



# 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

APO04 - PONTE SUL CAVO LAMA

RELAZIONE DI CALCOLO



IL PROGETTISTA

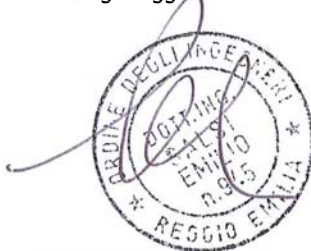
RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

IL CONCESSIONARIO

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

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

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



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:
2360	PD	0	A10	APO04	0	OM	RC	01	A	

## INDICE

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>5</b>
<b>2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>8</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
<b>4. INCIDENZE .....</b>	<b>10</b>
<b>5. DATI DI BASE.....</b>	<b>11</b>
5.1. DATI GENERALI .....	11
5.2. APERTURA LIMITE DELLE FESSURE .....	11
5.3. DATI SISMICI .....	12
5.4. PARAMETRI GEOTECNICI .....	13
<b>6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: IMPALCATO .....</b>	<b>14</b>
6.1. CRITERI DI CALCOLO.....	14
6.1.1. Descrizione .....	14
6.1.1.1. <i>Cassone Metallico</i> .....	14
6.1.1.2. <i>Vincolamento</i> .....	15
6.1.2. Modello di calcolo .....	17
6.1.3. Condizioni elementari di carico .....	18
6.1.3.1. <i>Peso proprio degli elementi strutturali (SW)</i> .....	18
6.1.3.2. <i>Carichi permanenti portati (DL)</i> .....	18
6.1.3.3. <i>Effetti reologici del calcestruzzo – Viscosità e ritiro (CR-SH)</i> .....	18
6.1.3.4. <i>Azioni della temperatura</i> .....	20
6.1.3.5. <i>Cedimenti vincolari</i> .....	20
6.1.3.6. <i>Azioni parassite dei vincoli</i> .....	20
6.1.3.7. <i>Azioni variabili da traffico (ML)</i> .....	21
6.1.3.8. <i>Azione longitudinale di frenamento (BRK)</i> .....	21
6.1.3.9. <i>Azione Centrifuga</i> .....	21
6.1.3.10. <i>Azione del vento (WL)</i> .....	21
6.1.3.11. <i>Azioni sismiche</i> .....	21
6.1.4. Combinazioni di carico.....	24
6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA .....	27
6.2.1. Reazioni vincolari.....	27
6.2.2. Azioni interne .....	28
6.3. RISULTATI (FASE SISMICA).....	39
6.3.1. Sisma Orizzontale.....	39
6.3.2. Sisma Verticale .....	40
6.3.3. Azioni sismiche globali.....	42
6.3.4. Reazioni vincolari (FASE SISMICA) .....	45
6.4. VERIFICHE.....	47
6.4.1. Verifiche di resistenza a SLU.....	47

6.4.1.1.	Determinazione delle larghezze collaboranti di soletta.....	48
6.4.1.2.	1°Campata – L1 = 40 m.....	49
6.4.1.3.	Sezione di pila.....	50
6.4.1.4.	2°Campata – L2 = 50 m.....	50
6.4.2.	Verifica concio C6 (Mezzeria).....	52
6.4.3.	Verifica concio C5 (Intermedio).....	55
6.4.3.1.	Verifica della sezione di momento positivo.....	55
6.4.3.2.	Verifica della sezione di momento negativo.....	58
6.4.4.	Verifica del concio C4 (Sezione di Pila).....	62
6.4.5.	Verifiche di deformabilità (SLE).....	66
6.4.6.	Verifica allo stato limite di collasso (SLC).....	66
<b>7.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: SPALLA.....</b>	<b>67</b>
7.1.	CRITERI DI CALCOLO.....	67
7.1.1.	Angolo d'attrito terreno/parete.....	67
7.1.2.	Spinta delle terre: fase statica.....	67
7.1.3.	Spinta delle terre: fase sismica.....	67
7.1.4.	Stato Limite Ultimo.....	68
7.1.4.1.	Situazione Statica.....	68
7.1.4.2.	Situazione Sismica.....	68
7.1.5.	Stato Limite di Esercizio.....	69
7.1.5.1.	Combinazione 'rara' (Limitazioni Tensionali).....	69
7.1.5.2.	Combinazioni 'frequente' e 'quasi permanente' (Fessurazione).....	69
7.1.6.	Sovraccarico su terrapieno.....	69
7.1.7.	Spalle: Pareti di risvolto – Fase Sismica.....	74
7.1.8.	Spalle: Paragliaia.....	75
7.1.9.	Spalle: Orecchie.....	75
7.1.10.	Pali.....	75
7.1.10.1.	Verifiche Geotecniche.....	75
7.1.10.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	75
7.1.10.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	76
7.2.	ANALISI GLOBALE.....	77
7.2.1.	Azioni Globali : Fase Sismica.....	78
7.2.2.	Azioni Globali : Fase Statica.....	79
7.2.3.	Azioni Globali : SLE.....	80
7.2.4.	Azioni sul Palo singolo : Sintesi.....	81
7.3.	VERIFICHE.....	81
7.3.1.	Pali.....	81
7.3.1.1.	Verifiche Geotecniche.....	81
7.3.1.2.	Verifiche SLU: Taglio.....	88
7.3.1.3.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	90
7.3.1.4.	Verifiche SLE: Fessurazione.....	92
7.3.1.5.	Verifiche SLE: Deformazioni.....	93
7.3.2.	Orecchie.....	95

7.3.2.1.	Azioni – SLU.....	95
7.3.2.2.	Azioni – SLE.....	95
7.3.2.3.	Sollecitazioni e Verifiche – SLE.....	96
7.3.2.4.	Sollecitazioni e Verifiche – SLU.....	99
7.3.3.	Paraghiaia.....	103
7.3.3.1.	Sollecitazioni – SLU: Fase Sismica.....	103
7.3.3.2.	Sollecitazioni – SLU: Fase Statica.....	104
7.3.3.3.	Sollecitazioni – SLE.....	104
7.3.3.4.	Verifiche SLE: Fessurazione.....	104
7.3.3.5.	Verifiche SLU: Taglio.....	106
7.3.3.6.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	107
7.3.4.	Pareti di risvolto.....	108
7.3.4.1.	Azioni.....	108
7.3.4.2.	Sollecitazioni e Verifiche.....	110
7.3.5.	Pulvino.....	118
7.3.5.1.	Armatura longitudinale.....	118
7.3.5.2.	Armatura trasversale e di parete.....	119
7.4.	SINTESI ARMATURE.....	120
7.4.1.	Pali.....	120
7.4.2.	Pulvino.....	120
7.4.3.	Paraghiaia.....	120
7.4.4.	Pareti di Risvolto.....	121
7.4.5.	Orecchie.....	121
<b>8.</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: PILE.....</b>	<b>122</b>
8.1.	AZIONI INDOTTE DALL'IMPALCATO.....	122
8.2.	SOLLECITAZIONI ALLO SPICCATO.....	123
8.3.	VERIFICHE ALLO SPICCATO.....	126
8.3.1.	SLU.....	126
8.3.1.1.	Pressoflessione.....	126
8.3.1.2.	Taglio.....	129
8.3.2.	SLE.....	131
8.3.2.1.	Verifiche tensionali e a fessurazione.....	131
8.4.	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE.....	133
8.5.	FONDAZIONI: DIAFRAMMI.....	135
8.5.1.	Verifiche Geotecniche.....	135
8.5.1.1.	Portanza Verticale.....	135
8.5.1.2.	Portanza Orizzontale.....	143
8.5.1.3.	Verifiche SLU: Taglio.....	150
8.5.1.4.	Verifiche SLU: Pressoflessione.....	151
8.5.1.5.	Verifiche SLE.....	153
8.6.	FONDAZIONI: PLINTO.....	154
8.7.	SINTESI ARMATURE.....	155
8.7.1.	Diaframmi s = 1000 mm.....	155
8.7.2.	Diaframmi s = 1000 mm.....	155

8.7.3. Plinto.....	155
8.7.4. Fusto.....	155
<b>9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: APPOGGI E BAGGIOLI.....</b>	<b>156</b>
9.1. APPOGGI .....	156
9.2. BAGGIOLI SPALLA .....	157
9.3. BAGGIOLI PILE.....	158
9.4. SINTESI ARMATURE.....	158
9.4.1. Baggioli su spalle.....	158
9.4.2. Baggioli su pile.....	158
<b>10. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI.....</b>	<b>159</b>
10.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE .....	160
10.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi .....	164

## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione riguarda l'Opera denominata "APO 04", prevista nell'ambito della Progettazione Definitiva inerente la costruzione della Autostrada Cispadana.

Il Ponte sopra passa il "Cavo Lama", è posto alla Progr. 6+729 (Spalla A) ed è composto da tre campate di luci pari a 40.0 – 50.0 – 40.0 m (distanza tra asse appoggi), per una lunghezza totale di 130 m.

Il Ponte è in curva, con raggio di curvatura pari a circa 3100 m. L'obliquità è pari a circa 13°.

Lo scavalco dell'interferenza è realizzato mediante 2 impalcati affiancati, entrambi di larghezza totale pari a 16.35 m. I due impalcati sono posti ad una distanza di 1.20 m l'uno dall'altro e possiedono la medesima pendenza trasversale, pari al 3.283%.

Il singolo **impalcato** è realizzato in sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è costituito da 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.

Ogni carreggiata ospita due corsie di marcia e una di emergenza (Fase 1), ma è stata predisposta per garantire, in Fase 2, l'allargamento alla terza corsia di marcia.

Per la geometria dell'impalcato si veda la figura 1-1.

Il **sistema di vincolo** dell'impalcato alle sottostrutture è previsto tramite isolatori a scorrimento con superficie curva (Friction Pendulum Isolators) inquadabili secondo la tipologia di "Isolatori a scorrimento" descritta al punto 11.9.8 delle NTC08.

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.

**Le spalle** – che raccolgono entrambi i viadotti - sono di tipo 'passante a due file di pali'.

Vedi fig. 1-2.

Le spalle sono fondate su n°20 **pali** (2 file da 10 pali ciascuna) di diametro Ø1200 e lunghezza pari a 25.0 m (Spalla Ovest) e 30.0 m (Spalla Est).

Le **pile** sono previste a fusto unico aventi sezione di forma ellittica (2.4 m x 9.2 m).

Vedi fig. 1-3.

I plinti di fondazione presentano forma planimetrica rettangolare di lati pari a 7.5 m e 13.0 m e spessore pari a 1.5 m. Ogni plinto è poi fondato su 16 diaframmi in c.a. realizzati in opera aventi sezione rettangolare di lati 2.50 m x 1.00 m e lunghezza totale pari a 23.0m.

Nel **Progetto Preliminare** l'opera in questione era prevista con caratteristiche assai simili a quelle dell'opera ora progettata, a meno della larghezza dell'impalcato, già previsto per 2 sole corsie.

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.

FIG. 1-1

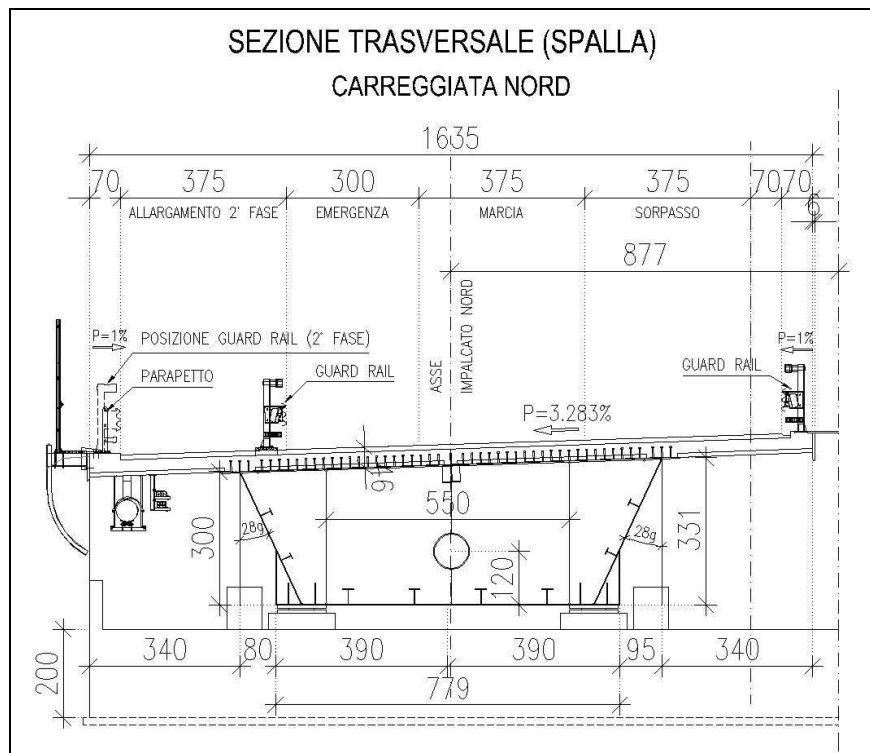


FIG. 1-2

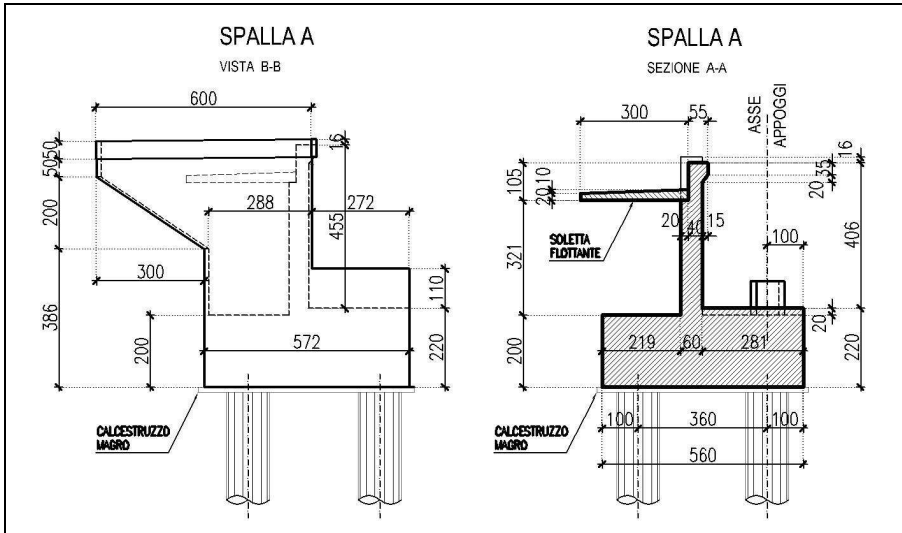
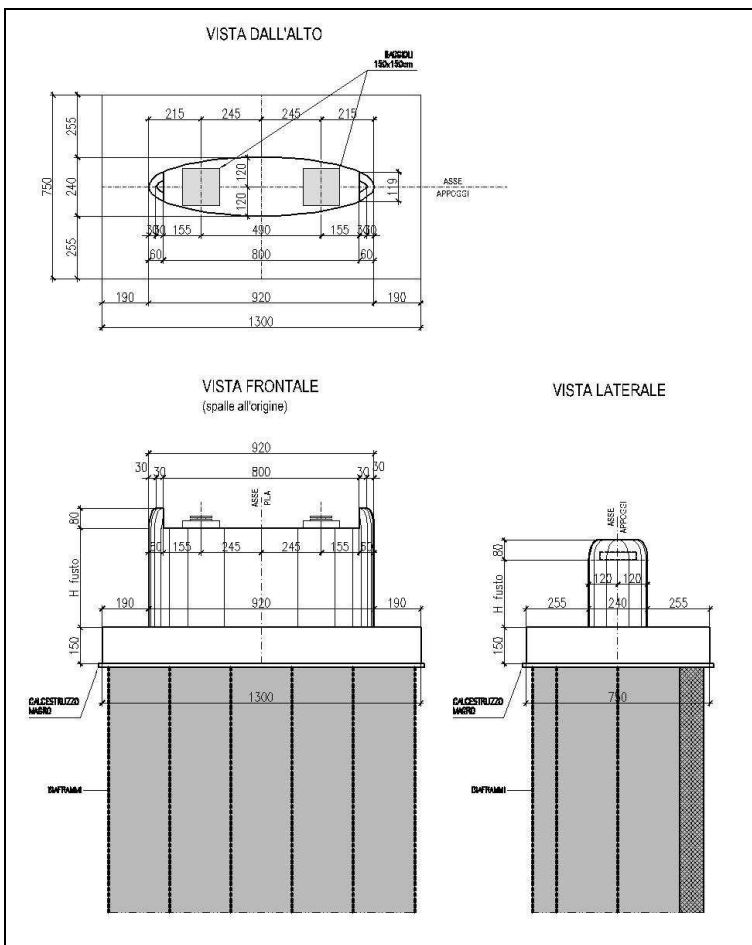


FIG. 1-3







## 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 04	Ponte 'Cavo Lama' alla progr. 06+729	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	115	NA	NA	NA	80	90	NA	200	80	NA	NA	NA	NA
APO 04	Ponte 'Cavo Lama' alla progr. 06+729	PILA su Diaframmi	NA	100	70	80	80	140	NA	200	NA	NA	NA	NA	NA
APO 04	Ponte 'Cavo Lama' alla progr. 06+729	IMPALCATO ACCIAIO	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	220	NA	325

## 5. DATI DI BASE

### 5.1. DATI GENERALI

- Luci (interasse appoggi) – a partire da Ovest: 40/50/40 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: Passanti su 2 file di pali
- 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 XC2**

### 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 : 10.9366; Latitudine 44.9069 (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>Cavo Lama</b>	<b>44.9069</b>	<b>10.9366</b>	Orizzontale SLV	0.239	C	T1	1898	2.473	0.284	1.346	1.591	1.000	1.346	<b>0.322</b>	0.150	0.451	2.555	
			Orizzontale SLC	0.265	C	T1	2475	2.448	0.287	1.311	1.585	1.000	1.311	<b>0.347</b>	0.152	0.455	2.660	
			Verticale SLV	0.157	C	T1	1898			1.000		1.000	1.000	<b>0.157</b>	0.050	0.150	1.000	1.631
			Verticale SLC	0.184	C	T1	2475			1.000		1.000	1.000	<b>0.184</b>	0.050	0.150	1.000	1.702

## 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:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ[\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ[\text{M2}]$$

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.



#### 6.1.1.2. 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:

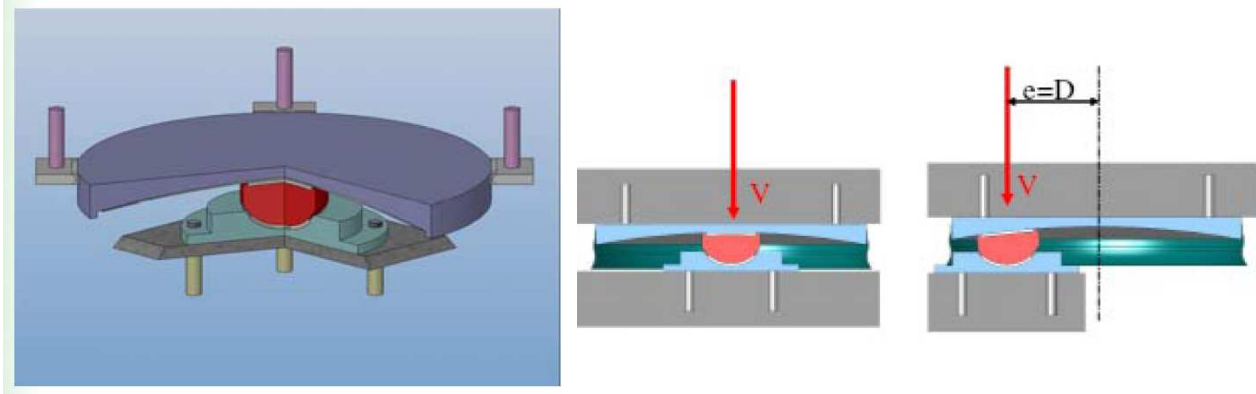
- Il raggio di curvatura dalla superficie sferica di scorrimento determina il periodo proprio di vibrazione della struttura;
- Il periodo proprio è indipendente dalla massa della struttura;
- L'attrito della superficie equivalente determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- Si minimizzano i moti 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.

### 6.1.3. Condizioni elementari di carico

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

#### 6.1.3.1. 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.

#### 6.1.3.2. 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.

#### 6.1.3.3. 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:

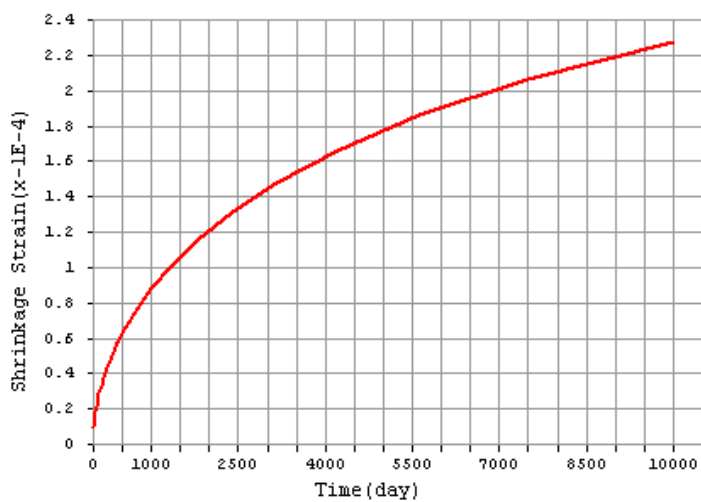
- Umidità relativa aria = 60%;
- $f_{ck} = 28$  MPa
- $\epsilon_{c0} = -0.000424$
- $h_0 = 2 \cdot (16.35 \cdot 0.26) / (16.35) = 0.52$ m;
- $k_h = 0.7$ ;
- $\epsilon_{cd,\infty} = -0.0002968$       ritiro da essiccamento
- $\epsilon_{ca,\infty} = -0.000045$       ritiro autogeno
- $\epsilon_{cs,\infty}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

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

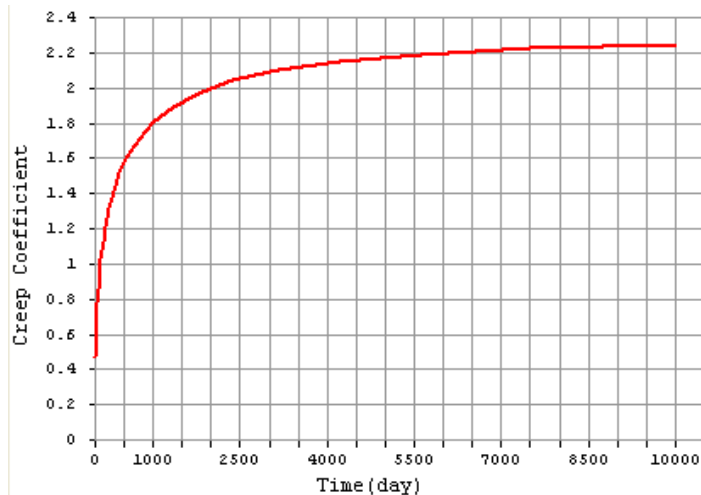
L'azione del ritiro è stata implementata nel modello di calcolo per il tramite di una curva di evoluzione della contrazione nel tempo valutata per un periodo di  $t = t^\infty = 10\ 000$  giorni. Tale curva è riportata nella immagine seguente:

**Fig. 6.1-3**



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. 6.1-4**



#### 6.1.3.4. 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;

#### 6.1.3.5. 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 pari a 10 mm per quanto attiene alle pile.

#### 6.1.3.6. 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.

#### 6.1.3.7. 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.

#### 6.1.3.8. 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:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L = 711 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN}$$

Tale forza è stata applicata sull'impalcato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale ed intensità pari a  $5.50 \text{ kN/m}$ .

