.430 mm  
 x 85.35 w/d 0.05969  
 δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n  
 Tipo flessione: Retta Deviata  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 mm Col. modello  
 Precompresso

In definitiva si arma all'estradosso con Ø20/100.

**9.3.4.2. Armature intradosso**

Il massimo carico trasmesso dal palo posteriore vale:

- SLE : N = 830 kN
- SLU : N = 1119 kN (Situazione Statica)

Il carico trasmesso dal terreno vale :

- SLE : q = 9.0\*11.8 + 25.0 = 131 kN/m<sup>2</sup>
- SLU : q = 1.35\*9.0\*11.8 + 1.5\*25.0 = 180 kN/m<sup>2</sup>

L'asse palo è posto a 2.8 m dall'attacco del paramento. Poiché l'altezza utile è pari a 1.5-2x0.5 = 1.4 m, il comportamento è intermedio tra quello di un corpo tozzo e quello di un corpo snello: nella presente fase progettuale si assume quest'ultimo, senza ulteriori approfondimenti.

- SLE

$$M = 830 \cdot 2.8 - 131 \cdot 3.0 \cdot 2.8^2 / 2 - 25 \cdot 1.5 \cdot 2.8^2 / 2 = 636 \text{ KNm}$$

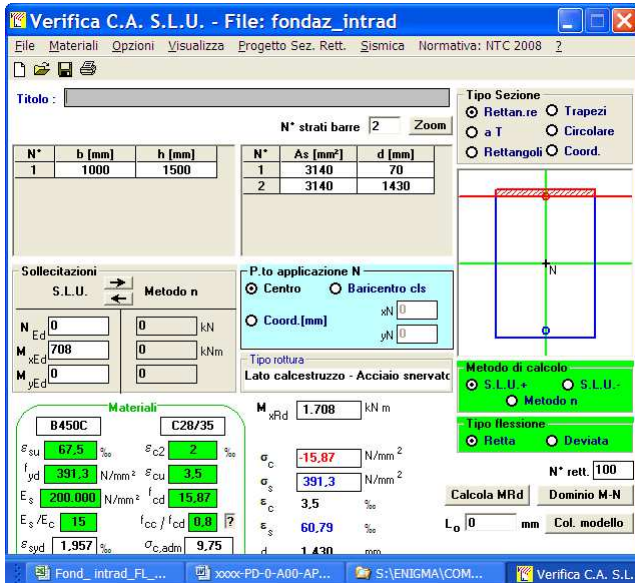
TAB. 9.3-6

	valore	unità	Note / Limitazioni
<b>Materiali</b>			
Fe B 44 k: $\sigma_{samm} =$	255	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Caratteristiche geometriche</b>			
b : Base	1.000	mm	
h : Altezza	1.500	mm	
r : Ricoprimento barre tese	50	mm	
r' : Ricoprimento barre compresse	50	mm	
n° barre armatura tesa	10		
$\phi$ : Diametro medio armatura tesa	20	mm	
A <sub>s</sub> : Armatura tesa	3.142	mm <sup>2</sup>	
i : Interasse barre tese	100	mm	
c : Copriferro [r+ $\phi$ /2]	60	mm	
n° barre armatura compressa	10		
$\phi'$ : Diametro medio armatura compressa	20	mm	
A' <sub>s</sub> : Armatura compressa	3.142	mm <sup>2</sup>	
c' : Copriferro barre compresse [r'+ $\phi'$ /2]	60	mm	
n : Coefficiente omogeneizzazione	15		
<b>Sollecitazioni</b>			
M : Momento flettente	636,0	kNm	.
<b>Verifica a flessione</b>			
y: Dist. asse neutro da lembo compresso	293	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	2,56	N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	149,97	N/mm <sup>2</sup>	OK
$\sigma'_s$ : Tensione acciaio compresso	30,52	N/mm <sup>2</sup>	OK
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>feld</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+n*(A <sub>s</sub> +A' <sub>s</sub> )]	1.594.248	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,20E+09	mm <sup>3</sup>	
Y <sub>g</sub> : baricentro [S/A]	750	mm	
J : momento d'inerzia	3,26E+11	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>g</sub> ]	4,35E+08	mm <sup>3</sup>	
Rck : resistenza caratteristica csl.	28	N/mm <sup>2</sup>	
f <sub>ctd</sub> : resistenza a traz. per flessione cls [0,7*1,2*0,27*Rck <sup>2/3</sup> ]	2,09	N/mm <sup>2</sup>	
M <sub>feld</sub> = f <sub>ctd</sub> *W	909,35	kNm	
<b>Poiché il momento di formazione delle fessure è superiore al momento sollecitante, è VERIFICATO</b>			
<b>lo stato limite di formazione delle fessure.</b>			

- SLU

$$M = 1119 \cdot 2.8 - 1.35 \cdot 131 \cdot 3.0 \cdot 2.8^2 / 2 - 1.35 \cdot 25 \cdot 1.5 \cdot 2.8^2 / 2 - 1.50 \cdot 25.0 \cdot 2.8^2 / 2 = 708 \text{ KNm}$$

**TAB. 9.3-7**



In definitiva si arma all'intradosso con  $\varnothing 20/100$ .

Tale armatura è strettamente necessaria solo a cavallo delle coppie di pali.

Sulle parti restanti (1.8 m tra palo e palo) si arma con  $\varnothing 20/200$ .

Longitudinalmente si dispongono  $\varnothing 16/200$  all'estradosso e intradosso.



### 9.3.4.3. Punzonamento

Il carico proveniente dal palo anteriore non va preso in conto, essendo quest'ultimo posizionato al di sotto dell'elevazione.

Il massimo carico proveniente dal palo posteriore vale 1119 kN.

Anche in questo caso il valore andrebbe diminuito dell'azione verticale risultante dal peso del terreno e del sovraccarico. A favore di sicurezza tale contributo diretto verso il basso non viene considerato. Infine si esamina in prima approssimazione la sezione quadrata inscritta, di lato 840 mm.

**TAB. 9.3-8**

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2	VERIFICA A DISTANZA 2d		
N	1.119	kN	sforzo normale
fck	32	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
$\gamma_c$	1,5		
fcd	18,13	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
$\gamma_s$	1,15		
fyd (o fywd)	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (a distanza 2d dal pilastro)	19.728	mm	perimetro critico
Acritica	30.775.470	mm <sup>2</sup>	area critica
$\sigma_t$	0	MPa	pressione del terreno
$\Delta V_{ed}$	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
Vred,red	1.119	kN	azione di calcolo depurata
$\beta$	1,15		eccentricità di carico
ved	0,05	MPa	tensione di punzonamento
Crd,c	0,12		
k check	1,39		$k=1+(200/d)^{0,5} \leq 2$
k assunto	1,39		
Asy 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione y
passo Asy	100	mm	
Asx 1 barra	314	mm <sup>2</sup>	area 1 barra in direzione x
passo Asx	100	mm	
ply=Asy 1barra/(passo*d)	0,00242		percentuale geometrica armatura in direzione y
plx=Asx 1barra/(passo*d)	0,00242		percentuale geometrica armatura in direzione x
pl check	0,00242	$\leq 0,02$	$pl=(plx*ply)^{0,5} \leq 0,02$
pl assunto	0,00242		
a	2600	mm	distanza dal perimetro di controllo
vrd,c check	0,33	MPa	resistenza a punzonamento senza specifica armatura
vmin	0,325	MPa	
vmin*2d/a	0,325	MPa	
vrd,c assunto	0,33	MPa	check vrd,c $\geq$ vmin (6,5)
ved $\leftrightarrow$ vrd,c assunto	<b>NO ARMATURA</b>		