#### 6.1.3.9. 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.

#### 6.1.3.10. 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.

#### 6.1.3.11. 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. 0.

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 isolatori (vedi par.6.1.1.2) si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- R = 3600mm Raggio di curvatura
- D = ± 300 mm Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$  Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 2\,100\,000 \text{ kN / mm}$  rigidezza verticale

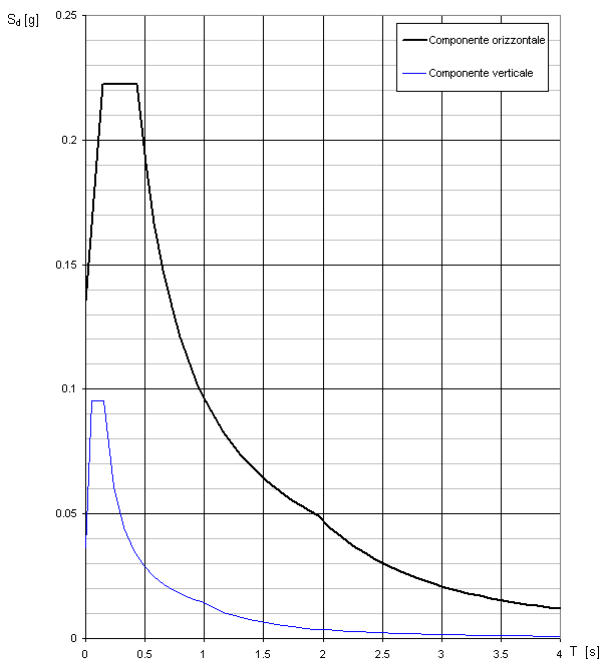
Da cui, posto V = carico verticale, si ottiene:

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$  Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.953 \text{ s}$  Periodo efficace
- $\xi_{\text{esi}} = (2/ \pi) [R\mu / (D + \mu R)] = 0.253$  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% ( $\xi_{\text{esi}} = 0.20$ )

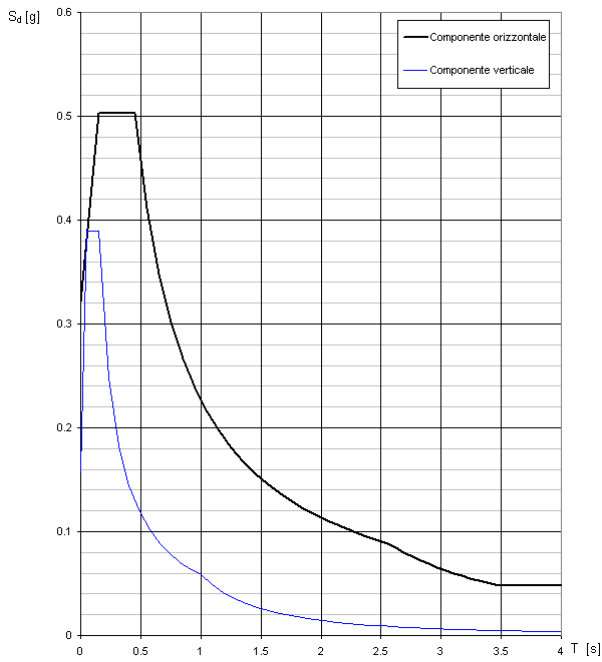
**Fig. 6.1-5**

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



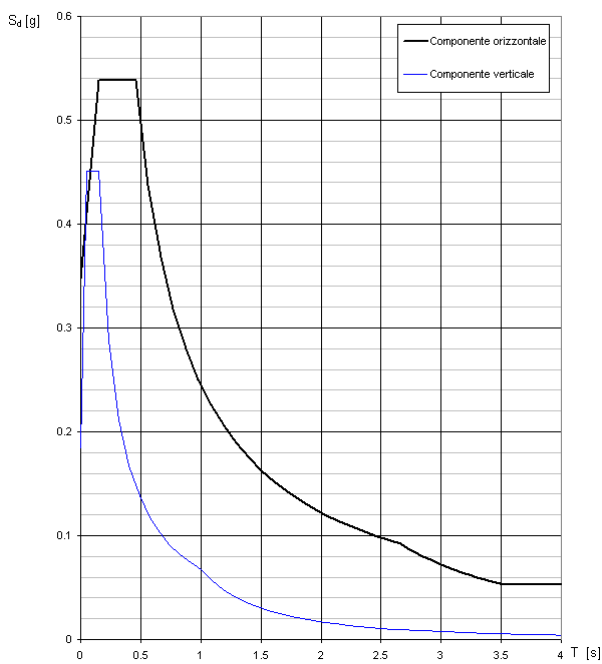
**FIG. 6.1-6**

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



**FIG. 6.1-7**

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





#### 6.1.4. 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. 6.1-1**

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

**TAB. 6.1-2**

	CS_01	CS_02	CS_03
ENV_CS	1.00	1.00	1.00

**TAB. 6.1-3 - 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. 6.1-4 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA**

	Temp. Est	Temp. Inv
ENV_DT	1.00	1.00

**TAB. 6.1-5 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'AZIONE DEL VENTO**

	WL +	WL -
ENV_WL	1.00	1.00

**TAB. 6.1-6 - CONDIZIONE DI INVILUPPO DELL'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. 6.1-7 - 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. 6.1-8 - 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.

## 6.2. RISULTATI DELL'ANALISI – STATICA

In Allegato sono riportati i tabulati di Calcolo.

### 6.2.1. 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. 6.2-1 – REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN SPALLA

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
Sola Struttura Metallica	0	0	258	0	0	258
Getto della Soletta	0	0	1 316	0	0	1 316
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^0$ )	0	0	1 870	0	0	1 870
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^\infty$ )	0	0	1 703	0	0	1 703
Cedimento Spalla	0	0	-114	0	0	-114
Cedimento Pila	0	0	78	0	0	78
Variazione Termica (Estate)	43	0	410	43	0	410
Variazione Termica (Inverno)	-32	0	-3	-32	0	-3
Vento Trasversale (dir. Y+)	0	-130	-161	0	-130	161
Vento Trasversale (dir. Y-)	0	130	161	0	130	-161
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-59	0	-8	-59	0	-8
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	-59	0	8	-59	0	8
Carichi Mobili (Max)	0	0	2 261	0	0	2 261
Carichi Mobili (Min)	0	0	-650	0	0	-650
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>128</b>	<b>195</b>	<b>6 136</b>	<b>128</b>	<b>195</b>	<b>6 136</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-128</b>	<b>-195</b>	<b>494</b>	<b>-128</b>	<b>-195</b>	<b>494</b>

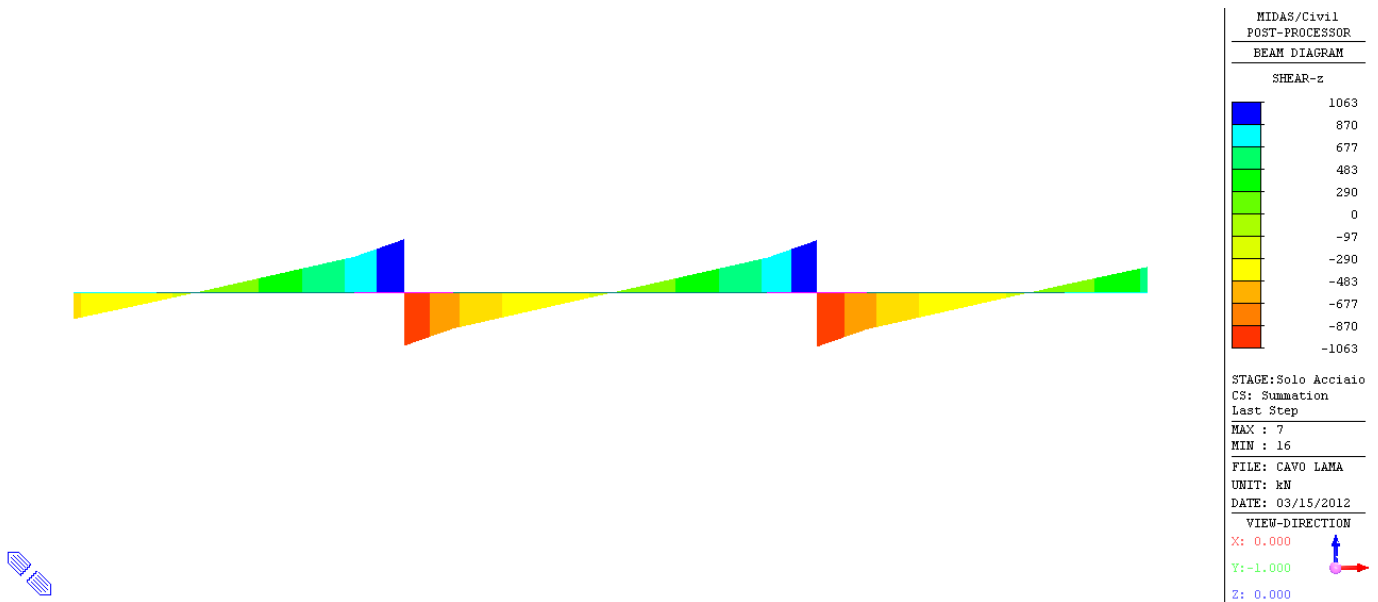
TAB. 6.2-2– REAZIONI VINCOLARI APPOGGI IN PILA

Condizione di Carico	PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX kN	FY kN	FZ kN	FX kN	FY kN	FZ kN
Sola Struttura Metallica	0	0	1 055	0	0	1 055
Getto della Soletta	0	0	4 762	0	0	4 762
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^0$ )	0	0	6 596	0	0	6 596
Applicazione carichi Permanenti ( $t=t^\infty$ )	0	0	6 763	0	0	6 763
Cedimento Spalla	0	0	233	0	0	233
Cedimento Pila	0	0	-180	0	0	-180
Variazione Termica (Estate)	39	0	-410	39	0	-410
Variazione Termica (Inverno)	-24	0	3	-24	0	3
Vento Trasversale (dir. Y+)	0	-358	-550	0	-358	550
Vento Trasversale (dir. Y-)	0	358	550	0	358	-550
Azione Long. di Frenamento (dir. X+)	-119	0	2	-119	0	2
Azione Long. di Frenamento (dir. X-)	119	0	-2	119	0	-2
Carichi Mobili (Max)	0	0	4 517	0	0	4 517
Carichi Mobili (Min)	0	0	-1 471	0	0	-1 471
<b>ENV SLU(max)</b>	<b>200</b>	<b>537</b>	<b>15 982</b>	<b>200</b>	<b>537</b>	<b>15 982</b>
<b>ENV SLU(min)</b>	<b>-200</b>	<b>-537</b>	<b>3 803</b>	<b>-200</b>	<b>-537</b>	<b>3 803</b>

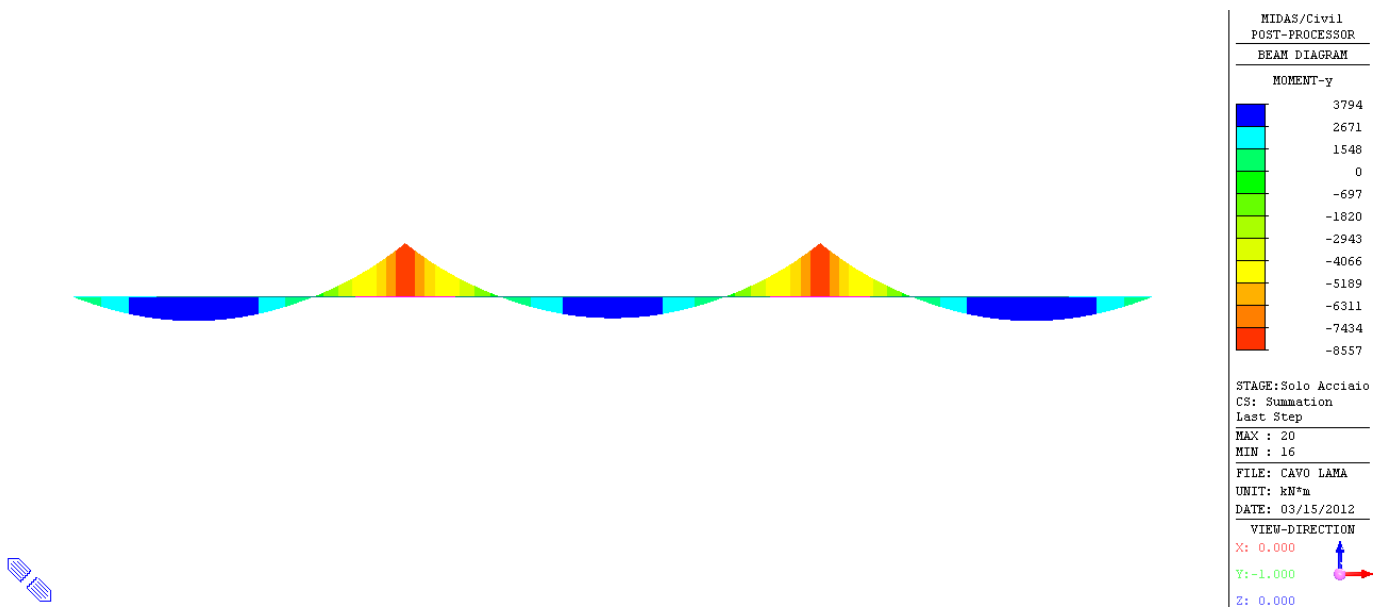
### 6.2.2. Azioni interne

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

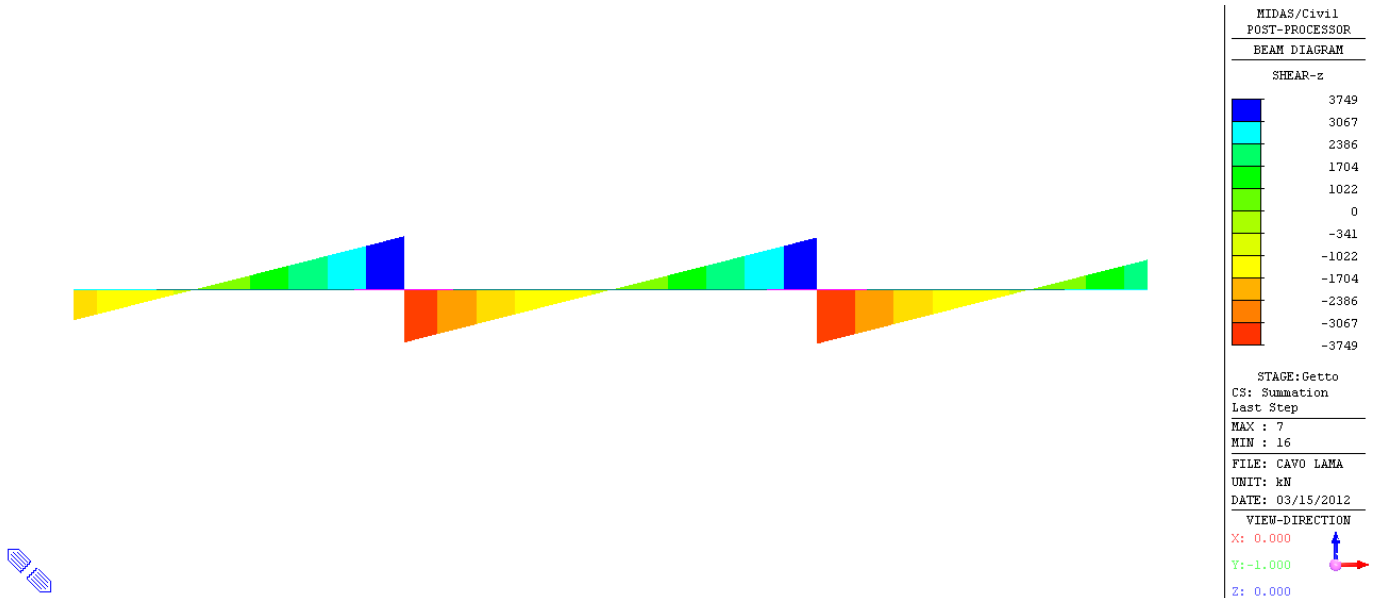
**FIG. 6.2-1 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – TAGLIO (kN)**



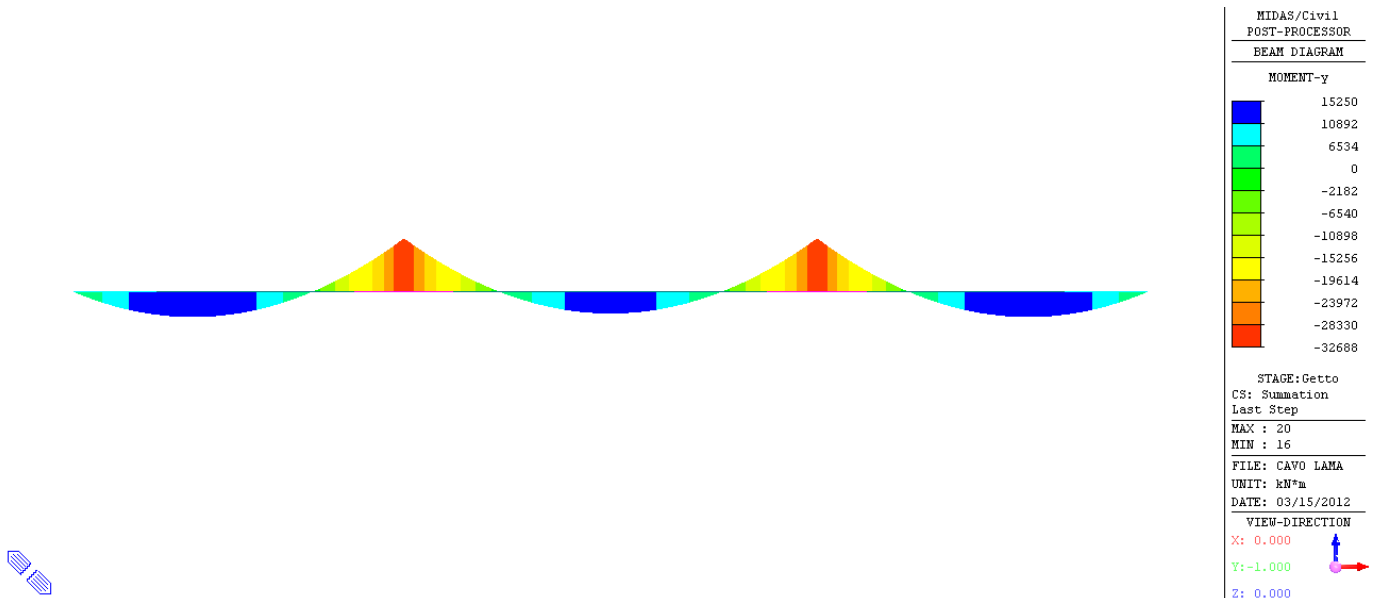
**FIG. 6.2-2 FASE 1: STRUTTURA METALLICA – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



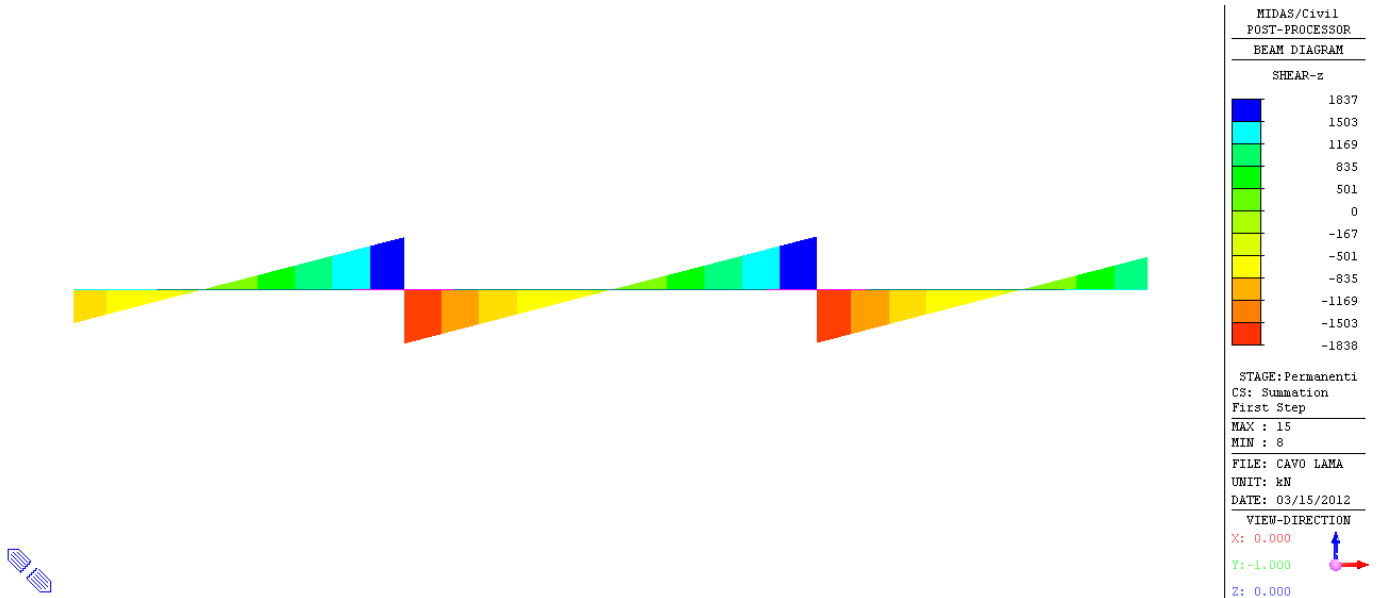
**FIG. 6.2-3 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – TAGLIO (kN)**