TAB. 9.3-9

punzonamento secondo UNI EN 2004 - EC2		VERIFICA FILO	
	d è riferito a baricentro armature		
N	1.119	kN	sforzo normale
fck	32	MPa	resistenza caratteristica calcestruzzo
$\gamma_c$	1,5		
fcd	18,13	MPa	resistenza di progetto calcestruzzo
fyk	450	MPa	resistenza caratteristica acciaio
$\gamma_s$	1,15		
fyd-fywd	391	MPa	resistenza di progetto acciaio
d	1300	mm	altezza utile (d è riferito a baricentro armature)
2*d	2600	mm	distanza di controllo punzonamento
a (iny)	848	mm	dimensione pilastro in y
b (inx)	848	mm	dimensione pilastro in x
u (filo pilastro)	3.392	mm	perimetro critico
Acritica	719.104	mm <sup>2</sup>	area critica
$\sigma$	0	MPa	pressione del terreno
$\Delta V_{ed}$	-	kN	azione dovuta al terreno da detrarre a N
V <sub>red,red</sub>	1.119	kN	azione di calcolo depurata
$\beta$	1,15		eccentricità di carico
ved	0,29	MPa	tensione di punzonamento
v	0,5		
v <sub>rd,max</sub>	4,53	MPa	
ved ↔ v <sub>rd,max</sub>	verifica soddisfatta	15,53	R/S

## 9.4. SINTESI ARMATURE

---

### 9.4.1. Pali Ø1200 mm

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a quota -4.0 : st Ø16/200

Da quota -4.0 a fine palo : st Ø12/200

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -4.0 ( $L_{barra} = 5$  m):

si arma con 64Ø30.

Da quota -3.0 a quota -9.0 ( $L_{barra} = 6$  m):

si arma con 30Ø26

Da quota -8.0 a quota -16.0 ( $L_{barra} = 8$  m):

si arma con 12Ø20.

### 9.4.2. Fondazione

- Armatura in direzione sezione retta

Estradosso & Intradosso: Ø20/100;

- Armatura in direzione longitudinale

Estradosso & Intradosso: Ø16/200;

### 9.4.3. Elevazione

- Armatura in direzione trasversale : interno Ø16/200 ; esterno Ø12/200.

- Armatura in direzione verticale Z : interno - ripresa Ø26/100 ; barre Ø20/100.

esterno - ripresa Ø16/200 ; barre Ø12/200



AUTOSTRADA  
REGIONALE  
CISPADANA

**REGIONE EMILIA ROMAGNA**  
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA  
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13  
**PROGETTO DEFINITIVO**  
**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
APO 07: PONTE SU CANALE 'BURANA I'  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

## **ALLEGATO: SPALLA (INPUT)**

---

## 10. CRITERI DI MODELLAZIONE

La struttura della spalla viene studiata come tridimensionale secondo la reale geometria, modellata con elementi finiti tipo thick shell QTS4 posizionati nei piani baricentrici delle pareti e della platea, modellandone l'effettivo spessore (costante, linearmente variabile o variabile a gradone).

I pali sono modellati tramite elementi finiti tipo thick beam BMS3.

Le zone di intersezione/sovrapposizione fra i muri e la platea vengono gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro/platea di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico elevato (20 volte superiore a quello dell'elevato, comunque editabile dall'utente).

Le zone verticali di intersezione/sovrapposizione tra i vari muri in elevato vengono invece gestite assegnando loro lo spessore relativo al muro di appartenenza ed un materiale con un modulo elastico normale. L'eccentricità fra il muro paraghiaia ed il paramento della spalla sarà realizzata introducendo un piano orizzontale avente uno spessore pari a metà di quello del muro di spalla ed un modulo elastico normale.

Il collegamento tra i pali e la platea avviene tramite Constraint Equations (tied mesh) che collegano la superficie contenente le teste dei pali (superficie di servizio avente uno spessore pari ad 1/10 della platea e modulo elastico ridotto) alla platea vera e propria, e tramite Equivalence Mesh per quanto concerne l'attacco del tratto di palo alla superficie contenente le teste.

Viene costruito automaticamente un modello numerico, e di seguito ne vengono illustrate le caratteristiche fondamentali.

MESH: Elementi shell per pareti e platea, travi per i pali.

MATERIALI: Ecls della struttura in elevato, Ecls della platea, Ecls dei pali.

SEZIONI: Spessori shell per muri e platea, diametro pali.

AZIONI: Peso proprio struttura e terreno, sovraccarichi da rilevato, spinta da sovraccarico rilevato, spinta statica e sismica del terreno, azioni sismiche, carichi da impalcato

VINCOLI: Incastri per i pali a livello di intradosso platea.

Ai fini delle verifiche verranno considerati i singoli elementi costruttivi:

- 1) muro paraghiaia e muro spalla
- 2) muri andatori
- 3) platea di fondazione su pali
- 4) pali

Per facilitare la gestione nelle assegnazioni, nelle verifiche e nella visualizzazione delle varie parti costitutive del modello vengono creati automaticamente dei gruppi ad hoc per le parti significative.

Vengono inoltre creati dei riferimenti locali per consentire la visualizzazione corretta delle mappature delle armature minime che soddisfano le verifiche agli SL.

## 11. PARAMETRI MECCANICI

---

Per tutto il **calcestruzzo** si è adottato un legame costitutivo elastico-lineare:

### Calcestruzzo struttura in elevato $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico  $E = 34'625'485'235 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$

Densità di massa =  $2500 \text{ kg/m}^3$

### Calcestruzzo platea $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico  $E = 32'588'107'819 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$

Densità di massa =  $2500 \text{ kg/m}^3$

### Calcestruzzo pali

Modulo elastico  $E = 32'588'108 \text{ N/m}^2$

Coefficiente di Poisson  $\nu = 0.2$

Densità di massa =  $2500 \text{ kg/m}^3$

Per il **terreno** e l'**interazione terreno-struttura** si hanno le seguenti caratteristiche:

$\phi = 40.0^\circ$  angolo di attrito interno

$\psi = 90.0^\circ$  angolo di inclinazione del muro di spalla rispetto all'orizzontale

$\lambda = 0.0^\circ$  angolo di inclinazione del terreno a livello o di estradosso del muro paraghiaia rispetto all'orizzontale

$\delta = 0.0^\circ$  angolo di attrito terra - muro in gradi centigradi

(l'angolo  $\theta$  per la spinta statica attiva viene posto pari a  $0^\circ$ ; per la spinta sismica attiva viene calcolato automaticamente  $\theta = \arctg [kh/(1 \pm kv)]$ )

**Peso specifico terreno** =  $11'800 \text{ N/m}^3$

## **12. GEOMETRIA DELLA SPALLA**

---

### **12.1. OPZIONI**

---

Vengono riassunte di seguito le principali caratteristiche per i muri andatori, la fondazione e la tipologia delle sollecitazioni:

Tipologia muri andatori: a filo fondazione

Tipologia spessore muri andatori: a gradoni

Orecchia su muro andatore A: presente

Orecchia su muro andatore B: presente

Tipologia di fondazione: platea su pali

Tipologia di sollecitazioni da impalcato: risultanti in un punto



## 12.2. DIMENSIONI

Dimensioni in pianta (fig. 1):

Descrizione:		
Lunghezza muro andatore A in pianta comprensiva di orecchia <b>Lm1A</b>	9.30	m
Lunghezza muro andatore B in pianta comprensiva di orecchia <b>Lm1B</b>	9.30	m
Lunghezza muro andatore A in pianta al netto dell'orecchia <b>Lm2A</b>	-	m
Lunghezza muro andatore B in pianta al netto dell'orecchia <b>Lm2B</b>	-	m
Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore A rispetto al muro di spalla $\alpha$	90.0	°
Angolo di inclinazione in pianta del muro andatore B rispetto al muro di spalla $\beta$	90.0	°
Angolo in pianta che definisce l'inclinazione dei due bordi della platea non paralleli al muro di spalla rispetto ai bordi paralleli $\gamma$	90.0	°
Larghezza muro di spalla – paraghiaia <b>Bs</b>	35.65	m
Lunghezza platea di fondazione in direzione longitudinale rispetto all'impalcato (direzione ortogonale al muro di spalla indipendentemente dall'angolo $\gamma$ ) <b>Lf</b>	11.20	m
Larghezza platea di fondazione in direzione trasversale rispetto all'impalcato (direzione parallela al muro di spalla) <b>Bf</b>	35.85	m
Distanza bordo platea su lato impalcato – bordo muro di spalla su lato impalcato in direzione longitudinale rispetto all'impalcato <b>La</b>	2.00	m
Distanza bordo platea – bordo muro di spalla in direzione trasversale rispetto all'impalcato <b>Ba</b>	0.10	m