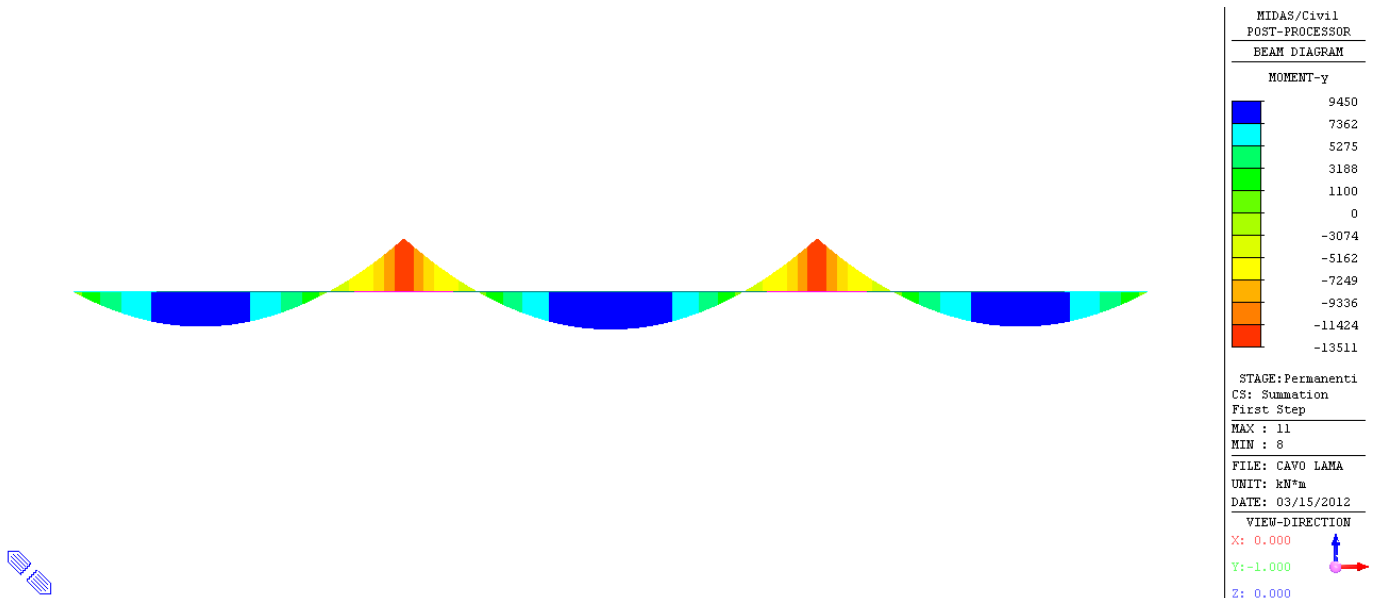
**FIG. 6.2-4 FASE 2: GETTO SOLETTA IN CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



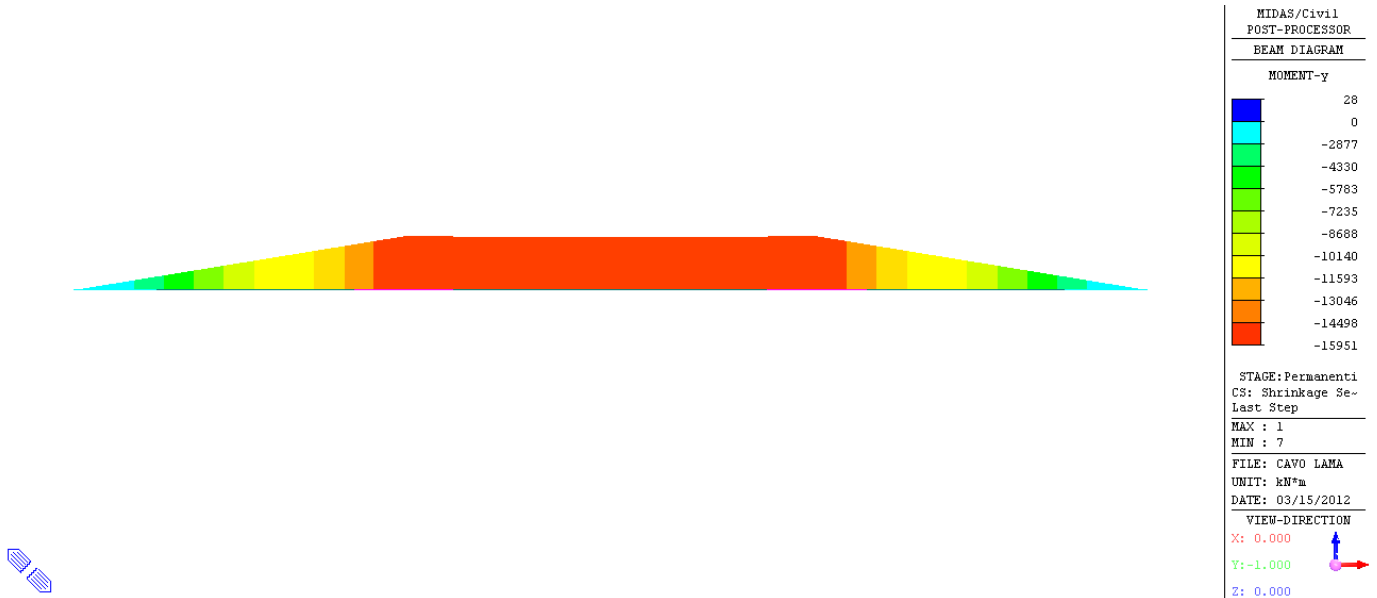
**FIG. 6.2-5 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – TAGLIO (kN)**



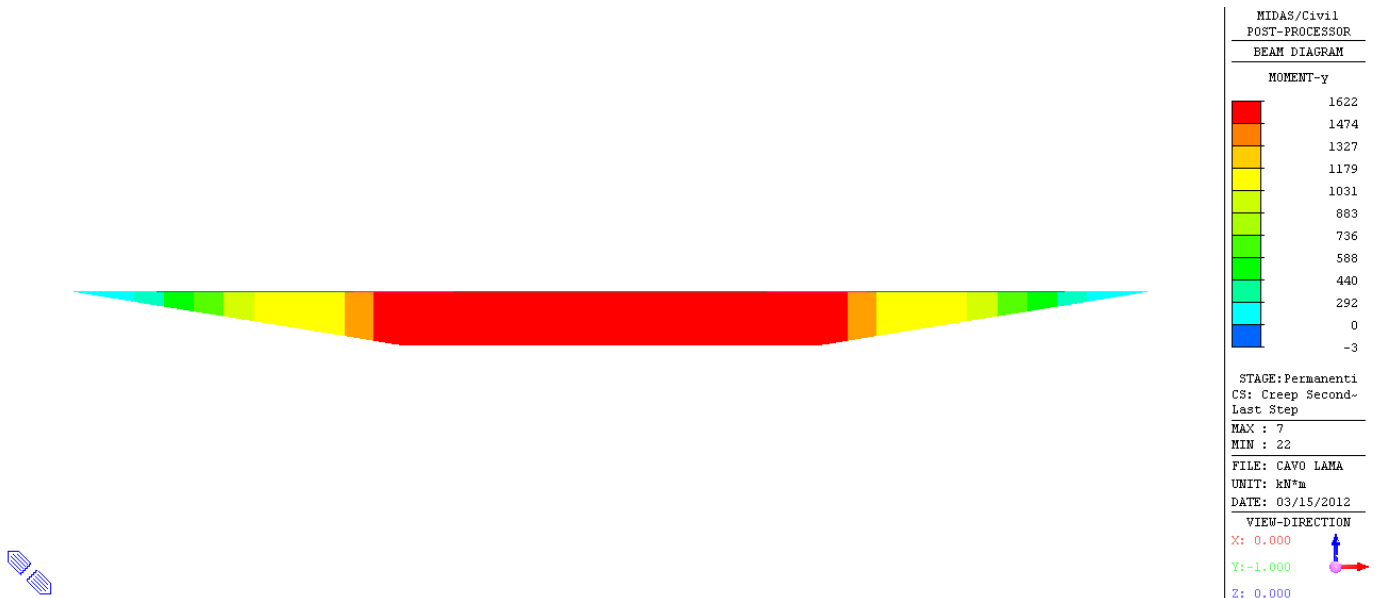
**FIG. 6.2-6 FASE 3: APPLICAZIONE DEI CARICHI PERMANENTI PORTATI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**FIG. 6.2-7 RITIRO DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**

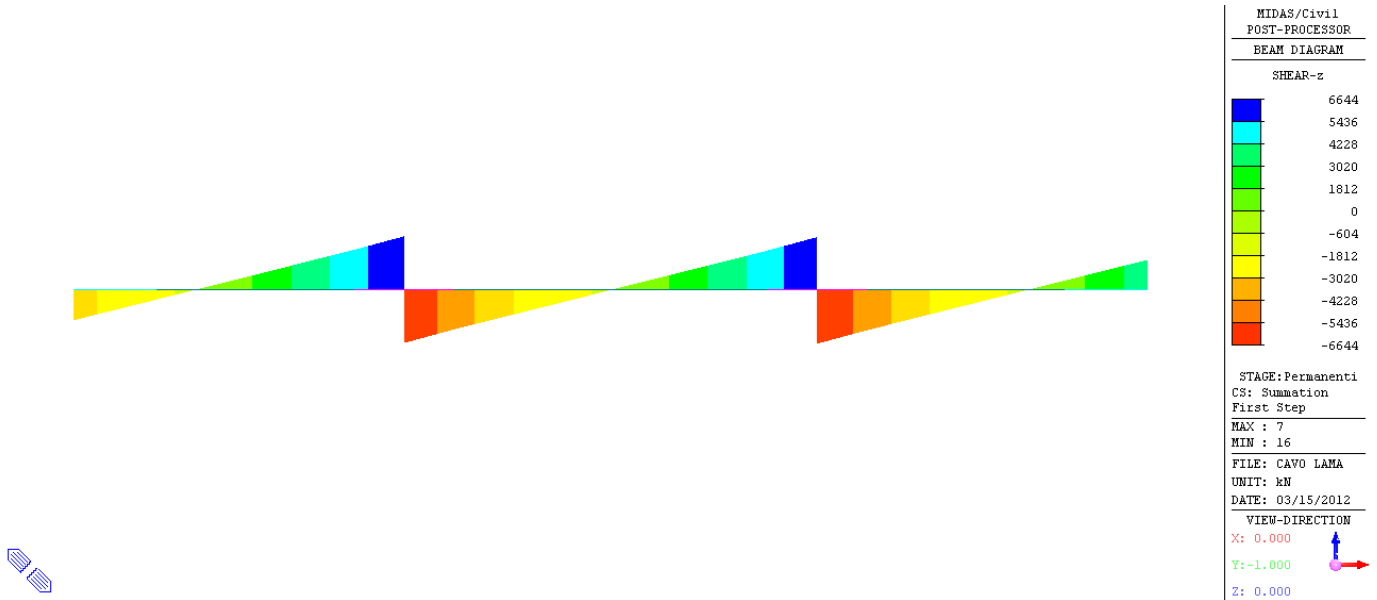


**FIG. 6.2-8 RIDISTRIBUZIONE PER VISCOSITÀ DEL CLS – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**

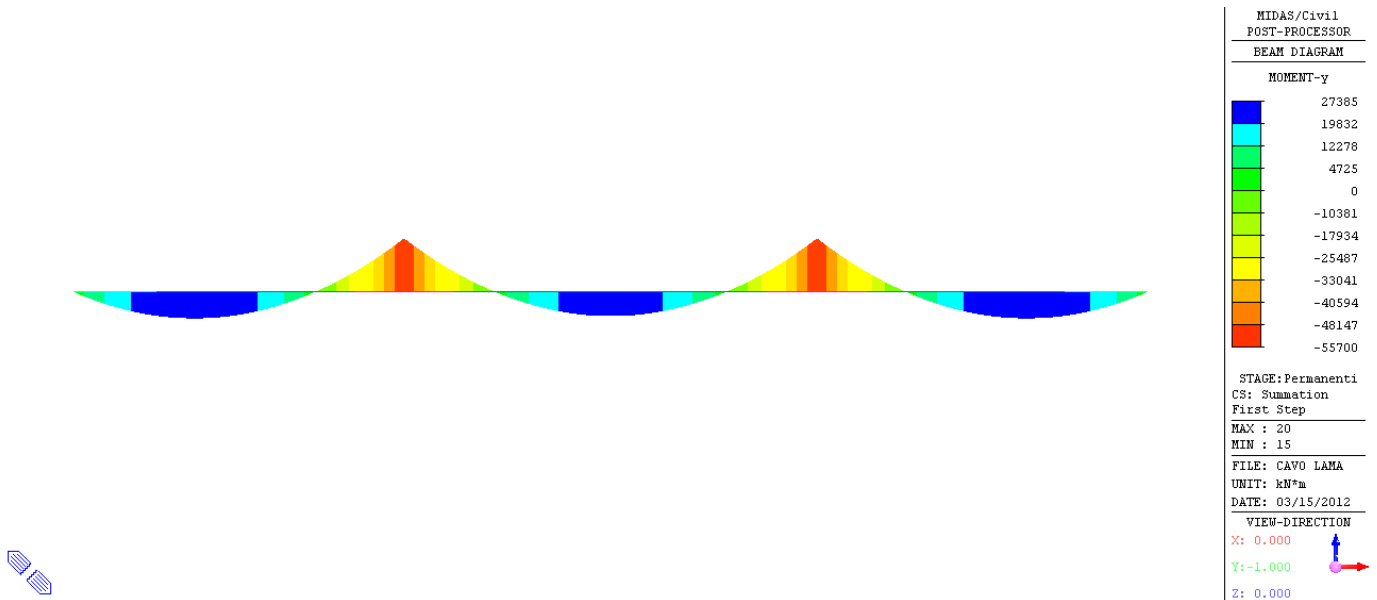




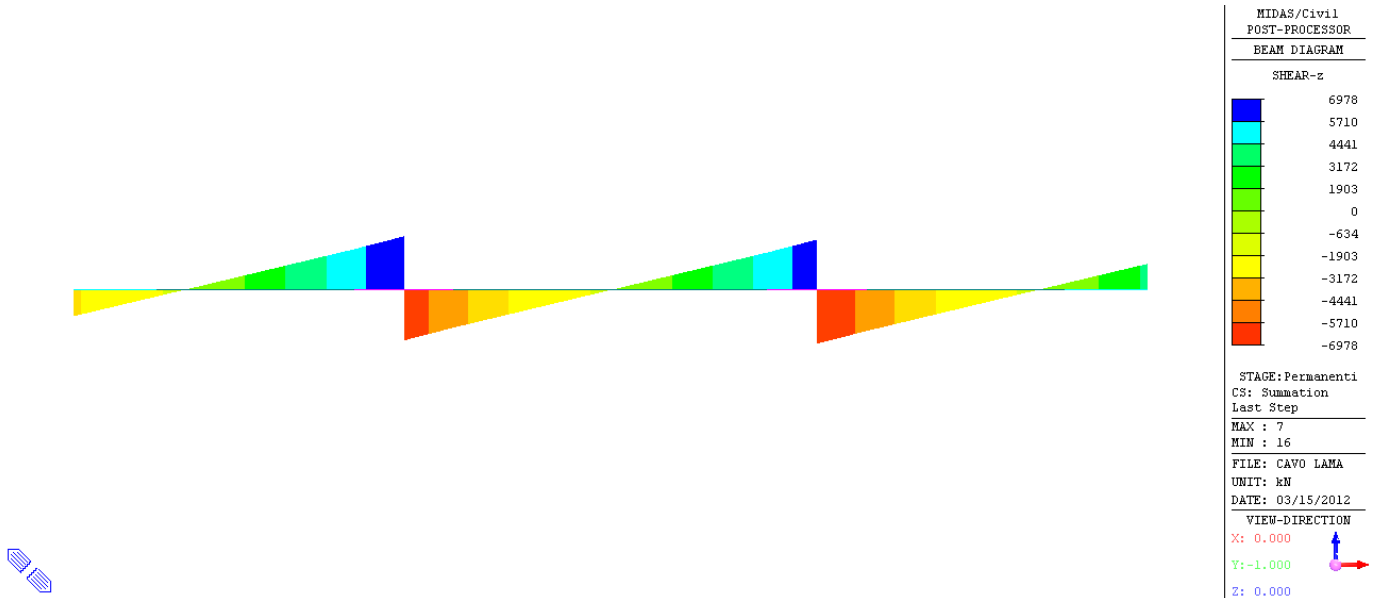
**Fig. 6.2-9 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – TAGLIO (κN)**



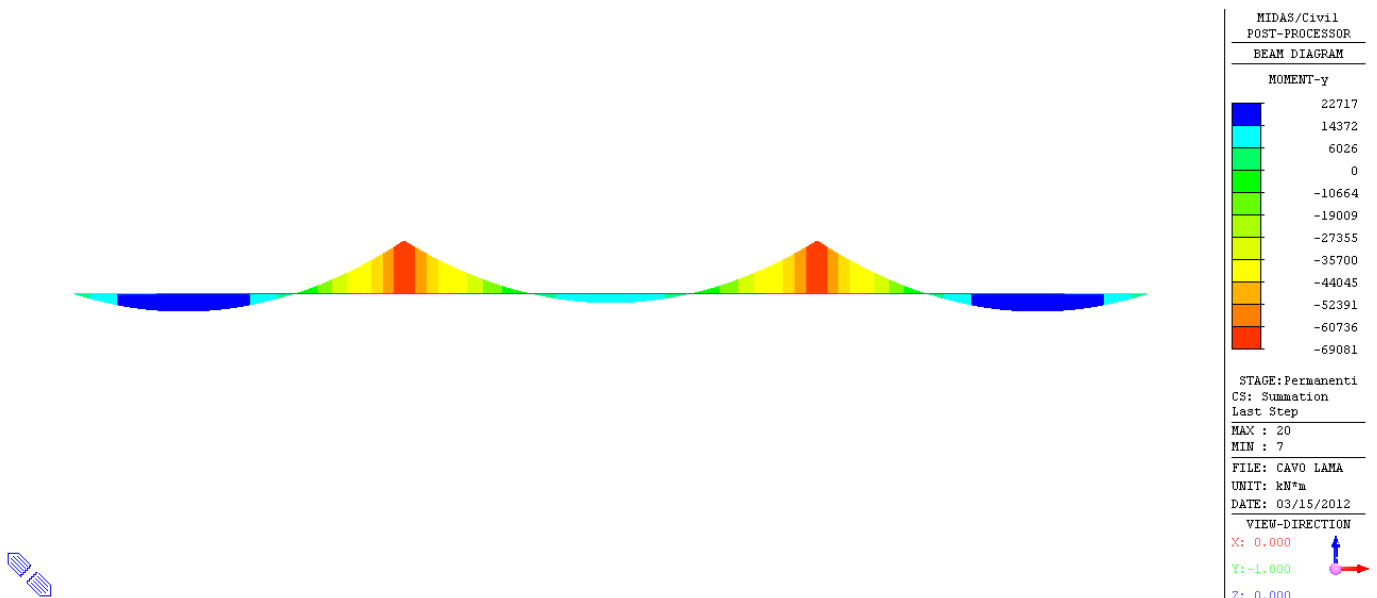
**Fig. 6.2-10 AZIONI COMPLESSIVE A T<sub>0</sub> – MOMENTO FLETTENTE MY (κNm)**



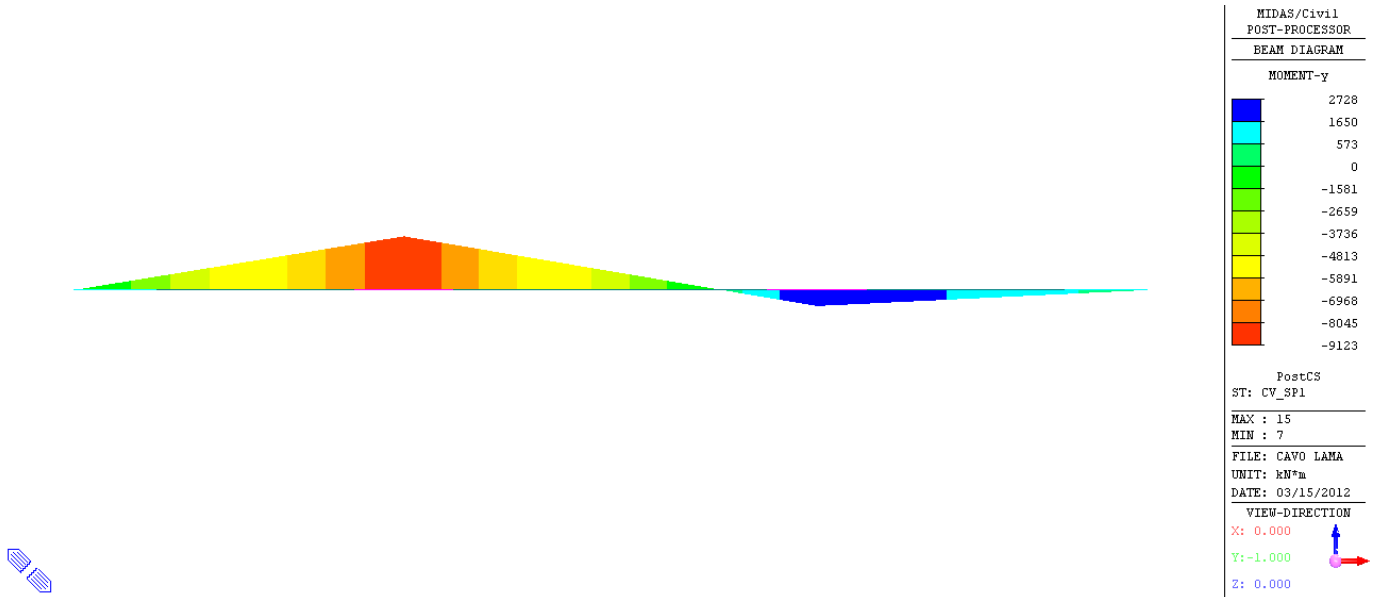
**FIG. 6.2-11 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – TAGLIO (KN)**