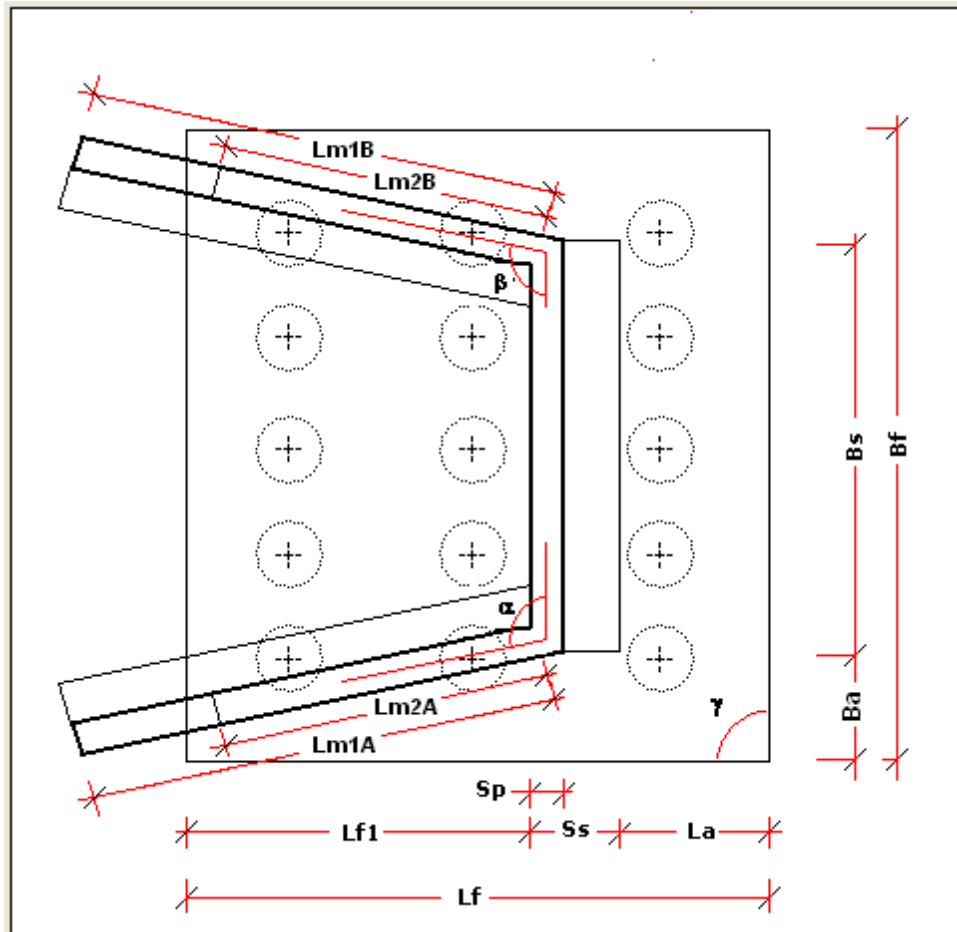


Fig. 1

Dimensioni laterali (fig. 2):

Descrizione:		
Spessore complessivo muro di spalla – muro paraghiaia, comprensivo di eventuale raccordo tra i due muri <b>Ss1</b>	3.40	m
Spessore muro paraghiaia <b>Sp</b>	0.60	m
Spessore muro spalla <b>Ss</b>	3.40	m
Altezza muro paraghiaia (da estradosso muro a livello appoggi) <b>Hp</b>	3.65	m

Altezza muro spalla (da estradosso platea a livello appoggi) <b>Hs</b>	6.35	m
Spessore platea <b>Hf</b>	1.50	m
Altezza orecchie sul lato a contatto col muro andatore <b>H1</b>	3.65	m
Altezza orecchie sul lato esterno <b>H2</b>	1.00	m
Altezza parte dei muri andatori a partire dall'estradosso della platea avente spessore <b>Sm1</b> (alla rimanente viene assegnato lo spessore <b>Sm2</b> ) <b>Hm1</b>	6.00	m
Spessore dei muri andatori alla base (livello di estradosso platea) <b>Sm1</b>	1.10	m
Spessore dei muri andatori in sommità (livello di estradosso muri) <b>Sm2</b>	0.50	m

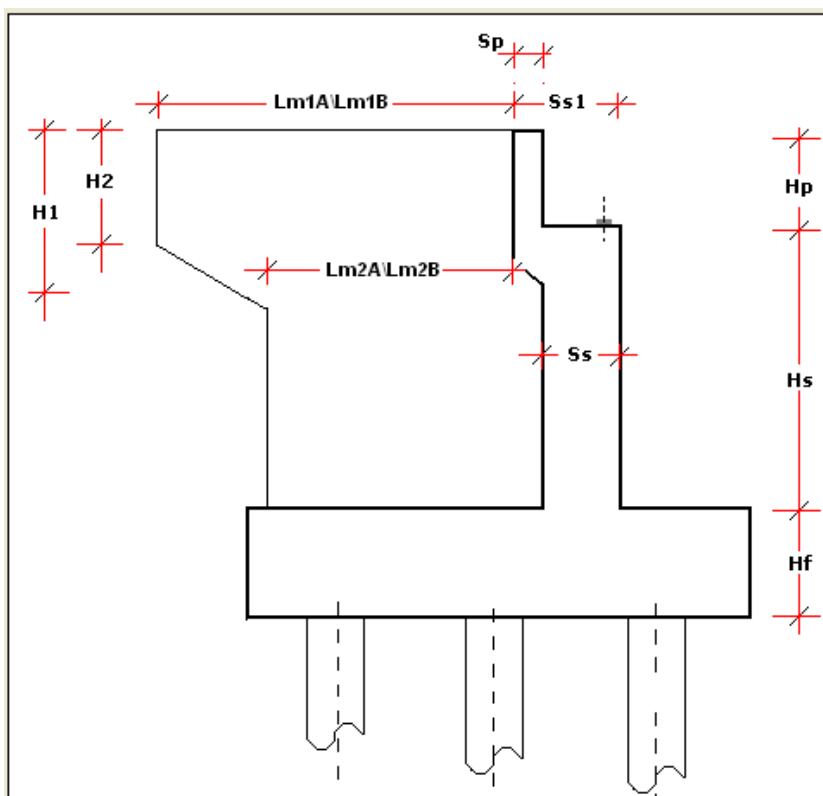


Fig. 2

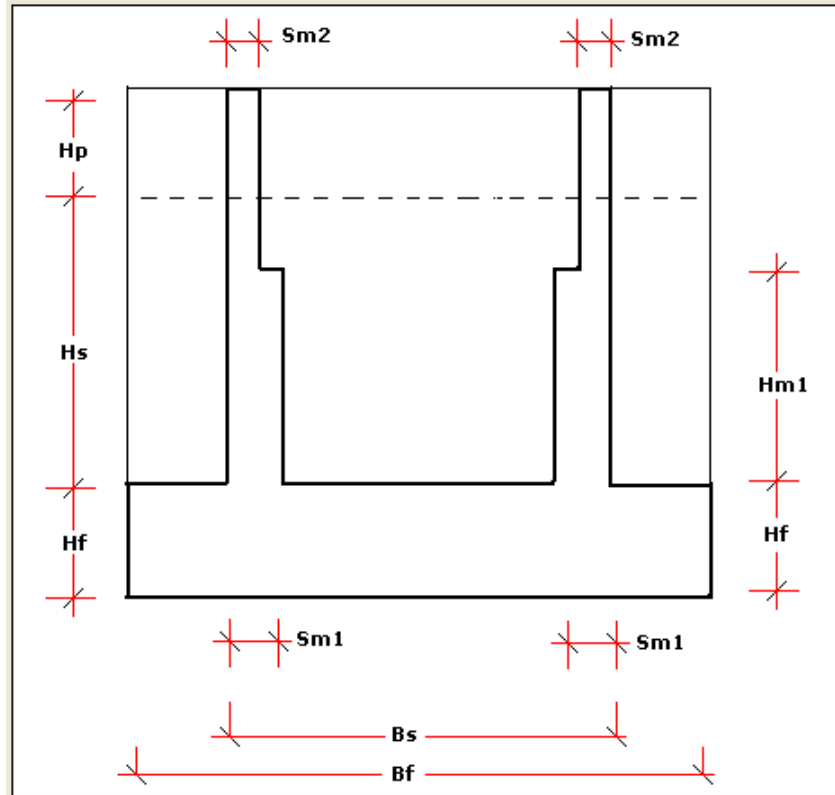


Fig. 3

### 12.3. APPOGGI

Numero appoggi a livello di estradosso del muro di spalla: 4

Appoggio n.	Coordinate appoggi		Rigidezze appoggi		
	DXa [m]	DYa [m]	kv	kt	kl
1	1.00	5.01	1.00	1.00	1.00
2	1.00	12.01	1.00	1.00	1.00
3	1.00	23.65	1.00	1.00	1.00
4	1.00	30.65	1.00	1.00	1.00

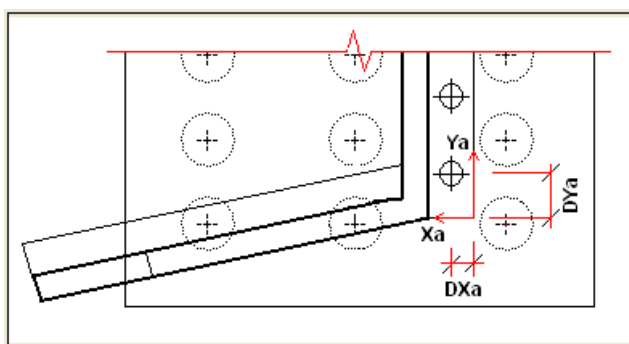


Fig. 4

**DXa** e **DYa**: coordinate relative in pianta di ogni appoggio rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla).

## 12.4. PALI

Numero pali: 48

Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]	Palo n.	DXp [m]	DYp [m]	Rp [m]
1	1.00	1.10	0.60	26	7.13	4.16	0.60
2	1.00	4.16	0.60	27	7.13	7.22	0.60
3	1.00	7.22	0.60	28	7.13	10.28	0.60
4	1.00	10.28	0.60	29	7.13	13.34	0.60
5	1.00	13.34	0.60	30	7.13	16.40	0.60
6	1.00	16.40	0.60	31	7.13	19.45	0.60
7	1.00	19.45	0.60	32	7.13	22.51	0.60
8	1.00	22.51	0.60	33	7.13	25.57	0.60
9	1.00	25.57	0.60	34	7.13	28.63	0.60
10	1.00	28.63	0.60	35	7.13	31.69	0.60
11	1.00	31.69	0.60	36	7.13	34.75	0.60
12	1.00	34.75	0.60	37	10.20	1.10	0.60
13	4.07	1.10	0.60	38	10.20	4.16	0.60
14	4.07	4.16	0.60	39	10.20	7.22	0.60
15	4.07	7.22	0.60	40	10.20	10.28	0.60
16	4.07	10.28	0.60	41	10.20	13.34	0.60
17	4.07	13.34	0.60	42	10.20	16.40	0.60
18	4.07	16.40	0.60	43	10.20	19.45	0.60

19	4.07	19.45	0.60	44	10.20	22.51	0.60
20	4.07	22.51	0.60	45	10.20	25.57	0.60
21	4.07	25.57	0.60	46	10.20	28.63	0.60
22	4.07	28.63	0.60	47	10.20	31.69	0.60
23	4.07	31.69	0.60	48	10.20	34.75	0.60
24	4.07	34.75	0.60				
25	7.13	1.10	0.60				

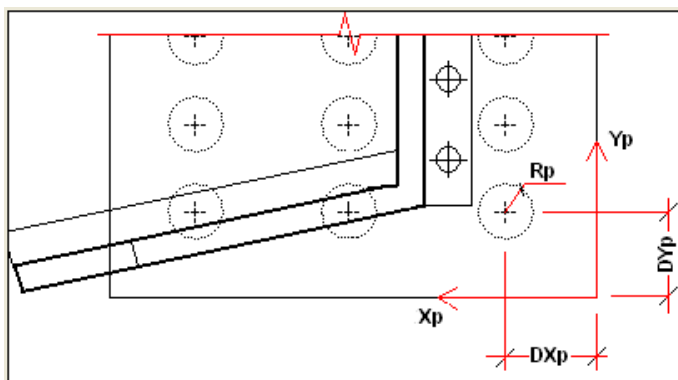


Fig. 5

**DXp** e **DYp** coordinate relative in pianta dei baricentri di ogni palo rispetto al punto indicato in figura (vertice in basso a destra della platea); **Rp** raggi delle sezioni dei pali.

## 13. CARICHI

---

### 13.1. CARICHI DA IMPALCATO

---

I carichi sono quelli trasmessi dall'impalcato:

**MOBILI FX max SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ max

**MOBILI FZ min SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SLUENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLU - Set di sollecitazioni secondo MZ min

**MOBILI FX max SLEraraENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SLEraraENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SLEraraENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SLEraraENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SLEraraENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo FZ max



**MOBILI FZ min SLE<sub>eraraENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) -

Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SLE<sub>eraraENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SLE<sub>eraraENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SLE<sub>eraraENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SLE<sub>eraraENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione rara) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

**MOBILI FX max SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

**MOBILI FZ min SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SLE<sub>freqENV</sub>**: Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione frequente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

**MOBILI FX max SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

**MOBILI FZ min SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SLEqpermENV:** Carichi combinati dei veicoli allo SLE (combinazione quasi permanente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

**MOBILI FX max SISMXprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SISMXprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SISMXprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SISMXprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

**MOBILI FZ min SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SISMxprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione X prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

**MOBILI FX max SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX max

**MOBILI FX min SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FX min

**MOBILI FY max SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY max

**MOBILI FY min SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FY min

**MOBILI FZ max SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ max

**MOBILI FZ min SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo FZ min

**MOBILI MX max SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX max

**MOBILI MX min SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MX min

**MOBILI MZ max SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ max

**MOBILI MZ min SISMyprevENV:** Carichi combinati con l'azione sismica (direzione Y prevalente) - Set di sollecitazioni secondo MZ min

Le azioni trasmesse dall'impalcato vengono applicate alla spalla come forze concentrate  $F_\xi$ ,  $F_\eta$ ,  $F_\zeta$  nei singoli appoggi (mediante Discrete Point Load), in un opportuno **riferimento locale**  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\zeta$  dove  $\xi$  risulta parallelo all'asse globale X (direzione longitudinale),  $\eta$  risulta parallelo all'asse globale Y (direzione trasversale) e  $\zeta$  risulta parallelo all'asse globale Z (direzione verticale), a partire dalle **azioni risultanti in un punto O** di coordinate note,  $F_X$  (forza longitudinale),  $F_Y$  (forza trasversale),  $F_Z$  (forza verticale),  $M_X$  (momento nel piano trasversale verticale),  $M_Z$  (momento nel piano orizzontale).