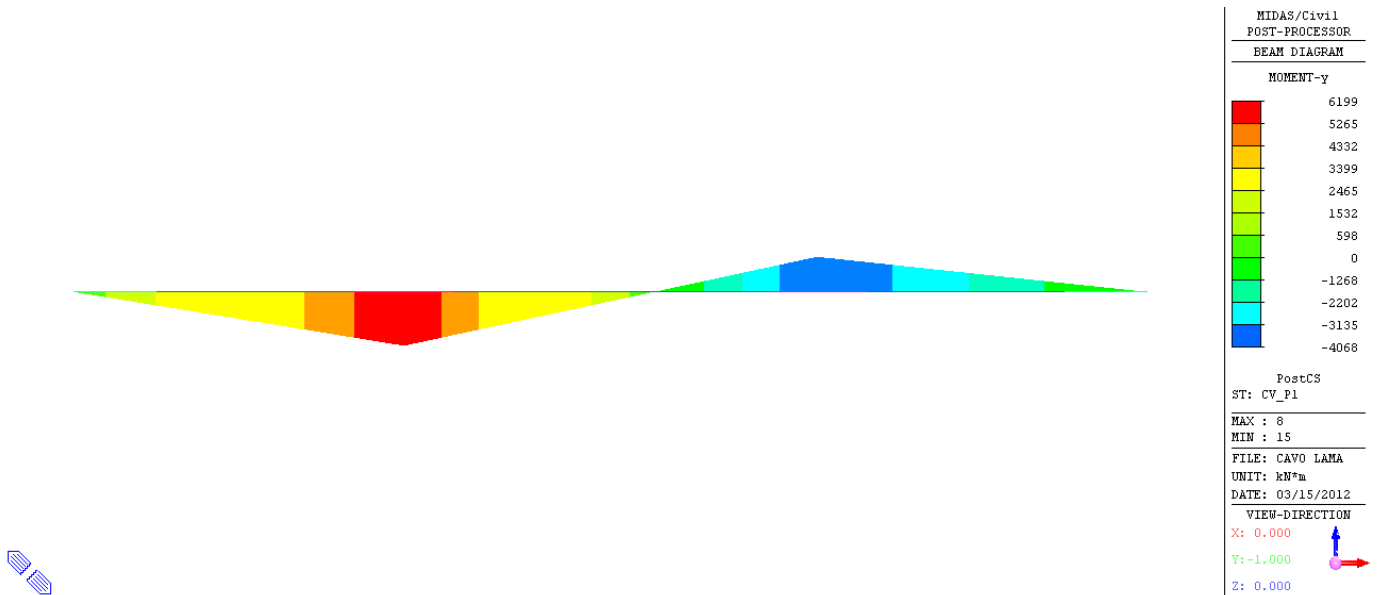
**FIG. 6.2-12 AZIONI COMPLESSIVE A T<sup>∞</sup> – MOMENTO FLETTENTE MY (κNm)**



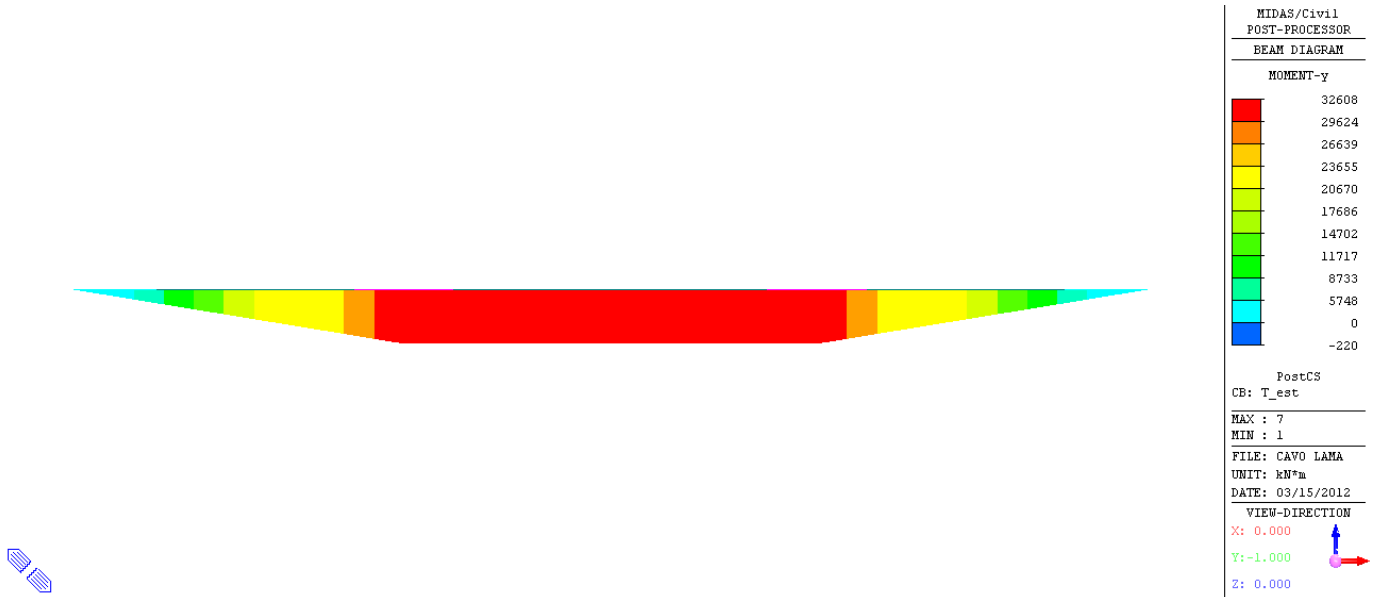
**FIG. 6.2-13 CEDIMENTO VINCOLARE IN SPALLA SP1 – MOMENTO FLETTENTE MY (KN)**



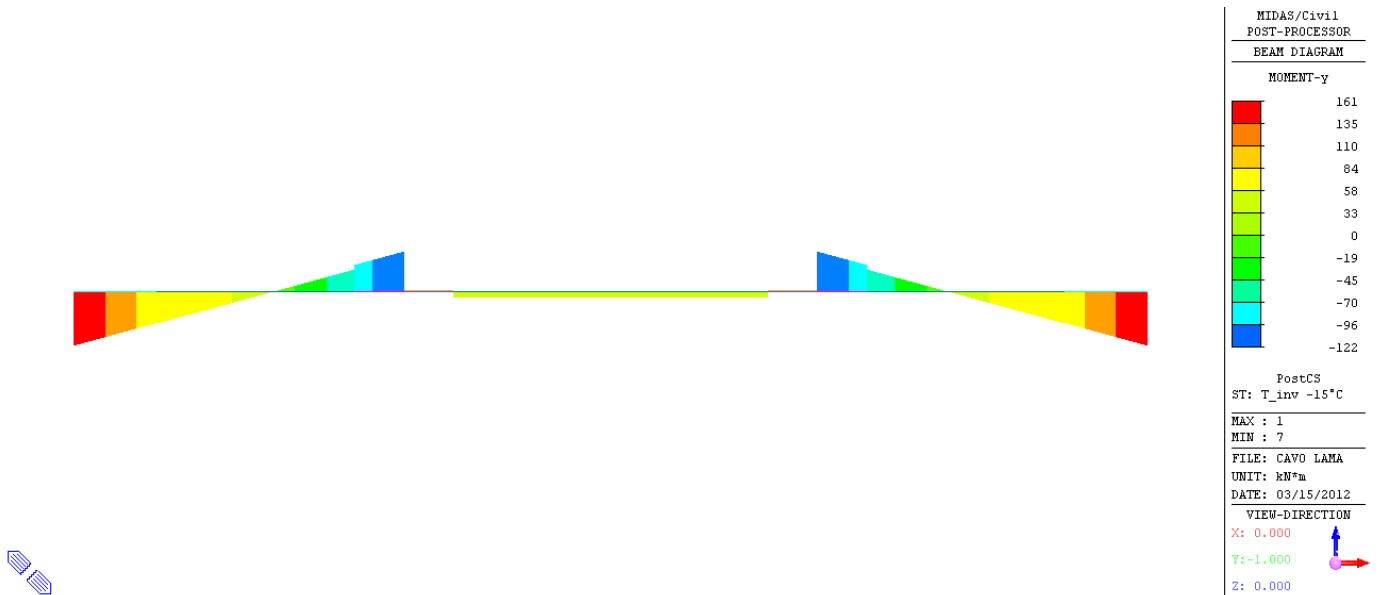
**FIG. 6.2-14 CEDIMENTO VINCOLARE IN PILA P1 – MOMENTO FLETTENTE MY (KN)**



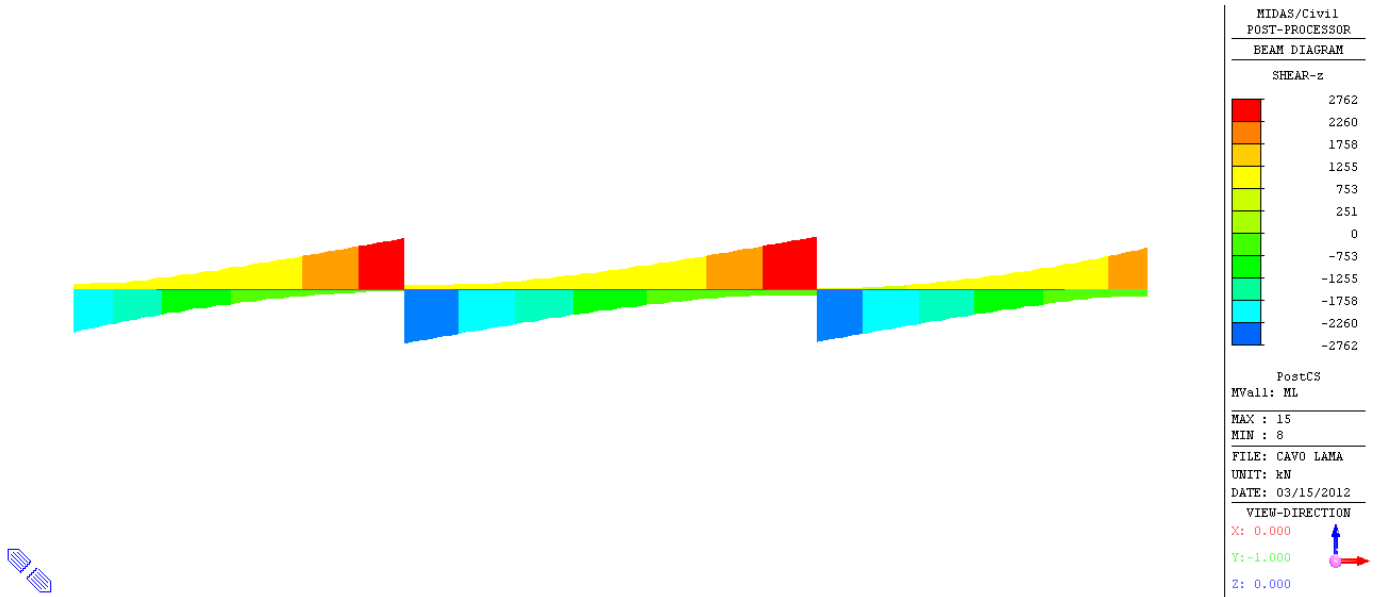
**FIG. 6.2-15 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



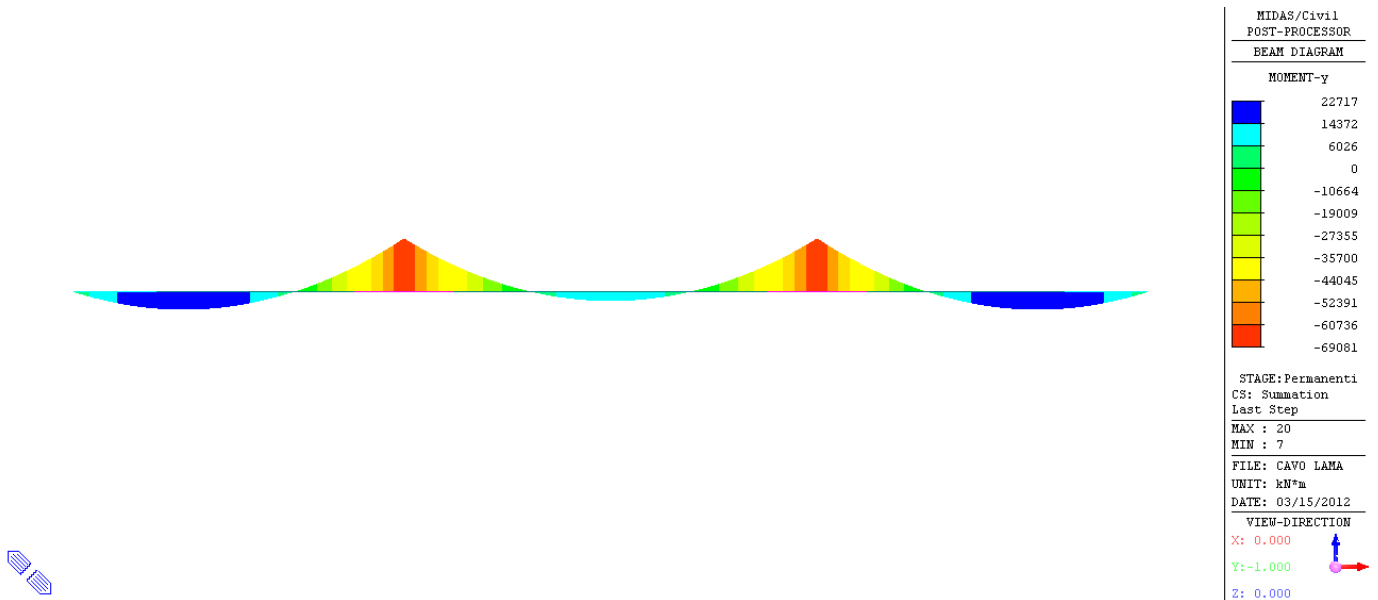
**FIG. 6.2-16 AZIONE DELLA TEMPERATURA (TEMP. ESTATE) – MOMENTO FLETTENTE MY (kN)**



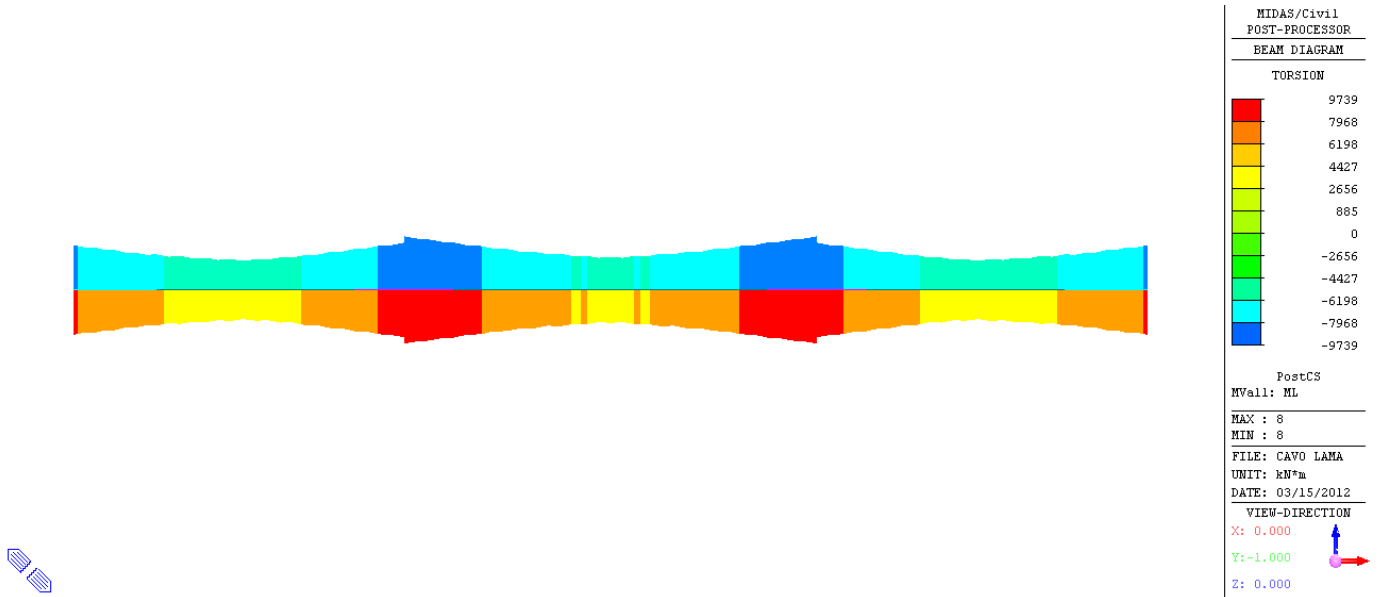
**FIG. 6.2-17 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – TAGLIO (kN)**



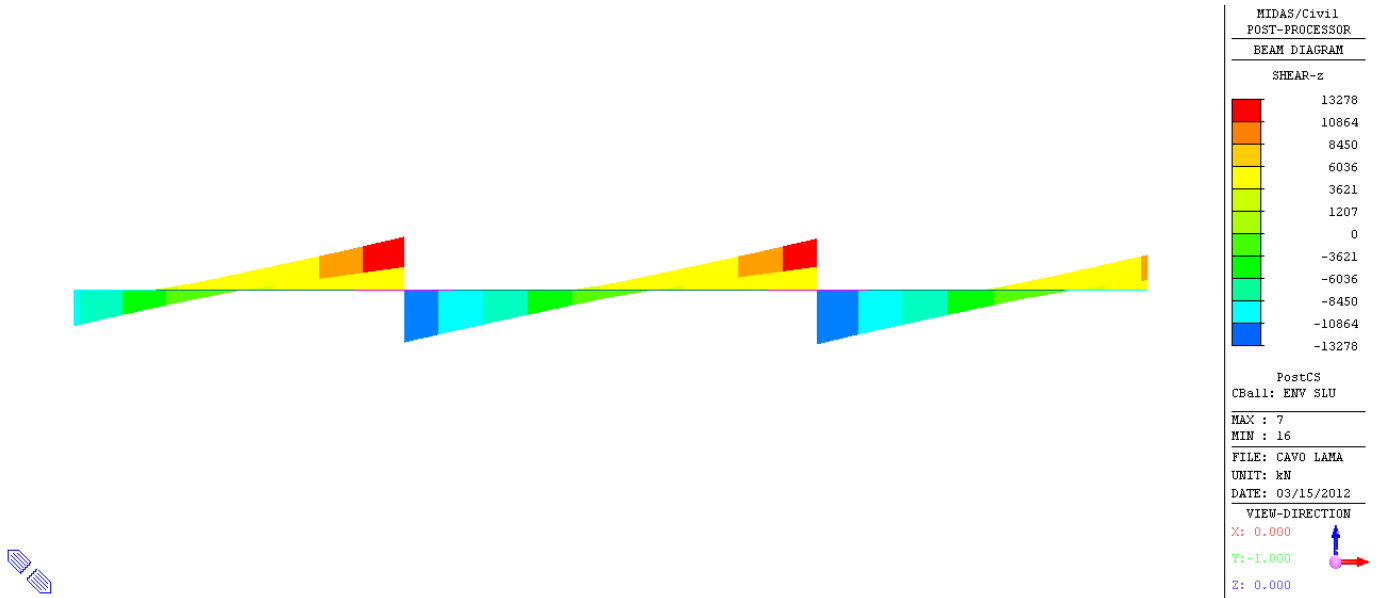
**FIG. 6.2-18 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



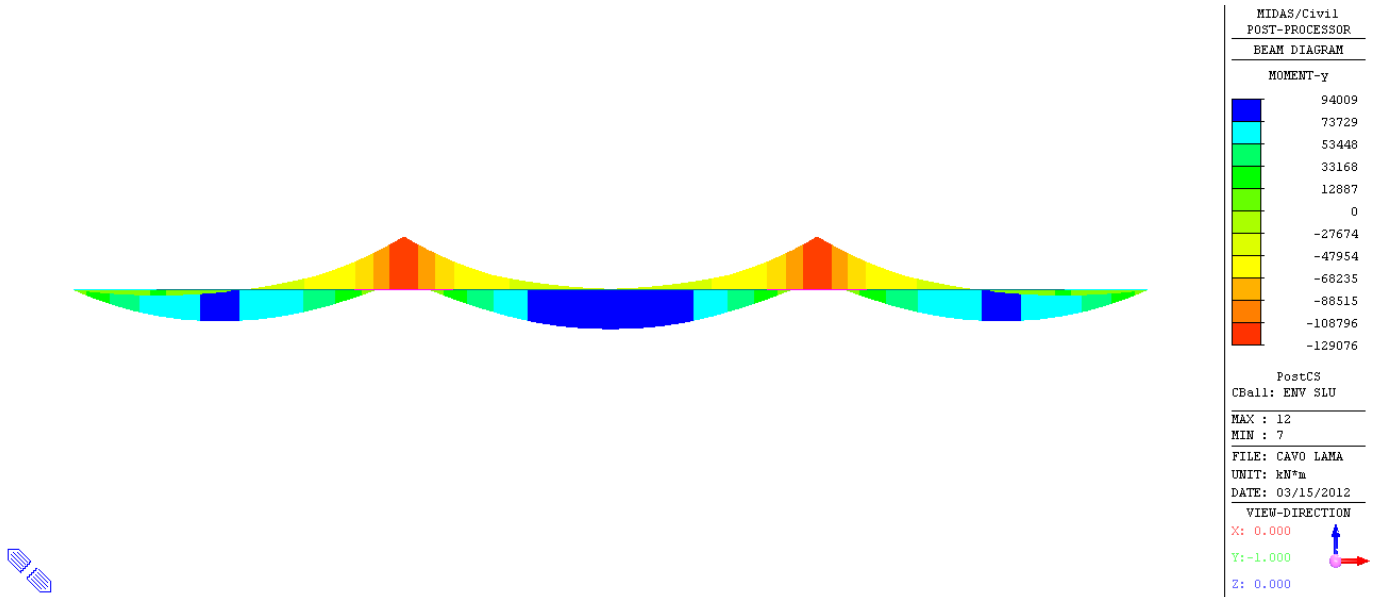
**Fig. 6.2-19 INVILUPPO DEI CARICHI MOBILI – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)**