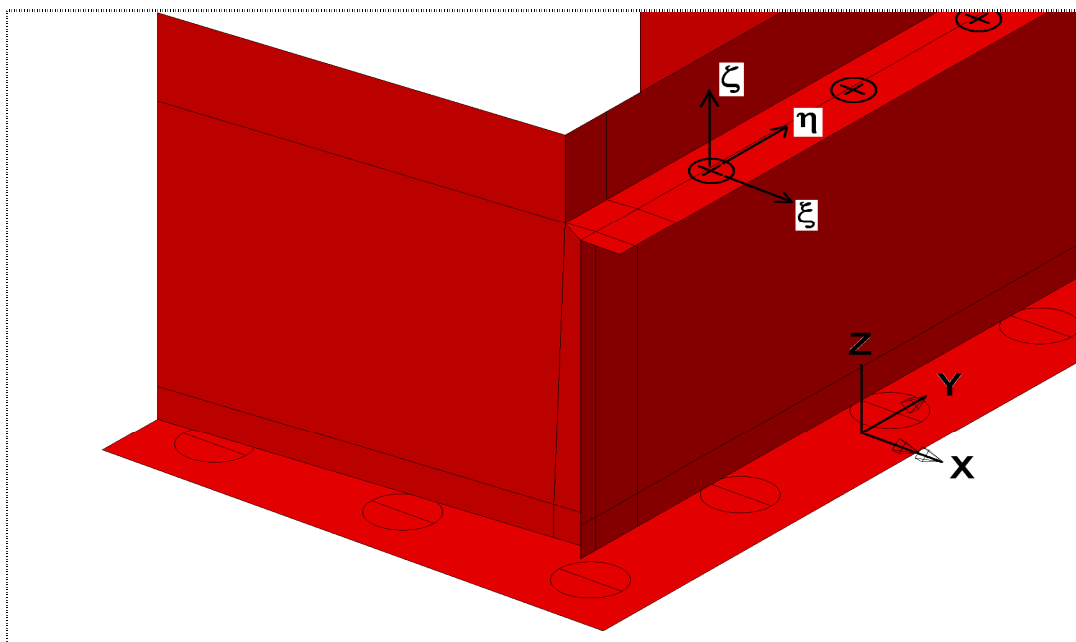


Fig. 6

Le azioni risultanti provenienti dall'impalcato vengono trasformate nelle forze concentrate  $F_\xi$ ,  $F_\eta$ ,  $F_\zeta$  con equazioni di equilibrio e congruenza (imponendo che il traverso di testata si muova di moto rigido), nel riferimento locale  $\xi$ ,  $\eta$ ,  $\zeta$  :

$$F\xi(i) = \frac{FX \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} + \frac{(MZ + FX \cdot y_{Gkl}) \cdot (y_{Gkl} - ya(i)) \cdot kl(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot (y_{Gkl} - ya(i))^2]}$$

$$F\eta(i) = \frac{FY \cdot kt(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)}$$

$$F\zeta(i) = \frac{FZ \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} + \frac{[MX \cdot (ya(i) - y_{Gkv}) + FZ \cdot y_{Gkv} \cdot (y_{Gkv} - ya(i))] \cdot kv(i)}{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot (y_{Gkv} - ya(i))^2]}$$

Essendo i baricentri delle rigidezze:

$$y_{Gkv} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kv(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kv(i)} \quad \text{baricentro rigidezze verticale}$$

$$y_{Gkt} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kt(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kt(i)} \quad \text{baricentro rigidezze trasversale}$$

$$y_{Gkl} = \frac{\sum_{i=0}^{n-1} [kl(i) \cdot ya(i)]}{\sum_{i=0}^{n-1} kl(i)} \quad \text{baricentro rigidezze longitudinale}$$

Con  $k_v(i)$ ,  $k_t(i)$ ,  $k_l(i)$  rigidezze rispettivamente verticale, trasversale, longitudinale dell'appoggio  $i$ -esimo;  $y_a(i)$  coordinata relativa in direzione trasversale dell'appoggio  $i$ -esimo rispetto al punto O (definita automaticamente a partire dalle coordinate relative  $DXO$  e  $DYO$  del punto O e da quelle relative  $DXa$  e  $DYa$  degli appoggi);  $n$  numero appoggi.

Le coordinate relative in pianta  **$DXO$**  e  **$DYO$**  del punto O che ne definiscono la posizione rispetto al punto indicato in figura (vertice dell'estradosso del muro di spalla) sono:

$$DXO = 1.00 \text{ m}$$

$$DYO = 17.83 \text{ m}$$

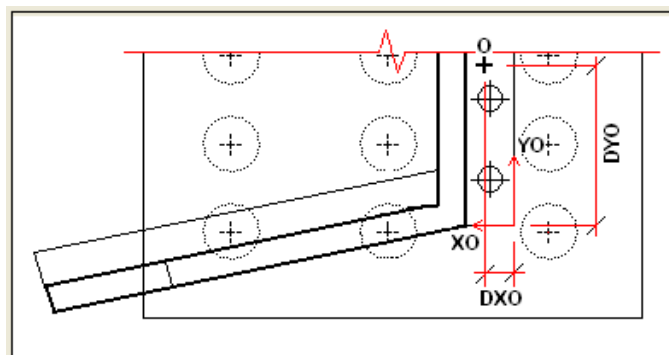


Fig. 7

Le **sollecitazioni risultanti** per ogni singola condizione di carico,  $FX$ ,  $FY$ ,  $FZ$ ,  $MX$ ,  $MZ$  nel punto O, con riferimento al sistema globale  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  sono le seguenti.

Condizione di carico	SOLLECITAZIONI RISULTANTI				
	FX [N]	FY [N]	FZ [N]	MX [Nm]	MZ [Nm]
Carichi_imp_ Fxmax_SLUENV	1'811'484	0	-30'191'400	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLUENV	2'037'744	0	-28'247'400	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLUENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0



Fzmax_SLEraraENV					
Carichi_imp_ Fzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEraraENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEfreqENV	948'552	0	-17'313'800	0	0
Carichi_imp_ Fxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEfreqENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0



Carichi_imp_ Fxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fymin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Fzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mxmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmax_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_ Mzmin_SLEqpermENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMXprevENV	1'234'000	370'200	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMXprevENV	-1'234'000	370'200	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMXprevENV	1'234'000	-370'200	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMXprevENV	-1'234'000	-370'200	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0

SISMXprevENV					
Carichi_imp_Mzmin_ SISMXprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fxmax_ SISMYprevENV	370'200	1'234'000	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fymax_ SISMYprevENV	-370'200	-1'234'000	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fymin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Fzmax_ SISMYprevENV	-370'200	1'234'000	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Fzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mxmax_ SISMYprevENV	370'200	-1'234'000	-16'604'000	0	0
Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0
Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV	0	0	0	0	0

Le forze concentrate  $F_{\xi}$ ,  $F_{\eta}$ ,  $F_{\zeta}$  nei singoli appoggi sono:

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLUENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	453'017	0	-7'550'290	0	0	0
2	452'938	0	-7'548'959	0	0	0
3	452'805	0	-7'546'742	0	0	0
4	452'725	0	-7'545'409	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLUENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	509'601	0	-7'064'133	0	0	0
2	509'511	0	-7'062'887	0	0	0
3	509'361	0	-7'060'814	0	0	0
4	509'271	0	-7'059'566	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SLUENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLUENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLUENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLUENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	237'215	0	-4'329'849	0	0	0
2	237'173	0	-4'329'086	0	0	0
3	237'103	0	-4'327'815	0	0	0
4	237'061	0	-4'327'050	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0



Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV</b>		
	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>	<b>F<math>\xi</math> [N]</b>	<b>F<math>\eta</math> [N]</b>	<b>F<math>\zeta</math> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV		
	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]	$F_{\xi}$ [N]	$F_{\eta}$ [N]	$F_{\zeta}$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMXprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	308'600	92'550	-4'152'342	0	0	0
2	308'545	92'550	-4'151'610	0	0	0
3	308'455	92'550	-4'150'391	0	0	0
4	308'400	92'550	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymin_SISMXprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	-308'600	92'550	-4'152'342	0	0	0
2	-308'545	92'550	-4'151'610	0	0	0
3	-308'455	92'550	-4'150'391	0	0	0
4	-308'400	92'550	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMXprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	308'600	-92'550	-4'152'342	0	0	0
2	308'545	-92'550	-4'151'610	0	0	0
3	308'455	-92'550	-4'150'391	0	0	0
4	308'400	-92'550	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mxmin_SISMXprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	-308'600	-92'550	-4'152'342	0	0	0
2	-308'545	-92'550	-4'151'610	0	0	0
3	-308'455	-92'550	-4'150'391	0	0	0
4	-308'400	-92'550	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmax_SISMXprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Mzmin_SISMXprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmax_SISMYprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	92'580	308'500	-4'152'342	0	0	0
2	92'564	308'500	-4'151'610	0	0	0
3	92'536	308'500	-4'150'391	0	0	0
4	92'520	308'500	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMyprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fymax_SISMyprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	-92'580	-308'500	-4'152'342	0	0	0
2	-92'564	-308'500	-4'151'610	0	0	0
3	-92'536	-308'500	-4'150'391	0	0	0
4	-92'520	-308'500	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmax_SISMyprevENV			Condizione di carico: Carichi_imp_Fzmin_SISMyprevENV		
	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]	F $\xi$ [N]	F $\eta$ [N]	F $\zeta$ [N]
1	-92'580	308'500	-4'152'342	0	0	0
2	-92'564	308'500	-4'151'610	0	0	0
3	-92'536	308'500	-4'150'391	0	0	0
4	-92'520	308'500	-4'149'657	0	0	0



Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mxmax_SISMyprevENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mxmin_SISMyprevENV</b>		
	<b>F<sub>ξ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>η</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ζ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ξ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>η</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ζ</sub> [N]</b>
1	92'580	-308'500	-4'152'342	0	0	0
2	92'564	-308'500	-4'151'610	0	0	0
3	92'536	-308'500	-4'150'391	0	0	0
4	92'520	-308'500	-4'149'657	0	0	0

Appoggio n.	Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mzmax_SISMyprevENV</b>			Condizione di carico: <b>Carichi_imp_Mzmin_SISMyprevENV</b>		
	<b>F<sub>ξ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>η</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ζ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ξ</sub> [N]</b>	<b>F<sub>η</sub> [N]</b>	<b>F<sub>ζ</sub> [N]</b>
1	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0

## 13.2. PESO PROPRIO STRUTTURA SPALLA E TERRENO

---

Il peso del cemento armato viene applicato come accelerazione **g** a tutte le masse di cls.

Il peso del terreno viene applicato come carico per unità di superficie (global distributed) all'intera platea (al di fuori dell'ingombro dei muri). L'intensità di tale carico è **p terra** = 118'000 N/m<sup>2</sup>.

## 13.3. SOVRACCARICO RILEVATO

---

Il sovraccarico viene definito come patch load rettangolare, simmetrico rispetto all'asse globale X (asse longitudinale della spalla) e di larghezza **Bc** = 35.65 m e lunghezza pari alla distanza tra il filo interno del muro di spalla ed il bordo posteriore della platea; viene proiettato sulla platea con l'opzione "exclude all load". L'intensità di tale carico è **q rilev** = 25'000 N/m<sup>2</sup>.

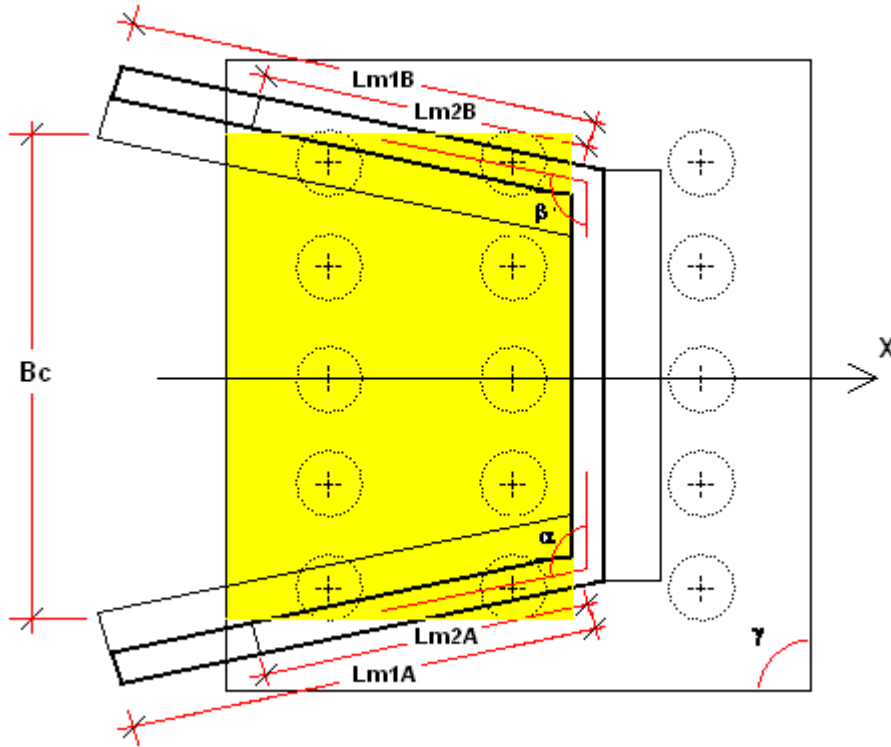


Fig. 8

## 13.4. SPINTA STATICA SOVRACCARICO

---

### Spinta utente

La spinta del sovraccarico  $\sigma_q$  sarà una distribuzione uniforme di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia dalla base dei muri alla sommità:

$$K_0 = 0.357$$

$$\sigma_q = q \cdot K_0 = 8'925 \text{ N/m}^2$$

Dove:

( $q = q$  rilev definito come [Sovraccarico rilevato](#)).

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$\phi, \psi, \lambda, \delta, (\theta = 0)$ , angoli definiti nei [Parametri meccanici](#).

## 13.5. SPINTA STATICA TERRENO

---

La spinta statica del terreno  $\sigma_t \text{ stat}$  sarà una distribuzione triangolare di pressioni applicata come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una generica intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione  $\sigma_{\text{stat}} = K \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = 42'126 \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri  $\sigma_{\text{stat}} = 0$

$K = K_0$  op.  $K_a$  (vedi [Spinta Statica Sovraccarico](#))

$\gamma$  = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

$H_s$ ,  $H_p$  altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

### 13.6. SPINTA SISMICA TERRENO

---

coefficiente di sottosuolo  $S = 1.327$

accelerazione di progetto del terreno in superficie  $ag = 2.472 \text{ m/sec}^2$

Viene applicata una distribuzione triangolare di pressioni  $\sigma_{\text{sism}}$  come patch load ai muri andatori ed al muro di spalla – paraghiaia con una intensità del carico pari a:

all'estradosso della platea di fondazione  $\sigma_{\text{sism}} = K_0 \cdot \gamma \cdot (H_s + H_p) = 67'386 \text{ N/m}^2$

alla sommità dei muri  $\sigma_{\text{sism}} = 0$

$\gamma$  = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

$H_s$ ,  $H_p$  altezze muri spalla, paraghiaia ([Dimensioni](#))

Per il calcolo di  $K_v$ :

$K_h = S \cdot (ag/g) / r = 0.334$  ( $r = 1$  struttura rigida)

$K_v = 0.5 \cdot K_h = 0.167$

Per il calcolo di K:

$$\lambda \leq (\phi - \theta): \quad K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \lambda - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \lambda)}} \right]^2} = 0.489$$

Dove  $\tan(\theta) = Kh/(1 \pm Kv)$  (si assume il segno tale da massimizzare K).