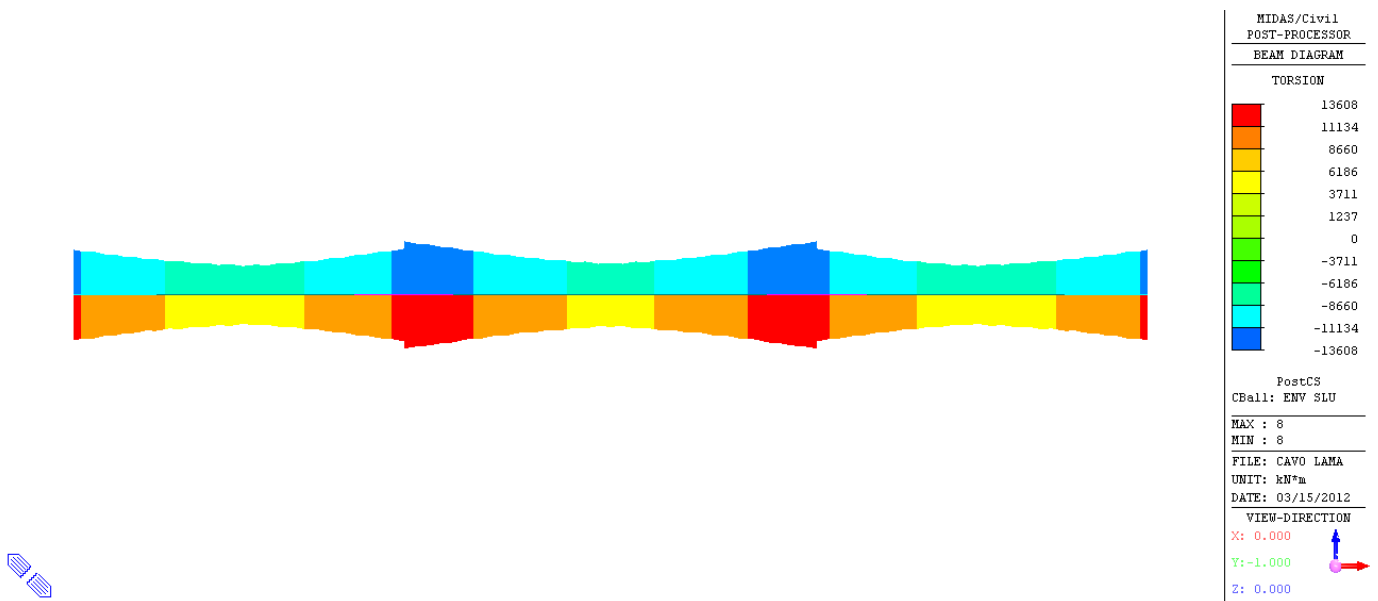
**Fig. 6.2-20 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – TAGLIO (kN)**



**Fig. 6.2-21 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO FLETTENTE MY (kNm)**



**Fig. 6.2-22 INVILUPPO COMBINAZIONI DI SLU – MOMENTO TORCENTE MX (kNm)**



## 6.3. RISULTATI (FASE SISMICA)

### 6.3.1. 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:

- $R = 3600\text{mm}$  Raggio di curvatura
- $D = \pm 300\text{ mm}$  Spostamento di progetto
- $\mu = 0.055$  Coefficiente di attrito dinamico
- $K_v = 2\,100\,000\text{ kN / mm}$  rigidezza verticale

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

- $K_{\text{eff}} = V(1 / R + \mu / D)$  Rigidezza efficace
- $T_{\text{is}} = 2\pi (V/K_{\text{eff}} g)^{0.5} = 2\pi [RD / g(D + \mu R)]^{0.5} = 2.953\text{ s}$  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.

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLD}} = 0.022\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLV}} = 0.067\text{ g}$$

$$S_e(T_{\text{is}})_{\text{SLC}} = 0.075\text{ g}$$

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

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

con  $M = 35\,586\text{ kN}$  peso corrispondente alla massa sismica (SW + PP + 0.20ML)

**TAB. 6.3-1**

	$S_e(\text{g})$	F (kN)
Forza Orizzontale SLD	0.022	783
Forza Orizzontale SLV	0.067	2 384
Forza Orizzontale SLC	0.075	2 669

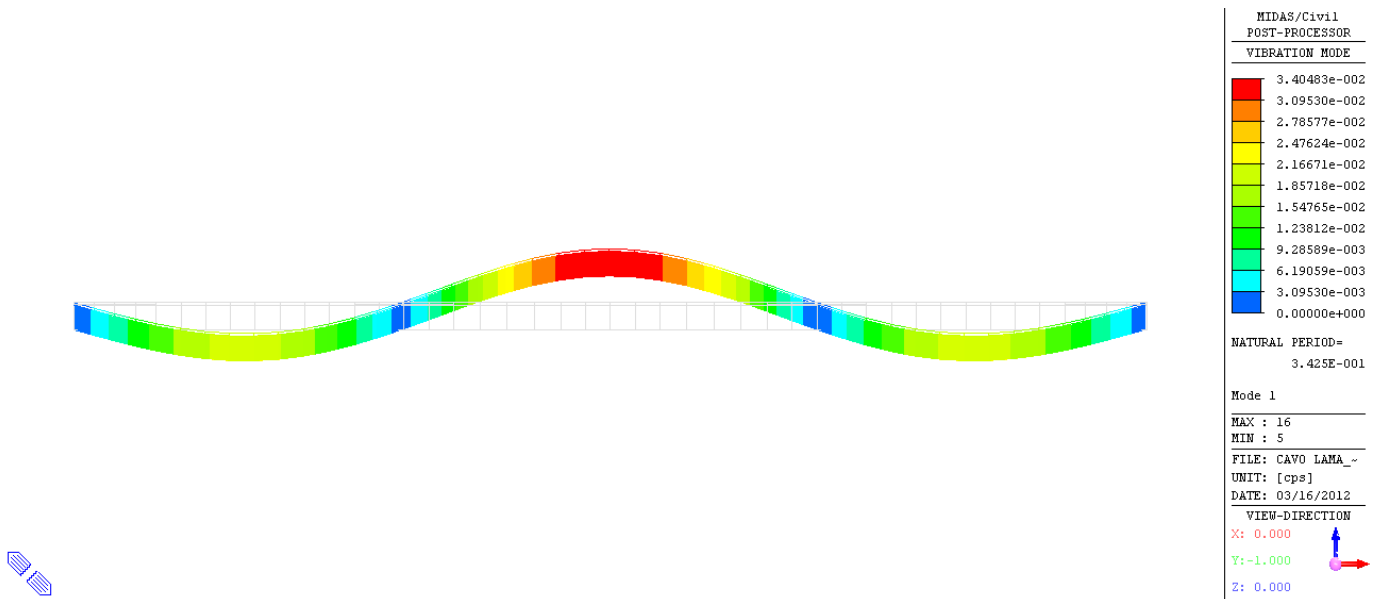


### 6.3.2. Sisma Verticale

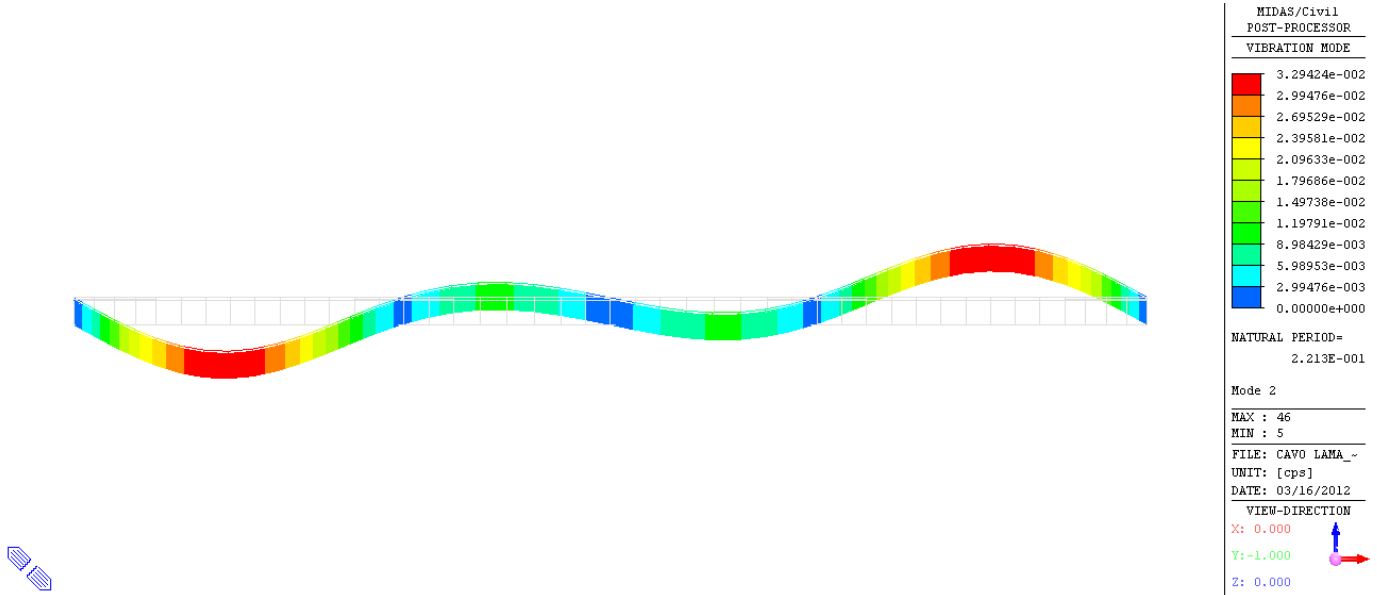
Le sollecitazioni dovute agli effetti sismici verticali sono state valutate per l'impalcato tramite una analisi modale con spettro di risposta volta a determinare le azioni verticali esercitate sul dispositivo di isolamento.

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.

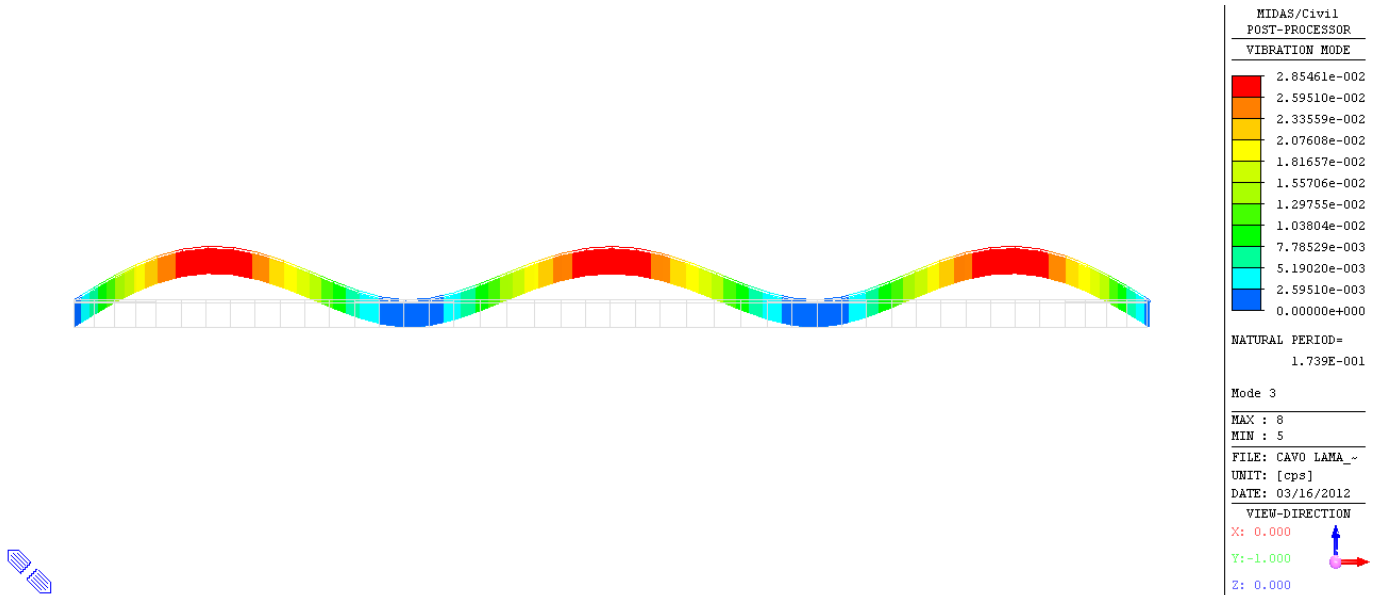
Fig. 6.3-1 1° MODO VERTICALE



**Fig. 6.3-2 3° MODO VERTICALE**



**Fig. 6.3-3 3° MODO VERTICALE**



NOTA - 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. 6.3-2

	Spalle	Pile
	(kN)	(kN)
FZ SLD	226	653
FZ SLV	919	2 659
FZ SLC	1 063	3 078

### 6.3.3. 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. 6.3-3

Azioni Sismiche a SLD			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	35 586
Sisma Longitudinale (dir. X)	783	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	783	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	1 758

TAB. 6.3-4

Combinazioni di Carico	Azioni Sismiche Globali a SLD			Spostamenti sismici a SLD			
	RX (kN)	RY (kN)	RZ (kN)	$K_{eff}$ (kN/mm)	$d_x$ (mm)	$d_y$ (mm)	$d_{tot}$ (mm)
SLD_01	783	235	36 113	16.65	47	14	49
SLD_02	783	235	35 059	16.17	48	15	51
SLD_03	235	783	36 113	16.65	14	47	49
SLD_04	235	783	35 059	16.17	15	48	51
SLD_05	235	235	37 344	17.22	14	14	19
SLD_06	235	235	33 828	15.60	15	15	21

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

TAB. 6.3-5

Azioni Sulle Sottostrutture SLD								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLD_01	4 001	87	26	91	14 056	305	91	318
SLD_02	3 865	86	26	90	13 664	305	92	319
SLD_03	4 001	26	87	91	14 056	91	305	318
SLD_04	3 865	26	86	90	13 664	92	305	319
SLD_05	4 159	26	26	37	14 513	91	91	129
SLD_06	3 707	26	26	36	13 207	92	92	130

TAB. 6.3-6

Azioni Sismiche a SLV			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	35 586
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 384	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 384	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	7 156

TAB. 6.3-7

Combinazioni di Carico	Azioni Sismiche Globali a SLV			Spostamenti sismici a SLV			
	RX (kN)	RY (kN)	RZ (kN)	$K_{eff}$ (kN/mm)	$d_x$ (mm)	$d_y$ (mm)	$d_{tot}$ (mm)
SLV_01	2 384	715	37 733	17.40	137	41	143
SLV_02	2 384	715	33 439	15.42	155	46	161
SLV_03	715	2 384	37 733	17.40	41	137	143
SLV_04	715	2 384	33 439	15.42	46	155	161
SLV_05	715	715	42 742	19.71	36	36	51
SLV_06	715	715	28 430	13.11	55	55	77

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

TAB. 6.3-8

Azioni Sulle Sottostrutture SLV								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLV_01	4 209	266	80	278	14 658	926	278	967
SLV_02	3 657	261	78	272	13 062	931	279	972
SLV_03	4 209	80	266	278	14 658	278	926	967
SLV_04	3 657	78	261	272	13 062	279	931	972
SLV_05	4 852	81	81	115	16 519	276	276	391
SLV_06	3 014	76	76	107	11 201	282	282	399

TAB. 6.3-9

Azioni Sismiche a SLC			
	RX	RY	RZ
	(kN)	(kN)	(kN)
Peso Totale in fase sismica	0	0	35 586
Sisma Longitudinale (dir. X)	2 669	0	0
Sisma Trasversale (dir. Y)	0	2 669	0
Sisma Verticale (dir. Z)	0	0	8 282

TAB. 6.3-10

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	2 669	801	38 071	17.55	152	46	159
SLC_02	2 669	801	33 101	15.26	175	52	183
SLC_03	801	2 669	38 071	17.55	46	152	159
SLC_04	801	2 669	33 101	15.26	52	175	183
SLC_05	801	801	43 868	20.23	40	40	56
SLC_06	801	801	27 304	12.59	64	64	90

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

TAB. 6.3-11

Azioni Sulle Sottostrutture SLC								
	Spalle SP1-SP2				Pile P1-P2			
	RZ	RX	RY	RXY	RZ	RX	RY	RXY
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
SLC_01	4 252	298	89	311	14 783	1 036	311	1082
SLC_02	3 614	291	87	304	12 937	1 043	313	1089
SLC_03	4 252	89	298	311	14 783	311	1 036	1082
SLC_04	3 614	87	291	304	12 937	313	1 043	1089
SLC_05	4 996	91	91	129	16 938	309	309	437
SLC_06	2 870	84	84	119	10 782	316	316	447

#### 6.3.4. 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). Tali reazioni sono ottenute dall'analisi sismica riportata nel paragrafo seguente.

**TAB. 6.3-12 – REAZIONI A SLD**

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	43	13	2 000	43	13	2 000
SLD_02	43	13	1 933	43	13	1 933
SLD_03	13	43	2 000	13	43	2 000
SLD_04	13	43	1 933	13	43	1 933
SLD_05	13	13	2 080	13	13	2 080
SLD_06	13	13	1 854	13	13	1 854
<b>ENV SLD (max)</b>	<b>43</b>	<b>43</b>	<b>2 080</b>	<b>43</b>	<b>43</b>	<b>2 080</b>
<b>ENV SLD (min)</b>	<b>-43</b>	<b>-43</b>	<b>1 854</b>	<b>-43</b>	<b>-43</b>	<b>1 854</b>

**TAB. 6.3-13 – REAZIONI A SLV**

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	133	40	2 104	133	40	2 104
SLV_02	130	39	1 829	130	39	1 829
SLV_03	40	133	2 104	40	133	2 104
SLV_04	39	130	1 829	39	130	1 829
SLV_05	41	41	2 426	41	41	2 426
SLV_06	38	38	1 507	38	38	1 507
<b>ENV SLV (max)</b>	<b>133</b>	<b>133</b>	<b>2 426</b>	<b>133</b>	<b>133</b>	<b>2 426</b>
<b>ENV SLV (min)</b>	<b>-133</b>	<b>-133</b>	<b>1 507</b>	<b>-133</b>	<b>-133</b>	<b>1 507</b>

**TAB. 6.3-14 – REAZIONI A SLC**

Spalle SP1-SP2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	149	45	2 126	149	45	2 126
SLC_02	146	44	1 807	146	44	1 807
SLC_03	45	149	2 126	45	149	2 126
SLC_04	44	146	1 807	44	146	1 807
SLC_05	46	46	2 498	46	46	2 498
SLC_06	42	42	1 435	42	42	1 435
<b>ENV SLC (max)</b>	<b>149</b>	<b>149</b>	<b>2 498</b>	<b>149</b>	<b>149</b>	<b>2 498</b>
<b>ENV SLC (min)</b>	<b>-149</b>	<b>-149</b>	<b>1 435</b>	<b>-149</b>	<b>-149</b>	<b>1 435</b>

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

TAB. 6.3-15 – REAZIONI A SLD

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLD_01	152	46	7 028	152	46	7 028
SLD_02	153	46	6 832	153	46	6 832
SLD_03	46	152	7 028	46	152	7 028
SLD_04	46	153	6 832	46	153	6 832
SLD_05	46	46	7 257	46	46	7 257
SLD_06	46	46	6 604	46	46	6 604
ENV SLD (max)	153	153	7 257	43	43	2 080
ENV SLD (min)	-153	-153	6 604	-43	-43	1 854

TAB. 6.3-16 – REAZIONI A SLV

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLV_01	463	139	7 329	463	139	7 329
SLV_02	466	140	6 531	466	140	6 531
SLV_03	139	463	7 329	139	463	7 329
SLV_04	140	466	6 531	140	466	6 531
SLV_05	138	138	8 260	138	138	8 260
SLV_06	141	141	5 601	141	141	5 601
ENV SLV (max)	463	463	8 260	463	463	8 260
ENV SLV (min)	-463	-463	5 601	-463	-463	5 601

TAB. 6.3-17 – REAZIONI A SLC

Pile P1-P2						
Condizione di Carico	Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
	kN	kN	kN	kN	kN	kN
SLC_01	518	155	7 392	518	155	7 392
SLC_02	522	156	6 468	522	156	6 468
SLC_03	155	518	7 392	155	518	7 392
SLC_04	156	522	6 468	156	522	6 468
SLC_05	155	155	8 469	155	155	8 469
SLC_06	158	158	5 391	158	158	5 391
ENV SLV (max)	522	522	8 469	522	522	8 469
ENV SLV (min)	-522	-522	5 391	-522	-522	5 391

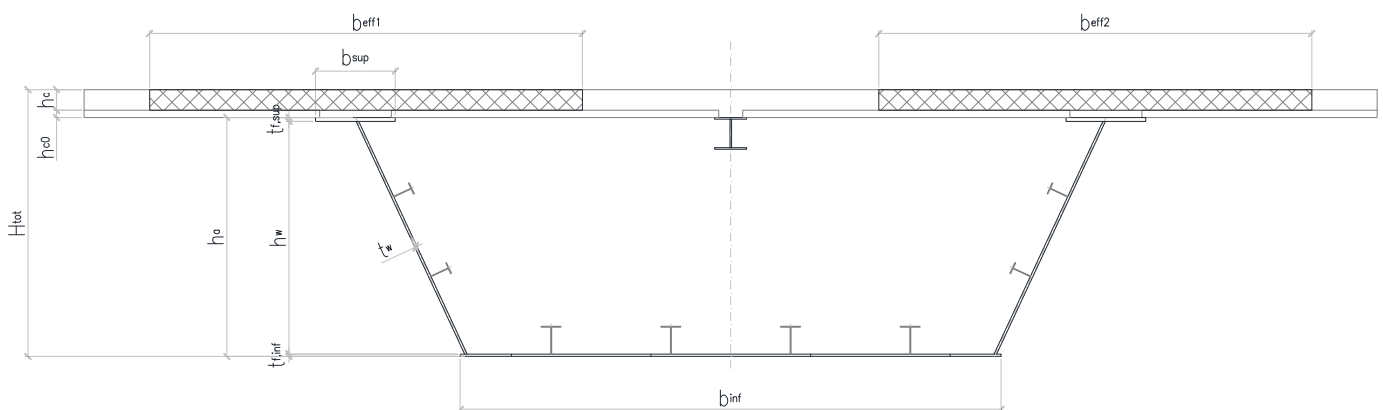
## 6.4. VERIFICHE

### 6.4.1. 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. 6.4-1 - CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE TIPICA





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:

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

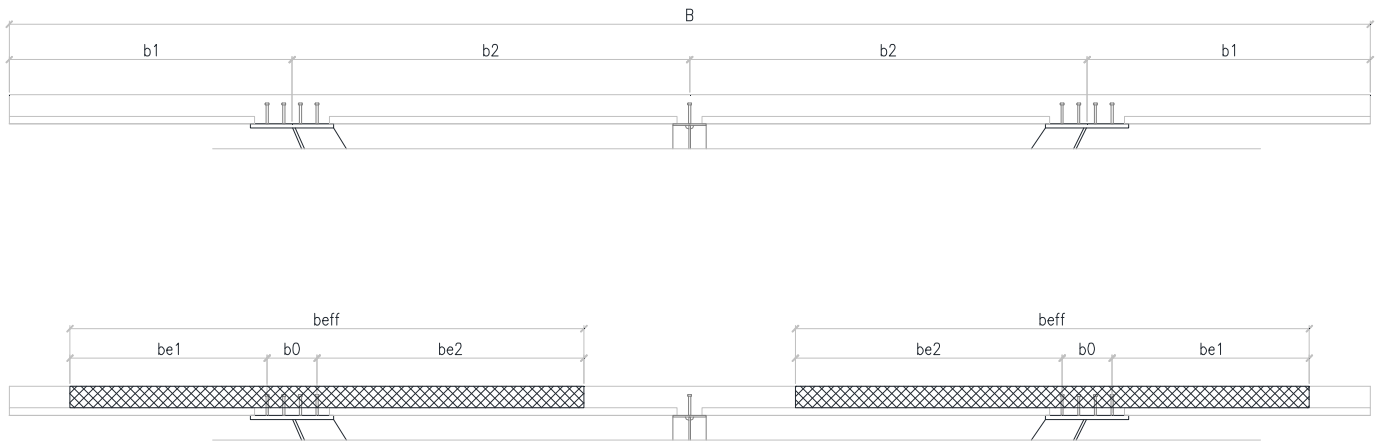
Le verifiche di stabilità a taglio e flessione dei pannelli d'anima e del fondo (ove necessario) sono state effettuate in accordo alle indicazioni contenute nelle istruzioni CNR10011, adottando il metodo degli stati limite con un coefficiente di sicurezza parziale per i ponti stradali pari a:

$$\gamma = 1.10$$

#### 6.4.1.1. 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. 6.4-2



### 6.4.1.2. 1° Campata – $L_1 = 40\text{ m}$

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

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

larghezza disponibile 1

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

larghezza disponibile 2

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

distanza tra gli assi dei connettori

$$L_e = 0.85 L_1 = 34.00\text{ m}$$

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzeria della 1° campata:

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

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,718\text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 7\,418\text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 14\,836\text{ mm}$$

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:

$$\beta_1 = 0.79 \text{ e } \beta_2 = 0.75$$

$$b_{eff,0} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} = 5\,837\text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,0} = 2 \times b_{eff,0} = 11\,675\text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato in corrispondenza appoggio

### 6.4.1.3. Sezione di pila

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

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

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

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

$$L_e = 0.25 (L_1 + L_2) = 22.50 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 2\,187 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 2\,187 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,2} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 4\,975 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

Quindi:

$$B_{eff,2} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 9\,950 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

### 6.4.1.4. 2° Campata - L2 = 50 m

In riferimento alla figura sopra riportata, siano :

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

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

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

$$L_e = 0.70 L_2 = 35.00 \text{ m}$$

larghezza disponibile 1

larghezza disponibile 2

distanza tra gli assi dei connettori

Luce equivalente

Si ottiene per la mezzera della 2° campata:

$$b_{e1} = \min (L_e/8 ; b_1 - b_0/2) = 3\,062 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = \min (L_e/8 ; b_2 - b_0/2) = 3\,062 \text{ mm}$$

da cui:

$$b_{eff,1} = (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 6\,725 \text{ mm}$$

Larghezza efficace correlata ad un'anima

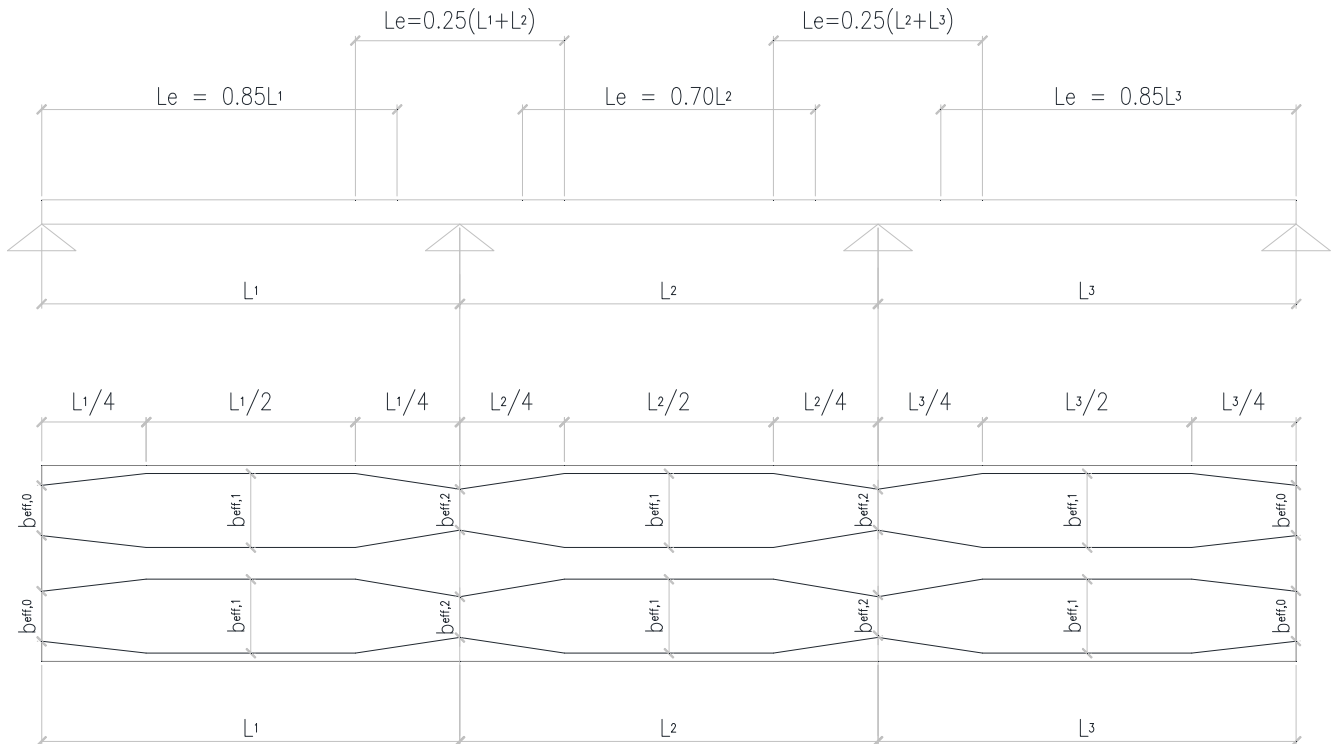
Quindi:

$$B_{eff,1} = 2 \times (b_0 + b_{e1} + b_{e2}) = 13\,450 \text{ mm}$$

Larghezza efficace per l'impalcato

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

Fig. 6.4-3



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

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

Sezione finale (a 10.00 m) :  $B_{eff} = 14\ 836\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

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

Sezione iniziale (a 10.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 14\ 836\ \text{mm}$

Sezione finale (a 30.00 m):  $B_{eff} = 14\ 836\ \text{mm}$

Per il concio di pila (concio C4) si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 32.00 m):  $B_{eff} = 13\ 859\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione di pila (a 40.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,2} = 9\ 950\ \text{mm}$

Sezione finale (a 46.00 m):  $B_{eff} = 11\ 630\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Per il concio C6 si hanno le seguenti larghezze efficaci:

Sezione iniziale (a 59.00 m):  $B_{eff} = 13\ 450\ \text{mm}$  (per interpolazione lineare)

Sezione di mezzera (a 65.00 m):  $B_{eff} = B_{eff,1} = 13\ 450\ \text{mm}$

## 6.4.2. Verifica concio C6 (Mezzeria)

Di seguito è riportata la verifica della sezione di mezzzeria della campata centrale (individuata nei disegni di progetto come concio C6).

Poiché la soletta è compressa, si è trascurato il contributo dell'armatura compressa nel tratto di soletta collaborante. In ogni caso è comunque prevista una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

TAB. 6.4-1 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2955 mm
$b_{sup}$	2x800 mm
$t_{f,sup}$	30 mm
$b_{inf}$	6776 mm
$t_{f,inf}$	15 mm
$t_w$	2x15 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	15950 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	79
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	15884 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	79
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	15884 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-2 – 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
$M_{SW+DL1}$	22245 kNm	$M_{DL2}$	12765 kNm	$M_{LL}$	59374 kNm	$M_{DL2}$	12765 kNm
$V_{SW+DL1}$	0 kN	$V_{DL2}$	0 kN	$V_{LL}$	1710 kN	$V_{DL2}$	0 kN
<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>	$\tau_{med}$	19.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-111.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-3.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-17.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	-12.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-109.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-3.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-16.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	-12.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup,id$	109.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	3.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	37.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup,id$	12.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	69.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	142.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	32.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	69.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	146.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	32.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	70.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	30.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	143.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	32.4 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>			<b>Soletta</b>		
		$\sigma_{1,c}$	-1.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-5.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{1,c}$	-1.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>			<b>Armatura</b>		
		$\sigma_{f,sup}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	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. 6.4-3 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
**Ver. Fe : t=0 (SLU)**

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-111.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-109.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	109.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	69.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	69.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	70.8 N/mm <sup>2</sup>

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

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	19.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-132.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-129.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	133.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	243.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	245.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	245.4 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-7.0 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	
$\tau_{med}$	19.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	-141.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	-138.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	142.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	245.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	247.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	246.9 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	-6.7 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

$$M_{tmax} = 8\,943 \text{ kNm}$$

Anima:  $\tau_t = M_t / 2 \Omega t = 11.5 \text{ N/mm}^2$

Fondo:  $\tau_t = M_t / 2 \Omega t = 11.5 \text{ N/mm}^2$

**TAB. 6.4-4 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	15 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3660 mm		
$\sigma_1$	-138.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	245.0 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	11.5 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1220	1220	1220 mm
$\sigma_1$	-138.0	-10.3	117.3 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.10	1.17	2.45 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,0}$	28.7	28.7	28.7 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.07	-11.35	2.09
$\alpha$	2.87	2.87	2.87
K- $\sigma$	7.15	23.90	4.00
K- $\tau$	4.66	4.66	4.66
$\sigma_{cr}$	205.1	685.7	114.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	167.2	167.2	167.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	205.8	462.7	289.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	205.8	333.7	294.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	139.4	22.4	119.0 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>1.48</b>	<b>14.87</b>	<b>2.47</b>

I pannelli del fondo, poiché uniformemente ed abbondantemente tesi, si possono considerare esenti da fenomeni di instabilità.

### 6.4.3. Verifica concio C5 (Intermedio)

Di seguito è riportata la verifica del concio tipo "intermedio" della campata centrale (individuato nei disegni di progetto come concio C5). Tale sezione è soggetta sia a momenti positivi sia a momenti negativi.

#### 6.4.3.1. Verifica della sezione di momento positivo

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. 6.4-5 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2935 mm
$b_{sup}$	2x800 mm
$t_{f,sup}$	40 mm
$b_{inf}$	6776 mm
$t_{f,inf}$	25 mm
$t_w$	2x20 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	13450 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	71
$C_{sup}$	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	14275 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi^{\circ}}$	71
$C_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	14275 mm <sup>2</sup>



TAB. 6.4-6 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: t=t <sub>0</sub>				Sezione mista: t=t <sub>∞</sub>	
<b>N<sub>SW+DL1</sub></b>	0 kN	<b>N<sub>DL2</sub></b>	0 kN	<b>N<sub>LL</sub></b>	0 kN	<b>N<sub>DL2</sub></b>	0 kN
<b>M<sub>SW+DL1</sub></b>	-22477 kNm	<b>M<sub>DL2</sub></b>	-5146 kNm	<b>M<sub>LL</sub></b>	13500 kNm	<b>M<sub>DL2</sub></b>	-22300 kNm
<b>V<sub>SW+DL1</sub></b>	4708 kN	<b>V<sub>DL2</sub></b>	1855 kN	<b>V<sub>LL</sub></b>	0 kN	<b>V<sub>DL2</sub></b>	1885 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
τ <sub>med</sub>	40.1 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>med</sub>	15.8 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>med</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>med</sub>	16.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s, sup</sub>	83.8 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s, sup</sub>	14.2 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s, sup</sub>	-5.3 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s, sup</sub>	61.5 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup</sub>	82.1 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup</sub>	13.9 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup</sub>	-4.9 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup</sub>	60.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup,id</sub>	107.5 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup,id</sub>	30.7 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup,id</sub>	4.9 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w sup,id</sub>	66.3 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf</sub>	-44.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf</sub>	-9.4 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf</sub>	20.6 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf</sub>	-40.9 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf, id</sub>	82.2 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf, id</sub>	28.9 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf, id</sub>	20.6 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>w inf, id</sub>	49.4 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s inf</sub>	-45.1 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s inf</sub>	-9.6 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s inf</sub>	20.8 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s inf</sub>	-41.7 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		σ <sub>1,c</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>1,c</sub>	-1.3 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>1,c</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
		σ <sub>f,sup</sub>	16.8 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>f,sup</sub>	-8.2 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>f,sup</sub>	72.9 N/mm <sup>2</sup>
		σ <sub>f,inf</sub>	15.1 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>f,inf</sub>	-6.2 N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>f,inf</sub>	65.3 N/mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-7 – VERIFICA DELLA SEZIONE  
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
τ <sub>med</sub>	40.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s, sup</sub>	83.8 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup</sub>	82.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup,id</sub>	107.5 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf</sub>	-44.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf, id</sub>	82.2 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s inf</sub>	-45.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>

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

Sezione Acciaio	
τ <sub>med</sub>	55.9 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s, sup</sub>	92.7 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup</sub>	91.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup,id</sub>	132.9 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf</sub>	-32.8 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf, id</sub>	102.2 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s inf</sub>	-33.9 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
σ <sub>1,c</sub>	-1.3 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
σ <sub>f,sup</sub>	8.7 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>f,inf</sub>	8.8 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cls: t=t<sub>∞</sub> (SLU)

Sezione Acciaio	
τ <sub>med</sub>	56.2 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>N</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg sup</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s, sup</sub>	140.1 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup</sub>	137.3 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w sup,id</sub>	168.3 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf</sub>	-64.3 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>w inf, id</sub>	116.6 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s inf</sub>	-66.0 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>s agg inf</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
σ <sub>1,c</sub>	-1.3 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
σ <sub>f,sup</sub>	64.7 N/mm <sup>2</sup>
σ <sub>f,inf</sub>	59.1 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 11\,953 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima: } \tau_t = M_t / 2 \Omega t = 11.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo: } \tau_t = M_t / 2 \Omega t = 9.2 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni tangenziali nelle anime valgono quindi :

$$\tau_{\text{tot}} = \tau_{\text{med}} + \tau_t = 67.7 \text{ N/mm}^2$$

Quindi le tensioni ideali massime saranno :

$$\sigma_{w \text{ sup, id}} = (\sigma_{w \text{ sup}}^2 + 3 \tau_{\text{tot}}^2)^{0.5} = 182.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{w \text{ inf, id}} = (\sigma_{w \text{ inf}}^2 + 3 \tau_{\text{tot}}^2)^{0.5} = 133.7 \text{ N/mm}^2$$

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 ( $h = 3021 \text{ mm}$ ) con i tre irrigiditori equispaziati. Gli irrigiditori verticali sono costituiti dai diaframmi trasversali posti a passo pari a  $3500 \text{ mm}$ .

**TAB. 6.4-8 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3021 mm		
$\sigma_1$	-140.1 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	64.3 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	67.7 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1007	1007	1007 mm
$\sigma_1$	-140.1	-72.0	4.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-0.72	-0.04	0.64 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr, o}$	74.9	74.9	74.9 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.51	0.05	-16.92
$\alpha$	3.48	3.48	3.48
K- $\sigma$	5.21	7.29	23.90
K- $\tau$	4.54	4.54	4.54
$\sigma_{cr}$	390.0	546.0	1789 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	424.6	424.6	424.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	390.0	547.0	1154.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	326.0	339.0	345.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	141.0	73.0	12.0 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>2.33</b>	<b>4.64</b>	<b>28.75</b>

### 6.4.3.2. Verifica della sezione di momento negativo

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 di pila si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 16 / 20 cm.

**TAB. 6.4-9 – DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE**

$h_w$	2935 mm
$b_{sup}$	2x800 mm
$t_{f,sup}$	40 mm
$b_{inf}$	6776 mm
$t_{f,inf}$	25 mm
$t_w$	2x20 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	14300 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	71
$c_{sup}$	50 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	14275 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	16 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	71
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	14275 mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-10 – 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	
$M_{SW+DL1}$	-22477 kNm	$M_{DL2}$	-5146 kNm	$M_{LL}$	-24085 kNm	$M_{DL2}$	-22300 kNm
$V_{SW+DL1}$	4708 kN	$V_{DL2}$	1885 kN	$V_{LL}$	3436 kN	$V_{DL2}$	1885 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	40.1 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	16.1 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	29.3 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	16.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	83.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	14.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	66.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	61.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	82.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	13.9 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	65.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	60.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	107.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	31.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	82.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	66.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-44.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-9.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-44.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-41.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	82.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	29.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	67.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	49.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-45.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-9.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-45.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-42.2 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
		$\sigma_{1,c}$	0.0 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>		<b>Armatura</b>	
		$\sigma_{f,sup}$	16.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	78.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	72.2 N/mm <sup>2</sup>
		$\sigma_{f,inf}$	15.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	70.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	65.6 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-11 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	40.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	83.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	82.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	107.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-44.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	82.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-45.5 N/mm <sup>2</sup>

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

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	85.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	164.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	161.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	218.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-98.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	177.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-100.8 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	94.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	86.0 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Clis: t=t<sub>∞</sub> (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	85.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	212.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	207.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	255.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-130.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	197.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-133.3 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	150.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, infc}$	136.4 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 11\,953 \text{ kNm}$$

Anima:  $\tau_t = M_t / 2 \Omega t = 11.5 \text{ N/mm}^2$

Fondo:  $\tau_t = M_t / 2 \Omega t = 9.2 \text{ N/mm}^2$

**TAB. 6.4-12 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	20 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3660 mm		
$\sigma_1$	-130.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	207.8 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	96.9 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1220	1220	1220 mm
$\sigma_1$	-130.4	-17.7	95.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.18	0.95	2.08 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,0}$	51.0	51.0	51.0 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.14	-5.38	2.19
$\alpha$	2.87	2.87	2.87
K- $\sigma$	6.80	23.90	4.00
K- $\tau$	4.66	4.66	4.66
$\sigma_{cr}$	346.8	1219.1	204.0 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	297.2	297.2	297.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	401.3	541.6	514.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	327.4	338.7	337.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	212.5	168.8	192.9 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>1.54</b>	<b>2.01</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. 6.4-13 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO**

Num. Pannelli	5				
Spessore Anima	25 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Altezza Anima	6600 mm				
$\sigma_1$	-133.3 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_2$	-133.3 N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_m$	9.2 N/mm <sup>2</sup>				
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Altezza	1050	1500	1500	1500	1050 mm
$\sigma_1$	-133.3	-133.3	-133.3	-133.3	-133.3 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-1.33	-1.33	-1.33	-1.33	-1.33 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	107.6	52.7	52.7	52.7	107.6 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\alpha$	3.33	2.33	2.33	2.33	3.33
K- $\sigma$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- $\tau$	4.56	4.86	4.86	4.86	4.56
$\sigma_{cr}$	430.4	210.9	210.9	210.9	430.4 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	613.3	320.3	320.3	320.3	613.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	432.4	212.0	212.0	212.0	432.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	331.0	212.0	212.0	212.0	331.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	134.2	134.2	134.2	134.2	134.2 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>2.47</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>1.58</b>	<b>2.47</b>

## 6.4.4. Verifica del concio C4 (Sezione di Pila)

Di seguito è riportata la verifica della sezione in pila (individuata 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 di pila si è ipotizzata una armatura corrente longitudinale costituita da 1+1 Ø 20 / 20 cm.