<fi, psi, lambda, delta angoli definiti nei Parametri meccanici.>

## 13.7. AZIONI SISMICHE

---

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione longitudinale **Ltl** = 5.80 m

Spessore di terreno accelerato dal sisma in direzione trasversale **Ltt** = 11.90 m

Le azioni sismiche sono le seguenti:

### SISMA +X

Alla massa del cemento armato viene applicata una accelerazione in direzione +X pari a

$$Kh \cdot g = 3.28 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento della spalla sar  applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +X pari a

$$\gamma \cdot Kh \cdot Ltl = 22'886 \text{ N/m}^2$$

$\gamma$  = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

**SISMA -X**

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -X pari a

$$Kh \cdot g = 3.28 \text{ m/sec}^2$$

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

**SISMA +Y**

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione +Y pari a

$$Kh \cdot g = 3.28 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore B (con Y+) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione +Y pari a  $\gamma \cdot Kh \cdot L_{tt} = 46'957 \text{ N/m}^2$

$\gamma$  = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

**SISMA -Y**

Alla massa del cemento armato sarà applicata una accelerazione in direzione -Y pari a

$$Kh \cdot g = 3.28 \text{ m/sec}^2$$

Al solo paramento del muro andatore A (con Y-) sarà applicata una pressione costante (come global distributed) in direzione -Y pari a  $\gamma \cdot Kh \cdot L_{tt} = 46'957 \text{ N/m}^2$

$\gamma$  = Peso specifico terreno ([Parametri meccanici](#))

Kh (vedi [Spinta Sismica Terreno](#))

Le azioni sismiche in direzione Z vengono trascurate.

## 14. CONDIZIONI DI CARICO

Nella tabella seguente vengono elencate le condizioni elementari di carico.

N°	CONDIZIONE DI CARICO	DESCRIZIONE	AZIONI
1	<b>Carichi_imp_Fxmax_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLUENV
2	<b>Carichi_imp_Fxmin_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLUENV
3	<b>Carichi_imp_Fymax_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLUENV Carichi_imp_X_Fymax_SLUENV
4	<b>Carichi_imp_Fymin_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLUENV Carichi_imp_X_Fymin_SLUENV
5	<b>Carichi_imp_Fzmax_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLUENV
6	<b>Carichi_imp_Fzmin_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLUENV
7	<b>Carichi_imp_Mxmax_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLUENV



	<b>SLUENV</b>	veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Y_Mxmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLUENV
8	<b>Carichi_imp_Mxmin_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLUENV
9	<b>Carichi_imp_Mzmax_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLUENV
10	<b>Carichi_imp_Mzmin_ SLUENV</b>	Carichi combinati allo SLU dei veicoli: Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLUENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLUENV
11	<b>Carichi_imp_Fxmax_ SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEraraENV
12	<b>Carichi_imp_Fxmin_ SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEraraENV
13	<b>Carichi_imp_Fymax_ SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEraraENV
14	<b>Carichi_imp_Fymin_ SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEraraENV

15	<b>Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEraraENV
16	<b>Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEraraENV
17	<b>Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEraraENV
18	<b>Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEraraENV
19	<b>Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEraraENV
20	<b>Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. rara): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEraraENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEraraENV
21	<b>Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEfreqENV
22	<b>Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FX	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEfreqENV

		min	
23	<b>Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEfreqENV
24	<b>Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEfreqENV
25	<b>Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEfreqENV
26	<b>Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEfreqENV
27	<b>Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEfreqENV
28	<b>Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEfreqENV
29	<b>Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEfreqENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEfreqENV
30	<b>Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. frequente):	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEfreqENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEfreqENV

		Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_X_Mzmin_SLEfreqENV
31	<b>Carichi_imp_Fxmax_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmax_SLEqpermENV
32	<b>Carichi_imp_Fxmin_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fxmin_SLEqpermENV
33	<b>Carichi_imp_Fymax_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymax_SLEqpermENV
34	<b>Carichi_imp_Fymin_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fymin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fymin_SLEqpermENV
35	<b>Carichi_imp_Fzmax_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmax_SLEqpermENV
36	<b>Carichi_imp_Fzmin_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Fzmin_SLEqpermENV
37	<b>Carichi_imp_Mxmax_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmax_SLEqpermENV
38	<b>Carichi_imp_Mxmin_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Mxmin_SLEqpermENV

	<b>SLEqpermENV</b>	veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Y_Mxmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mxmin_SLEqpermENV
39	<b>Carichi_imp_Mzmax_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmax_SLEqpermENV
40	<b>Carichi_imp_Mzmin_ SLEqpermENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. quasi permanente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SLEqpermENV Carichi_imp_X_Mzmin_SLEqpermENV
41	<b>Carichi_imp_Fxmax_ SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMxprevENV
42	<b>Carichi_imp_Fxmin_ SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMxprevENV
43	<b>Carichi_imp_Fymax_ SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMxprevENV
44	<b>Carichi_imp_Fymin_ SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMxprevENV

45	<b>Carichi_imp_Fzmax_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMxprevENV
46	<b>Carichi_imp_Fzmin_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMxprevENV
47	<b>Carichi_imp_Mxmax_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMxprevENV
48	<b>Carichi_imp_Mxmin_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMxprevENV
49	<b>Carichi_imp_Mzmax_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMxprevENV
50	<b>Carichi_imp_Mzmin_</b> <b>SISMxprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. X prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMxprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMxprevENV
51	<b>Carichi_imp_Fxmax_</b>	Carichi combinati allo SLE dei	Carichi_imp_Z_Fxmax_SISMyprevENV

	<b>SISMYprevENV</b>	veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX max	Carichi_imp_Y_Fxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmax_SISMYprevENV
52	<b>Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FX min	Carichi_imp_Z_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fxmin_SISMYprevENV
53	<b>Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY max	Carichi_imp_Z_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymax_SISMYprevENV
54	<b>Carichi_imp_Fymin_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FY min	Carichi_imp_Z_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fymin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fymin_SISMYprevENV
55	<b>Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ max	Carichi_imp_Z_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmax_SISMYprevENV
56	<b>Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo FZ min	Carichi_imp_Z_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Fzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Fzmin_SISMYprevENV
57	<b>Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo M max	Carichi_imp_Z_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmax_SISMYprevENV

		prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX max	
58	<b>Carichi_imp_Mxmin_ SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MX min	Carichi_imp_Z_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mxmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mxmin_SISMYprevENV
59	<b>Carichi_imp_Mzmax_ SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ max	Carichi_imp_Z_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmax_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmax_SISMYprevENV
60	<b>Carichi_imp_Mzmin_ SISMYprevENV</b>	Carichi combinati allo SLE dei veicoli (comb. sismica direz. Y prevalente): Set di sollecitazioni secondo MZ min	Carichi_imp_Z_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_Y_Mzmin_SISMYprevENV Carichi_imp_X_Mzmin_SISMYprevENV
61	<b>PP_strut_ter</b>	Peso proprio struttura spalla e terreno	g, Peso_terreno
62	<b>Sovrac_rilev</b>	Sovraccarico rilevato	Sovrac_rilev
63	<b>Spinta_sovrac</b>	Spinta sovraccarico rilevato	Spinta_sovrac_and_A Spinta_sovrac_and_B Spinta_sovrac_spalla
64	<b>Spinta_stat_ter</b>	Spinta statica terreno	Spinta_stat_ter_and_A Spinta_stat_ter_and_B Spinta_stat_ter_spalla
65	<b>Spinta_sism_ter</b>	Spinta sismica terreno	Spinta_sism_ter_and_A Spinta_sism_ter_and_B Spinta_sism_ter_spalla



<b>66</b>	<b>Sisma_+X</b>	Sisma +X struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+X Pres_spalla_+X
<b>67</b>	<b>Sisma_-X</b>	Sisma -X struttura spalla	Accel_sism_cls_-X
<b>68</b>	<b>Sisma_+Y</b>	Sisma +Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_+Y Pres_andat_+Y
<b>69</b>	<b>Sisma_-Y</b>	Sisma -Y struttura spalla + terreno	Accel_sism_cls_-Y Pres_andat_-Y