TAB. 6.4-14 - DATI GEOMETRICI DELLA SEZIONE

$h_w$	2920 mm
$b_{sup}$	2x1000 mm
$t_{f,sup}$	50 mm
$b_{inf}$	6776 mm
$t_{f,inf}$	30 mm
$t_w$	2x30 mm
$h_a$	3000 mm
$B_c$	12000 mm
$h_c$	260 mm
$h_{c0}$	90 mm
$H_{tot}$	3350 mm
<b>Armatura superiore</b>	
$\phi_{sup}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	60
$c_{sup}$	60 mm
$A_{\phi,tot}^{sup}$	18850 mm <sup>2</sup>
<b>Armatura inferiore</b>	
$\phi_{inf}$	20 mm
$n_{\phi}^{\circ}$	60
$c_{inf}$	20 mm
$A_{\phi,tot}^{inf}$	18850 mm <sup>2</sup>

TAB. 6.4-15 – TENSIONI NELLA SEZIONE

Sezione acciaio		Sezione mista: $t=t_0$		Sezione mista: $t=t_{\infty}$			
$N_{SW+DL1}$	0 kN	$N_{DL2}$	0 kN	$N_{LL}$	280 kN	$N_{DL2}$	0 kN
$M_{SW+DL1}$	-55680 kNm	$M_{DL2}$	-18240 kNm	$M_{LL}$	-37966 kNm	$M_{DL2}$	-35430 kNm
$V_{SW+DL1}$	6497 kN	$V_{DL2}$	2481 kN	$V_{LL}$	4028 kN	$V_{DL2}$	2870 kN
<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>		<b>Sezione Acciaio</b>	
$\tau_{med}$	37.1 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	14.2 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	23.0 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{med}$	16.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	139.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	35.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	73.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{s, sup}$	68.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup$	135.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	34.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	71.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup$	66.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w sup, id$	150.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	42.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	81.8 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w sup, id$	72.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf$	-92.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-28.6 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-59.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf$	-55.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w inf, id$	112.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	37.7 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	71.2 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_w inf, id$	62.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_s inf$	-95.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-29.3 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-60.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s inf$	-56.9 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>		<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1,c}$	0.0 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>	$\sigma_{1,c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>		<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f,sup}$	41.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	41.4 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	86.1 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,sup}$	80.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f,inf}$	37.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	37.5 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	78.0 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{f,inf}$	72.8 N/mm <sup>2</sup>

**TAB. 6.4-16 – VERIFICA DELLA SEZIONE**  
Ver. Fe : t=0 (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	37.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	139.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	135.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	150.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-92.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	112.7 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-95.0 N/mm <sup>2</sup>

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

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	74.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	248.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	241.3 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	273.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-180.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	221.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-184.7 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	127.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	115.5 N/mm <sup>2</sup>

Ver. Fe-Cl: t=t<sub>∞</sub> (SLU)

Sezione Acciaio	
$\tau_{med}$	76.5 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_N$	0.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s, sup}$	281.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup}$	273.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w sup, id}$	303.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf}$	-207.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{w inf, id}$	246.0 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s inf}$	-212.3 N/mm <sup>2</sup>
<b>Soletta</b>	
$\sigma_{1, c}$	0.0 N/mm <sup>2</sup>
<b>Armatura</b>	
$\sigma_{f, sup}$	166.4 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{f, inf}$	150.9 N/mm <sup>2</sup>

Tensioni tangenziali dovute alla torsione

$$M_{tmax} = 13\,608 \text{ kNm}$$

$$\text{Anima: } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Fondo: } \tau_t = Mt / 2 \Omega t = 8.7 \text{ N/mm}^2$$



**TAB. 6.4-17 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI D'ANIMA**

Verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima

Num. Pannelli	3		
Spessore Anima	30 mm		
Distanza Irr. Verticali	3500 mm		
Altezza Anima	3660 mm		
$\sigma_1$	-207.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\sigma_2$	273.4 N/mm <sup>2</sup>		
$\tau_m$	85.2 N/mm <sup>2</sup>		
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Altezza	1220	1220	1220 mm
$\sigma_1$	-207.4	-47.1	113.1 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma 1}$	-0.47	1.13	2.73 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	114.8	114.8	114.8 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	0.23	-2.40	2.42
$\alpha$	2.87	2.87	2.87
K- $\sigma$	6.33	23.90	4.00
K- $\tau$	4.66	4.66	4.66
$\sigma_{cr}$	726.3	2742.9	459.1 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	668.6	668.6	668.6 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	788.0	1254.3	1158.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	346.0	350.7	350.1 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	254.5	154.9	185.9 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>1.36</b>	<b>2.26</b>	<b>1.88</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. 6.4-18 – VERIFICA ALL'IMBOZZAMENTO DEI PANNELLI DEL FONDO**

Num. Pannelli	5				
Spessore	30 mm				
Distanza Irr. Verticali	3500 mm				
Larghezza fondo	6600 mm				
$\sigma_1$	-212.3 N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_2$	-212.3 N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_m$	8.7 N/mm <sup>2</sup>				
<b>Pannello</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
Altezza	1050	1500	1500	1500	1050 mm
$\sigma_1$	-212.3	-212.3	-212.3	-212.3	-212.3 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi_{\sigma_1}$	-2.12	-2.12	-2.12	-2.12	-2.12 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cr,o}$	154.9	75.9	75.9	75.9	154.9 N/mm <sup>2</sup>
$\Psi$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
$\alpha$	3.33	2.33	2.33	2.33	3.33
K- $\sigma$	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
K- $\tau$	4.56	4.86	4.86	4.86	4.56
$\sigma_{cr}$	619.8	303.7	303.7	303.7	619.8 N/mm <sup>2</sup>
$\tau_{cr}$	883.2	461.2	461.2	461.2	883.2 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr}$	620.8	304.2	304.2	304.2	620.8 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{cfr, rid}$	341.9	303.6	303.6	303.6	341.9 N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{id}$	212.8	212.8	212.8	212.8	212.8 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>1.61</b>	<b>1.43</b>	<b>1.43</b>	<b>1.43</b>	<b>1.61</b>

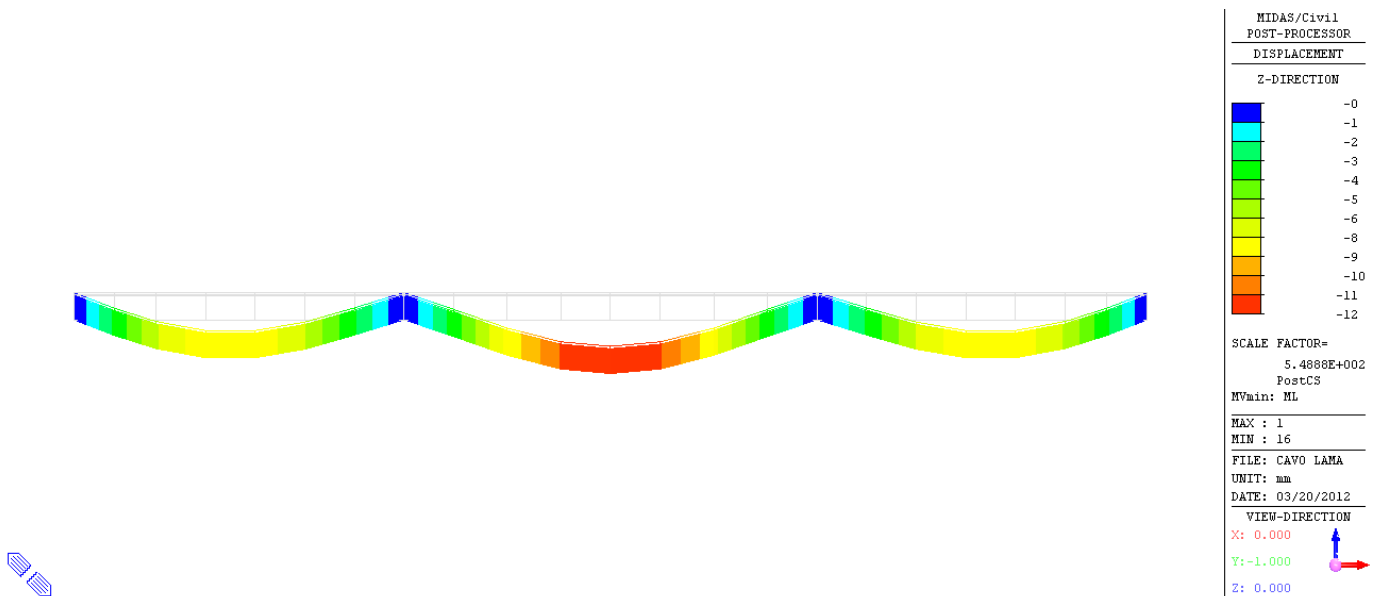
#### 6.4.5. Verifiche di deformabilità (SLE)

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:

$$dZ_{\max} = -12 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad dZ_{\max} / L = 12 \text{ mm} / 50\ 000 \text{ mm} = 1 / 4\ 167 < 1 / 1\ 000$$

La verifica risulta soddisfatta.

**FIG. 6.4-4 DEFORMAZIONI PER CARICO MOBILE (MM)**



#### 6.4.6. 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:

$$dXY_{\max} = 183 \text{ mm} < D_{\max} = 300 \text{ mm}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 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:

$$k_0 = 1 - \sin \varnothing = 1 - \sin 38^\circ = 0.38$$

#### 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. 5.4 si ha:  $\varnothing = 38^\circ$

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

$$k_h = 0.322 ; k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.161 \text{ (EC8 – Parte 5 – Annesso E – par. E.4 – espressione E.6)}$$

$$\theta = \arctg[k_h / (1 \pm k_v)] \Rightarrow \theta_{(k_v+)} = 15.5^\circ ; \theta_{(k_v-)} = 21.0^\circ$$

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

$$k_E (k_{v-}) = 0.507 ; k_E (k_{v+}) = 0.412$$

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:

$$k_E = \text{MAX}[(1-0.161)*0.507 ; k_E = (1+0.161)*0.412] = \text{MAX}[0.425 ; 0.478] = \underline{\underline{0.478}}$$

#### **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 relativo attrito appoggi: 1.0 ; Variabili 'Distribuito' e relativo attrito appoggi: 1.0 ;

Frenatura: 0.0

- Gruppo 2a

Variabili 'Tandem' e relativo attrito appoggi: 0.75 ; Variabili 'Distribuito' e relativo 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 (vedi premessa a Situazione Statica).

## 7.1.5. Stato Limite di Esercizio

### 7.1.5.1. Combinazione 'rara' (Limitazioni Tensionali)

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

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

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

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

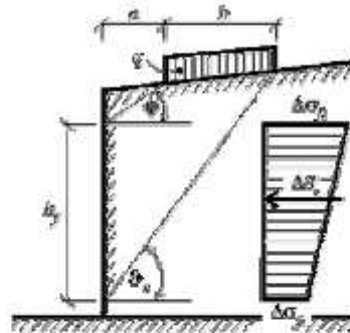


Diagram of increment of active earth pressure due to strip loading  $f_s$

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:

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

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:

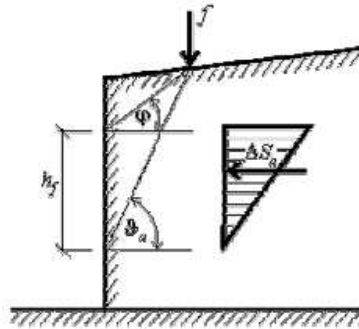


Diagram of increment of active earth pressure due to vertical  
line loading acting on ground surface

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

$$\vartheta_a = \varphi + \varepsilon$$

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

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

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

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

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. Spalle: 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. Spalle: 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. Spalle: 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  $0.8 \cdot \varnothing$ : **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)

## 7.2. ANALISI GLOBALE

Si premette una tabella nella quale vengono sintetizzate le azioni globali - prive di qualsiasi coefficiente - trasmesse in Fase Statica o Sismica da un singolo impalcato (vedi Allegato...)

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

Ponte su Canale Lama				
3 Campate - 35m-35m35m			L= 105m	
SPALLA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	3'740	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	2'199	0	0	-485
Carichi Mobili (Max Mom Long)	1'472	0	0	8'111
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-343	0	0	58
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1'472	0	0	-8'111
Frenamento	0	119	0	0
Vento Trasversale	0	0	271	894
Sisma Longitudinale (SLD)	0	87	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	87	
Sisma Verticale (SLD)	226	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	266	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	266	
Sisma Verticale (SLV)	919	0	0	

Nel seguito per Asse X si intende quello longitudinale del ponte, per Asse Y quello trasversale, per Asse Z quello verticale.

Nelle tabelle che seguono il pedice del momento indica l'asse momento.

NOTA – Le reazioni fornite al Cap,6 potrebbero apparire non immediatamente congruenti con quanto in tabella, in quanto espresse in forma 'additiva'. A titolo di esempio:

Permanenti (tabella) = 3.740

Permanenti (Cap.6) = 1.870+1.870 = 3.740

### 7.2.1. Azioni Globali : Fase Sismica

TAB. 7.2-2

Dimensioni	X - m	Y - m	Z1 - m	Z2 - m
Pulvino	5,60	34,90	2,00	
Paraghiaia	0,60	33,70	4,40	
Da paragh. A bordo pulvino	2,80			
Risvolti	2,20	0,60	4,40	
Orecchie	3,20	0,60	1,00	3,10
Posiz. Appoggi (da est. pulvino)	1,00			
<b>Parametri</b>				
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19,50			
k0	0,380			
kh (masse)	0,322			
kv+ (masse)	0,157			
kv- (terreno)	0,161			
kE	0,412			
kE*(1-kv)	0,478			

TAB. 7.2-3

SISMA DIR LONGITUDINALE (X)					
Azioni Verticali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Pulvino	9.772	2,80	27.362		
Paraghiaia	2.224	3,10	6.895		
Risvolti	290	4,50	1.307		
Orecchie	197	6,93	1.363		
Terreno inscatolato	6.361	4,50	28.625		
	18.845		65.552	-0,68	-12.787
Impalcato (2) [permanenti]	7.480	1,00	7.480	1,80	13.464
	26.325		73.032		677
kv (masse eccetto impalcato)	2.959			-0,68	-2.008
kv (solo impalcato)	1.838	1,00	1.838	1,80	3.308
	4.797				1.301
Totale (Kv+)	31.121				1.978
Totale (Kv-)	21.528				-624
Azioni Orizzontali					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Pulvino	3.147	1,00	3.147		
Paraghiaia	716	4,20	3.008		
Risvolti	94	4,20	393		
Orecchie	63	5,29	335		
Terreno inscatolato	2.048	4,20	8.603		
Impalcato (2)	532	2,30	1.223		
	6.600		16.708		
Spinta Mononobe	6.667	2,13	14.223		
	13.267		30.931		
SISMA DIR TRASVERSALE (Y)					
Azioni Orizzontali					
	H <sub>y</sub> - kN	z - m	M <sub>x</sub> - kNm		
	6.600		16.708		
Spinta Mononobe su Orecchia	61	4,62	280		
30%	1.998		5.097		

**NOTA**

A favore di sicurezza nella presente Fase Progettuale le azioni per sisma verticale vengono assunte al 100% e non al 30% come sarebbe possibile in applicazione della Norma.

**TAB. 7.2-4**

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+	31.121	13.267	1.998	32.909	5.097
Kv-	21.528	13.267	1.998	30.307	5.097
Pali					
Diametro - mm	1.200 in dir Y		in dir X		
N° file - n			2	10	
Interasse - m			3,66	3,60	
Azioni su palo singolo					
	H - kN	N max - kN	N min - kN		
Kv+	671	2.489	623		
Kv-	671	1.937	216		

**7.2.2. Azioni Globali : Fase Statica**

**TAB. 7.2-5**

Parametri					
peso specifico terrapieno - kN/m <sup>3</sup>	19,50				
k <sub>0</sub>	0,380				
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	9.772	2,80	27.362		
Parete centrale	2.224	3,10	6.895		
Risvolti	290	5	1.307		
Paraghiaia	197	7	1.363		
Orecchie	197	6,93	1.363		
Terreno inscatolato	6.361	4,50	28.625		
Impalcati (2) [permanenti]	7.480	1,00	7.480		
	26.521		74.395	-0,01	-135
Azioni Verticali - Accidentali					
	N - kN	x - m	M(0) - kNm	e - m	M <sub>y</sub> - kNm
Sovraccarico a tergo	15	4,50	68	-1,7	-26
Carichi Mobili (Tandem+distribuiti)	4.397	1,00	4.397	1,80	7.915
Azioni Orizzontali - Permanenti					
Coeff. Attrito appoggi	0,06				
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi	449	2,30	1.032		
Spinta Terreno	5.296	2,13	11.299		
Azioni Orizzontali - Accidentali					
	H <sub>x</sub> - kN	z - m	M <sub>y</sub> - kNm		
Attrito appoggi (Tandem+distrib.)	264	2,30	607		
Sovraccarico a tergo	2.122	3,2	6.790		
Frenatura	119	8,64	1.028		
Vento	non considerato				



**TAB. 7.2-6**

<b>Combinazione 1 &amp; 2a</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1,35		35.804	-183			-183
Az. Vert. Carichi Mobili	1,35	1,00	5.936	10.685			10.685
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,35				606	1.394	1.394
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,35				7.150	15.253	15.253
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1,35	1,00			356	819	819
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,50		23	-38	3.183	10.185	10.147
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,35	1,00			161	1.388	1.388
<b>Azioni alla Base</b>			41.763	10.464	11.456	29.039	39.504
<b>Pali</b>							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	10				
Interasse - m		3,66	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	573	3.185	991				

Viene presa in conto una combinazione fittizia peggiorativa, assumendo coefficienti  $\psi$  unitari e contemporanei su carichi mobili, attrito e frenatura.

### 7.2.3. Azioni Globali : SLE

**TAB. 7.2-7**

<b>SLE</b>	Coeff. $\gamma$	Coeff. $\Psi$	N - kN	$M_y$ (N) - kNm	$H_x$ - kN	$M_y$ (H) - kNm	$M_y$ (tot) - kNm
Azioni Verticali Permanenti	1,00		26.521	-135			-135
Az. Vert. Carichi Mobili	1,00	1,00	4.397	7.915			7.915
Azioni Orizz. Perm.: Attrito App.	1,00				449	1.032	1.032
Azioni Orizz. Perm.: Spinta Terreno	1,00				5.296	11.299	11.299
Azioni Orizz. Acc.: Attrito	1,00	1,00			264	607	607
Azioni Orizz. Acc.: Sovraccarico	1,00		15	-26	2.122	6.790	6.765
Azioni Orizz. Acc.: Frenatura	1,00	1,00			119	1.028	1.028
<b>Azioni alla Base</b>			30.934	7.754	8.250	20.756	28.510
<b>Pali</b>							
Diametro - mm	1.200	in dir Y	in dir X				
N° file - n		2	10				
Interasse - m		3,66	3,60				
Azioni su palo singolo	H - kN	N max - kN	N min - kN				
Combinazione 1	412	2.339	755				

## 7.2.4. Azioni sul Palo singolo : Sintesi

**TAB. 7.2-8**

Quota 0.0	$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	H - kN
SLU - Sismica Kv+	2.489	623	671
SLU - Sismica Kv-	1.937	216	671
SLU - Statica	3.185	991	573
SLE	2.339	755	412