AUTOSTRADA  
REGIONALE  
CISPADANA

**REGIONE EMILIA ROMAGNA**  
AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA  
dal casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 al casello di Ferrara Sud sulla A13  
**PROGETTO DEFINITIVO**  
**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
APO 07: PONTE SU CANALE 'BURANA I'  
**RELAZIONE DI CALCOLO**

---

## 15. COMBINAZIONI ED INVILUPPI

---

## SMART COMBINATION PRELIMINARI

### SC\_carichi\_imp\_SLUENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q1,q2,q3,q4,q5,q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
1 Carichi_imp_Fxmax_SLUENV	1.00	0.00
2 Carichi_imp_Fxmin_SLUENV	1.00	0.00
3 Carichi_imp_Fymax_SLUENV	1.00	0.00
4 Carichi_imp_Fymin_SLUENV	1.00	0.00
5 Carichi_imp_Fzmax_SLUENV	1.00	0.00
6 Carichi_imp_Fzmin_SLUENV	1.00	0.00
7 Carichi_imp_Mxmax_SLUENV	1.00	0.00
8 Carichi_imp_Mxmin_SLUENV	1.00	0.00
9 Carichi_imp_Mzmax_SLUENV	1.00	0.00
10 Carichi_imp_Mzmin_SLUENV	1.00	0.00

### SC\_carichi\_imp\_SLEraraENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q1,q2,q3,q4,q5,q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
11 Carichi_imp_Fxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
12 Carichi_imp_Fxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
13 Carichi_imp_Fymax_SLEraraENV	1.00	0.00
14 Carichi_imp_Fymin_SLEraraENV	1.00	0.00
15 Carichi_imp_Fzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
16 Carichi_imp_Fzmin_SLEraraENV	1.00	0.00
17 Carichi_imp_Mxmax_SLEraraENV	1.00	0.00
18 Carichi_imp_Mxmin_SLEraraENV	1.00	0.00
19 Carichi_imp_Mzmax_SLEraraENV	1.00	0.00
20 Carichi_imp_Mzmin_SLEraraENV	1.00	0.00

### SC\_carichi\_imp\_SLEfreqENV (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione: g1,g2, s2, s3,q1,q2,q5,q7 (carichi impalcato)

	PF	VF
21 Carichi_imp_Fxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
22 Carichi_imp_Fxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
23 Carichi_imp_Fymax_SLEfreqENV	1.00	0.00
24 Carichi_imp_Fymin_SLEfreqENV	1.00	0.00
25 Carichi_imp_Fzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
26 Carichi_imp_Fzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
27 Carichi_imp_Mxmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
28 Carichi_imp_Mxmin_SLEfreqENV	1.00	0.00
29 Carichi_imp_Mzmax_SLEfreqENV	1.00	0.00
30 Carichi_imp_Mzmin_SLEfreqENV	1.00	0.00

**SC\_carichi\_imp\_SLEqpermENV (Loadcase to consider=1)**

*Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q7 (carichi impalcato)*

	PF	VF
31 Carichi_imp_Fxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
32 Carichi_imp_Fxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
33 Carichi_imp_Fymax_SLEqpermENV	1.00	0.00
34 Carichi_imp_Fymin_SLEqpermENV	1.00	0.00
35 Carichi_imp_Fzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
36 Carichi_imp_Fzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
37 Carichi_imp_Mxmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
38 Carichi_imp_Mxmin_SLEqpermENV	1.00	0.00
39 Carichi_imp_Mzmax_SLEqpermENV	1.00	0.00
40 Carichi_imp_Mzmin_SLEqpermENV	1.00	0.00

**SC\_carichi\_imp\_SISMXprevENV (Loadcase to consider=1)**

*Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q6 (carichi impalcato)*

	PF	VF
41 Carichi_imp_Fxmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
42 Carichi_imp_Fxmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
43 Carichi_imp_Fymax_SISMXprevENV	1.00	0.00
44 Carichi_imp_Fymin_SISMXprevENV	1.00	0.00
45 Carichi_imp_Fzmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
46 Carichi_imp_Fzmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
47 Carichi_imp_Mxmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
48 Carichi_imp_Mxmin_SISMXprevENV	1.00	0.00
49 Carichi_imp_Mzmax_SISMXprevENV	1.00	0.00
50 Carichi_imp_Mzmin_SISMXprevENV	1.00	0.00

**SC\_carichi\_imp\_SISMYprevENV (Loadcase to consider=1)**

*Tipo di azione: g1,g2, e2, e3,q6 (carichi impalcato)*

	PF	VF
51 Carichi_imp_Fxmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
52 Carichi_imp_Fxmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
53 Carichi_imp_Fymax_SISMYprevENV	1.00	0.00
54 Carichi_imp_Fymin_SISMYprevENV	1.00	0.00
55 Carichi_imp_Fzmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
56 Carichi_imp_Fzmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
57 Carichi_imp_Mxmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
58 Carichi_imp_Mxmin_SISMYprevENV	1.00	0.00
59 Carichi_imp_Mzmax_SISMYprevENV	1.00	0.00
60 Carichi_imp_Mzmin_SISMYprevENV	1.00	0.00

### SC\_SISMA\_SPALLA\_X (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione:  $q\delta$  (carichi spalla)

	PF	VF
66 Sisma_+X	1.00	0.00
67 Sisma_-X	1.00	0.00

### SC\_SISMA\_SPALLA\_Y (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione:  $q\delta$  (carichi spalla)

	PF	VF
68 Sisma_+Y	1.00	0.00
69 Sisma_-Y	1.00	0.00

### SC\_SISMA\_SPALLE\_1X\_0.3Y

Tipo di azione:  $q\delta$  (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	1.00	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	0.30	0.00

### SC\_SISMA\_SPALLE\_0.3X\_1Y

Tipo di azione:  $q\delta$  (carichi spalla)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLA_X	0.30	0.00
SC_SISMA_SPALLA_Y	1.00	0.00

### SC\_SISMA\_1X\_0.3Y

Tipo di azione:  $g1, g2, e2, e3, q\delta$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMxprevENV	1.00	0.00

### SC\_SISMA\_0.3X\_1Y

Tipo di azione:  $g1, g2, e2, e3, q\delta$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_SPALLE_0.3X_1Y	1.00	0.00
SC_carichi_imp_SISMyprevENV	1.00	0.00

### SC\_SISMA (Loadcase to consider=1)

Tipo di azione:  $g1, g2, e2, e3, q\delta$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA_1X_0.3Y	1.00	0.00
SC_SISMA_0.3X_1Y	1.00	0.00

## SMART COMBINATION DI PROGETTO

### ENV\_SLU

Tipo di azione:  $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLUENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.35
62 Sovrac_rilev	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
63 Spinta_sovrac	0.00	$1.5 \cdot \psi_0$
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.35

### ENV\_SLE\_rara

Tipo di azione:  $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q3, q4, q5, q7, qsovrac$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_raraENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_0$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_0$	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

### ENV\_SLE\_freq

Tipo di azione:  $g1, g2, s2, s3, q1, q2, q5, q7, qsovrac$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_freqENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_{2SLE}$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_{2SLE}$	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

### ENV\_SLE\_qperm

Tipo di azione:  $g1, g2, s2, s3, q7, qsovrac$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_carichi_imp_SLE_qpermENV	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_{2SLE}$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_{2SLE}$	0.00
64 Spinta_stat_ter	1.00	0.00

### ENV\_SISM

Tipo di azione:  $g1, g2, s2, s3, q6, qsovrac$  (carichi spalla e impalcato)

	PF	VF
SC_SISMA	1.00	0.00
61 PP_strut_ter	1.00	0.00
62 Sovrac_rilev	$\psi_{2SISM}$	0.00
63 Spinta_sovrac	$\psi_{2SISM}$	0.00
65 Spinta_sism_ter	1.00	0.00