## 7.3. VERIFICHE

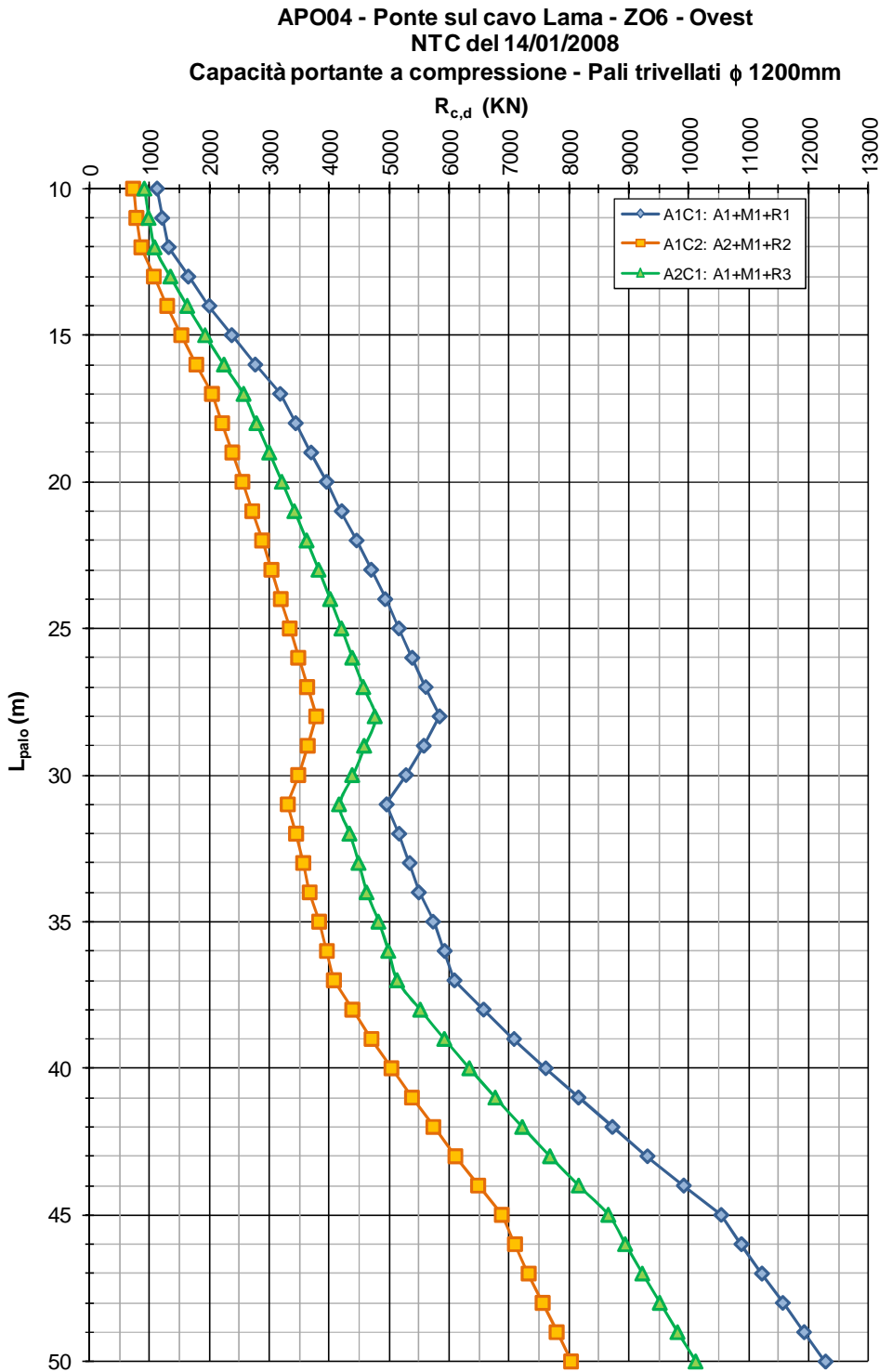
### 7.3.1. Pali

#### 7.3.1.1. Verifiche Geotecniche

##### Portanza Verticale

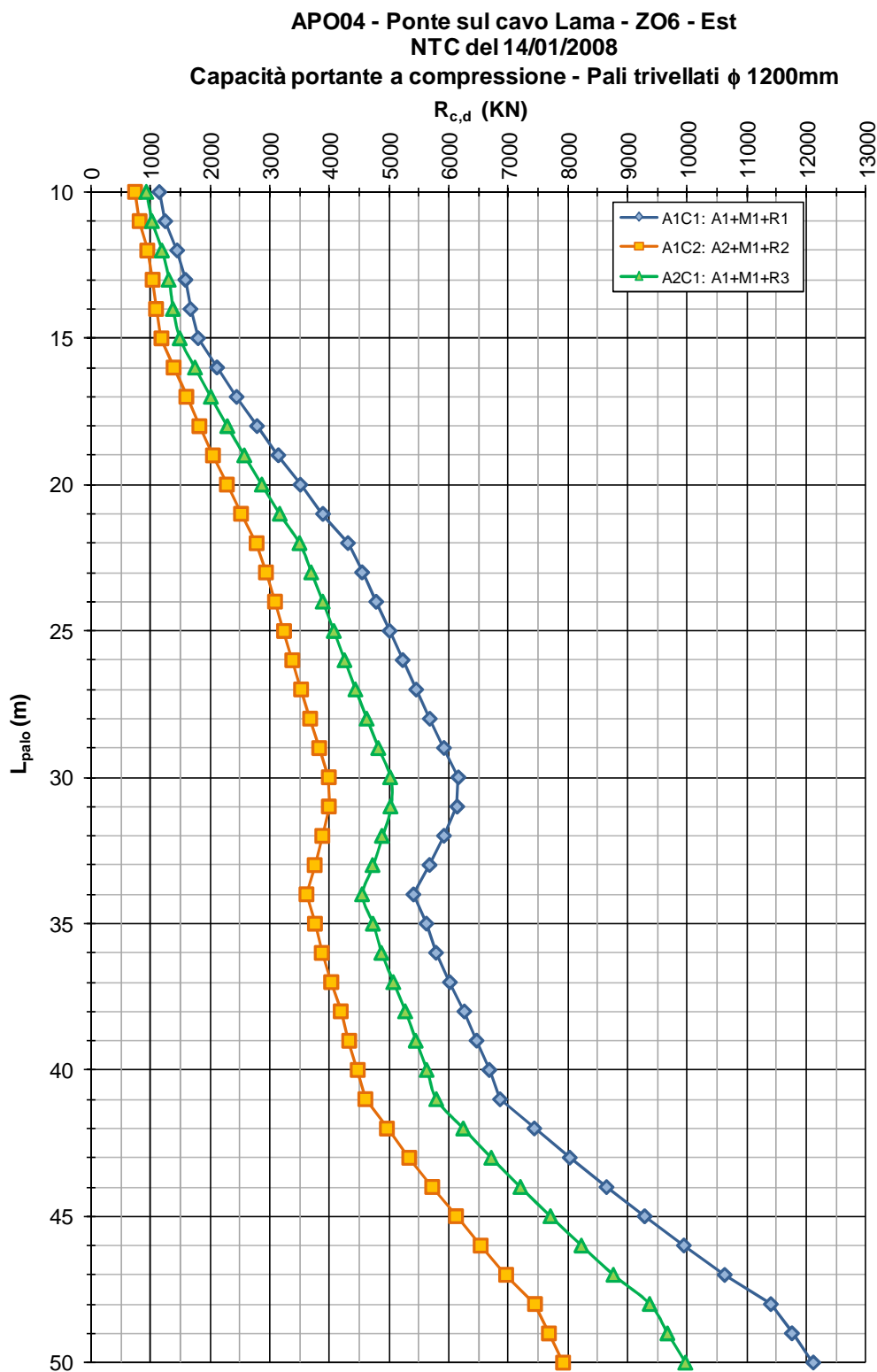
Alla Figura seguente è riportata la curva di portata per un palo  $\varnothing 1200$  nel suolo in questione.

Fig. 7.3-1



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

Fig. 7.3-2



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 3185 kN (Fase Statica), mentre l'azione verticale globale massima è pari a 41763 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.

ZONA OVEST - Dalla figura pertinente si ottiene che un palo di lunghezza 22.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3600 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.13 > 1.0$$

ZONA EST - Dalla figura pertinente si ottiene che un palo di lunghezza 22.0 m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 3500 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.10 > 1.0$$

#### 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 prevalentemente in: Sabbia Densa. Conseguentemente (interassi pari a  $3\phi$ ) alla curva di portanza di figura va applicato un coefficiente riduttivo pari a 0.70.

ZONA OVEST  $N_{med} = 41763/20 = 2088 \text{ kN}$

$$R_{c,d} \cong 3600 \cdot 0.70 = 2520 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.20 > 1.0$$

ZONA EST  $N_{med} = 41763/20 = 2088 \text{ kN}$

$$R_{c,d} \cong 3500 \cdot 0.70 = 2450 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.17 > 1.0$$

Si conferma quindi la lunghezza pari a

ZONA OVEST  $L_{palo} = 22.0 \text{ m}$

ZONA EST  $L_{palo} = 22.0 \text{ m}$

La lunghezza di cui sopra è da intendersi da p.c. In realtà l'intradosso fondazione è situato circa 3.0 m al di sopra di tale p.c.. Il contributo alla portanza fornito da tale spessore di rilevato 'S' vale :

$$\Delta R = \tau \cdot \pi \cdot \phi \cdot S = 23.2 \cdot \pi \cdot 1.2 \cdot 3.0 = 255 \text{ kN}$$

Considerato che, a seguito di indicazioni ricevute dal Progettista Geotecnico, non viene preso in conto alcun effetto dovuto all'attrito negativo, il contributo di cui sopra viene trascurato,

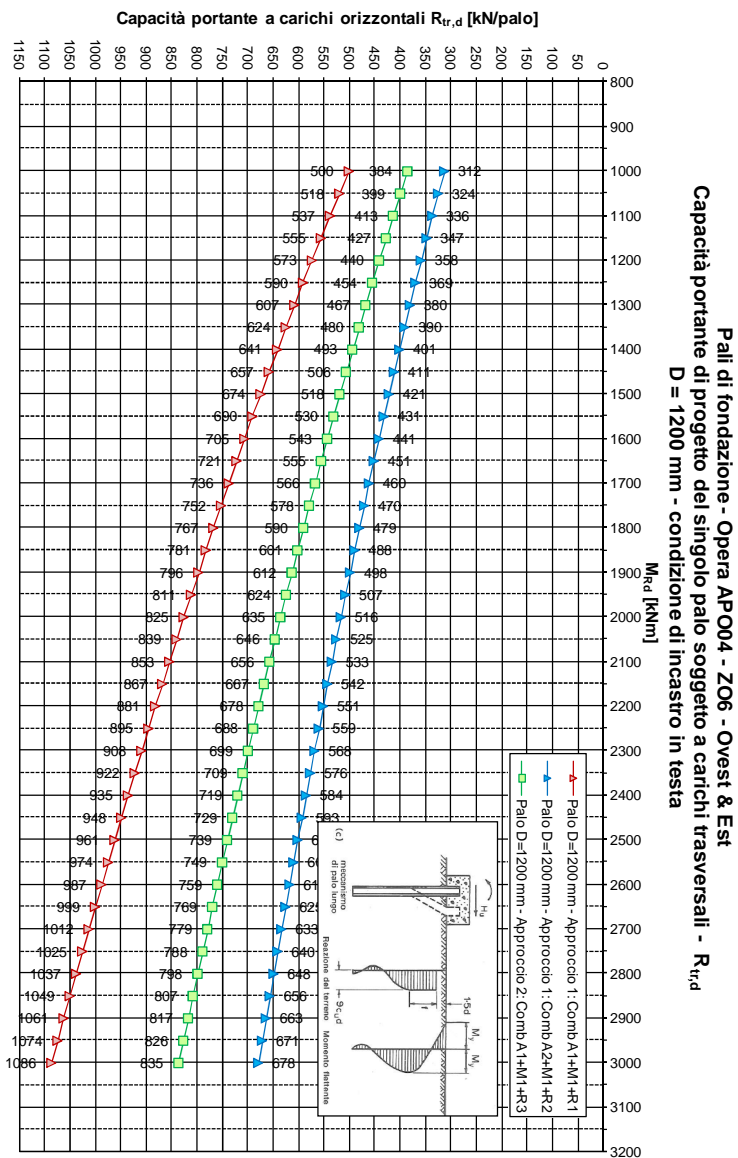
In definitiva il palo risulta di lunghezza pari a : ZONA OVEST  $L_{palo} = 25.0 \text{ m}$  ; ZONA EST  $L_{palo} = 25.0 \text{ m}$

**A partire da ora per quota 0.0 non si intende il p.c. bensì la quota di testa palo.**

**Portanza Orizzontale**

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

**Fig. 7.3-3**



Dal par. 7.2.4 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 671 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:

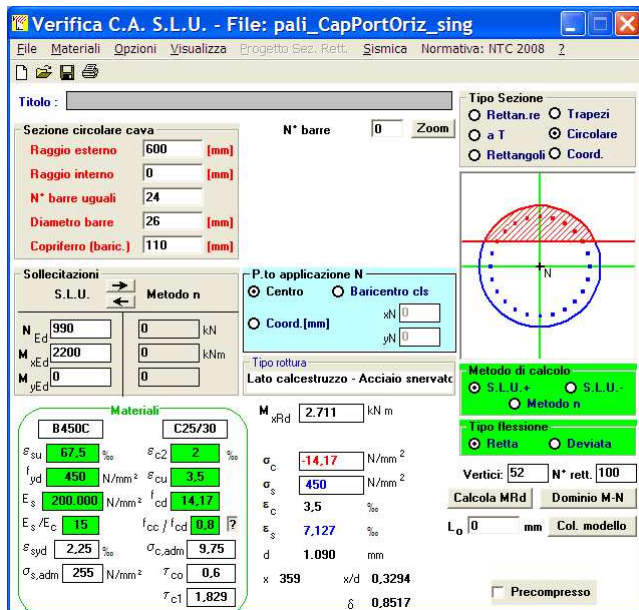
$$M_u = 2200 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{min} = 991 \text{ kN}$$

Si ha:

Fig. 7.3-4



Si arma con n°24 Ø26.

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 :

$$R_{tr,d} = 671/0.8 = 838 \text{ kN}$$

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

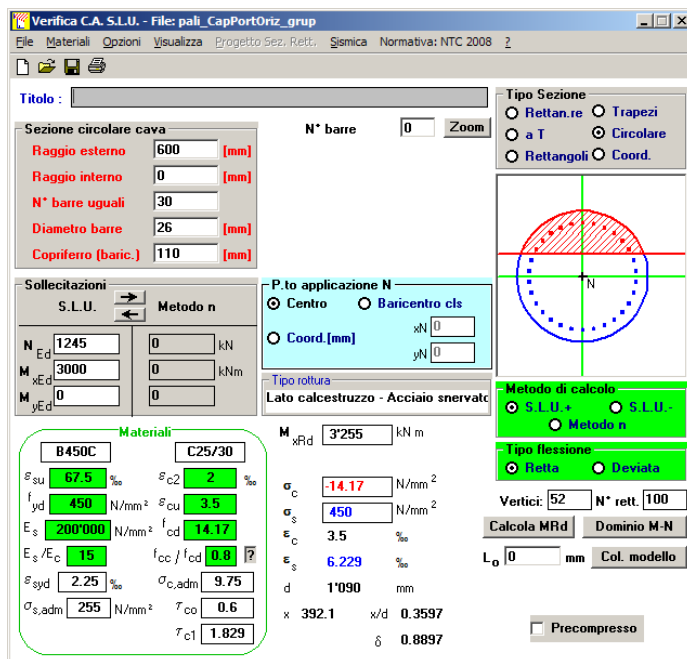
$$M_u = 3000 \text{ kNm}$$

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:

$$N_{med} = 24886/20 = 1245 \text{ kN}$$

Si ha:

**FIG. 7.3-5**



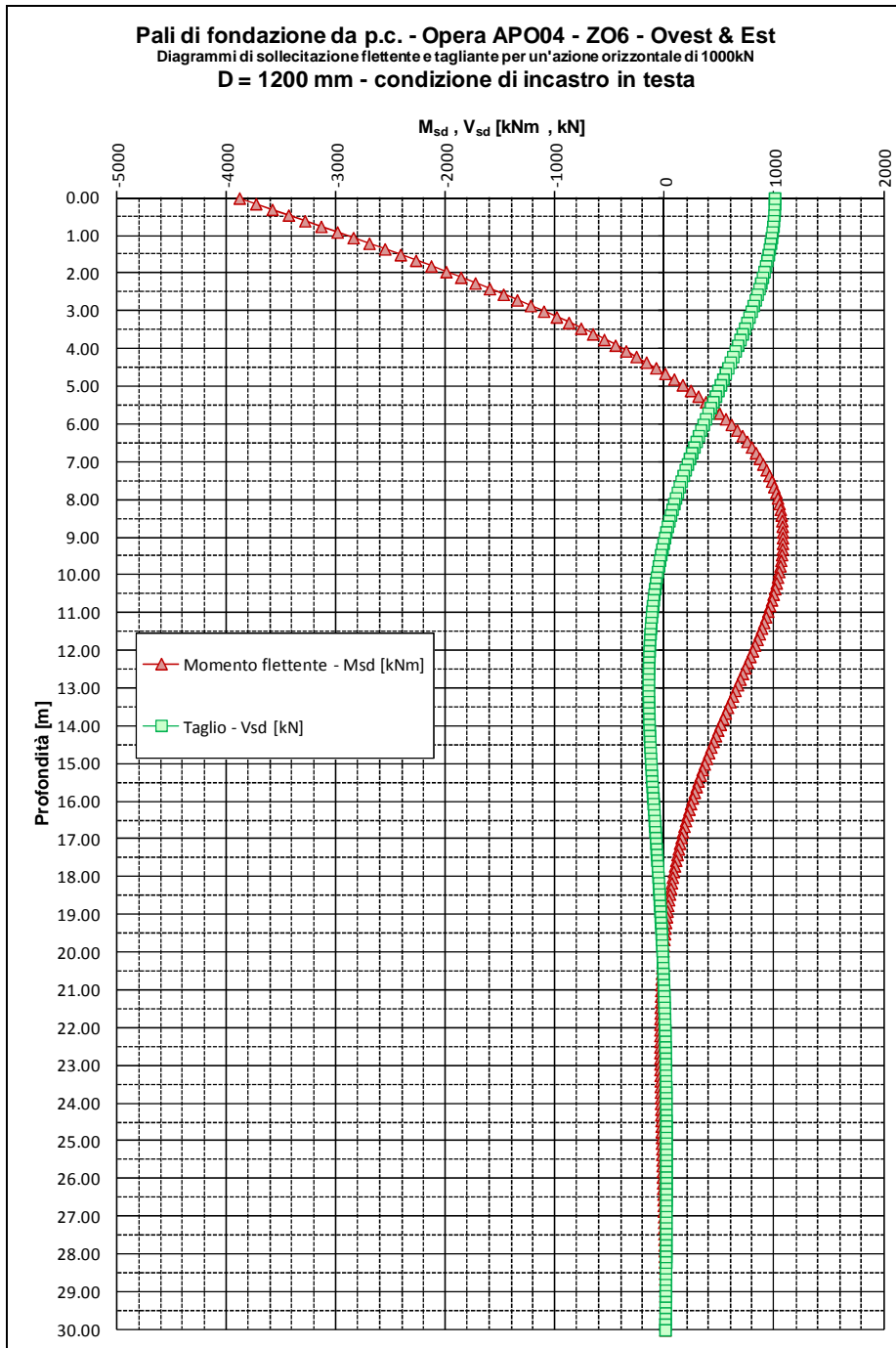
L'armatura viene incrementata a 32Ø26.



7.3.1.2. Verifiche SLU: Taglio

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

FIG. 7.3-6



Si opera in conformità a quanto dichiarato al par. 7.1.10.2.

## 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. 7.3-1**

Palo $\Phi$ 1200		cot $\theta = 1.0$	cot $\theta = 1.5$	cot $\theta = 2.0$	cot $\theta = 2.5$
$\varnothing - \text{mm}$	s - mm	$V_{Rsd} - \text{kN}$			
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 ( $671 \cdot 1.2 = 805 \text{ kN}$ ) si riduce al 60% (483 kN) a quota -4.0 m, per poi scendere a valori inferiori al 20% dell'azione in testa (161 kN) a quote inferiori a -7.0m

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

da testa a quota -4.0 :                    **st  $\varnothing$  16/200**     $V_{Rsd} = 1284 \text{ kN} > 805 \text{ kN}$

da quota -4.0 a fine palo :                **st  $\varnothing$  12/200**     $V_{Rsd} = 722 \text{ kN} > 483 \text{ kN}$

## Verifica lato CIs.

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

### 7.3.1.3. 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÷4Ø. Di conseguenza l'armatura (assai rilevante) inserita 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 -9.0m).

Dai valori SLU di par.7.2.4, tenendo conto della figura precedente ed amplificando le sollecitazioni del 20% si ha:

**TAB. 7.3-2**

SLU					
<b>Quota 0,0</b>			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
Ceff. 'M' da Taglio		<b>3,90</b>			
SLU - Sismica Kv+			2.489	623	3.139
SLU - Sismica Kv-			1.937	216	3.139
SLU - Statica			3.185	991	2.681
<b>Quota -9,0</b>					
Ceff. 'M' da Taglio		<b>1,05</b>			
			N <sub>max</sub> - kN	N <sub>min</sub> - kN	M - kNm
SLU - Sismica Kv+			2.489	623	845
SLU - Sismica Kv-			1.937	216	845
SLU - Statica			3.185	991	722

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

Nell'effettuazione della verifica a presso flessione si assume :

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

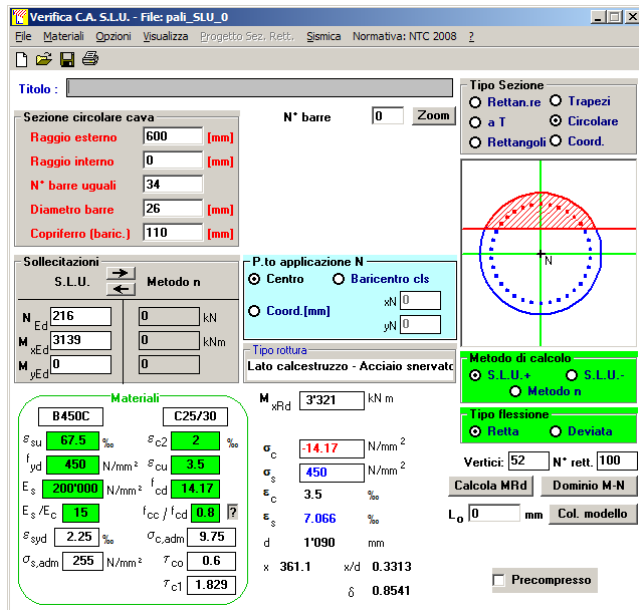
(\*) Si adotterà un copriferro (in asse barra) costantemente pari a 110 mm.

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 di sommità (da quota 0 a quota -5.0 m – Lbarra 6.0m)

Fig. 7.3-7 - Nmin

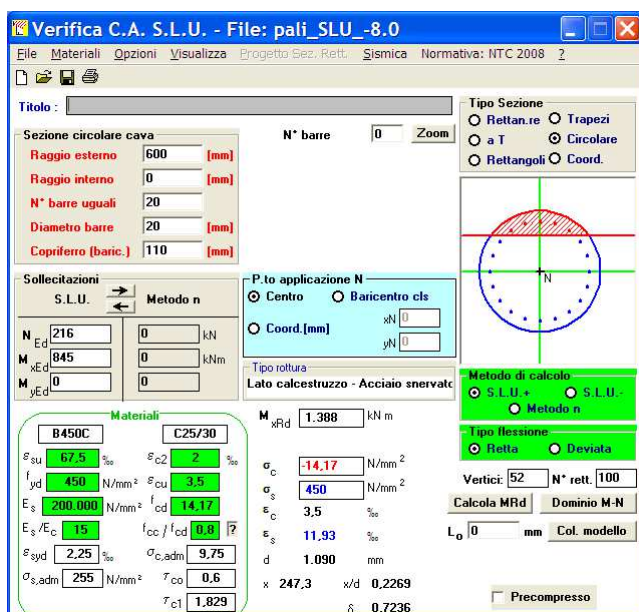


L'armatura precedente (32Ø26) risulta confermata

Sezione -9.0 (da quota -4.0 a quota -16.0 m – Lbarra 12.0m)

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

FIG. 7.3-8



Si arma con 20Ø20 (0.8%).

ZONA OVEST : Da quota -15.0 a quota -25.0 m –  $L_{barra}$  10.0m

ZONA EST : Da quota -15.0 a quota -25.0 m –  $L_{barra}$  10.0 m

n°12 Ø20 (sollecitazioni tendenti ad annullarsi)

7.3.1.4. Verifiche SLE: Fessurazione

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

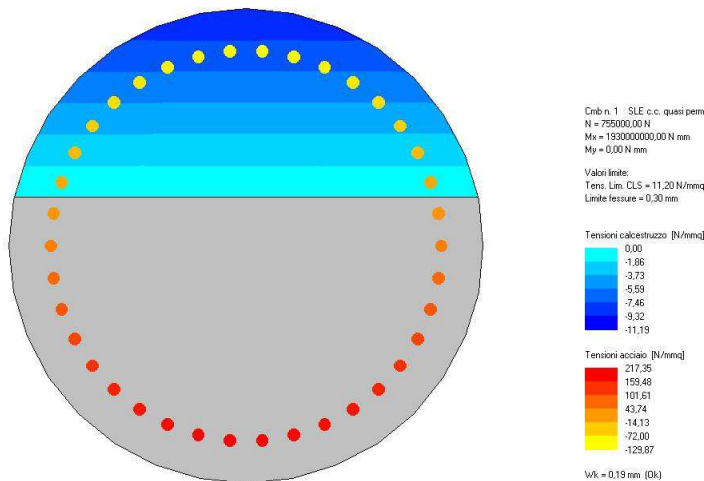
**TAB. 7.3-3**

SLE					
	<b>Quota 0,0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.339	755	1.930
	<b>Quota -9,0</b>		$N_{max}$ - kN	$N_{min}$ - kN	M - kNm
SLE - 2a			2.339	755	520

Si conduce quindi l'analisi tensionale (metodo 'n').

Sezione di sommità

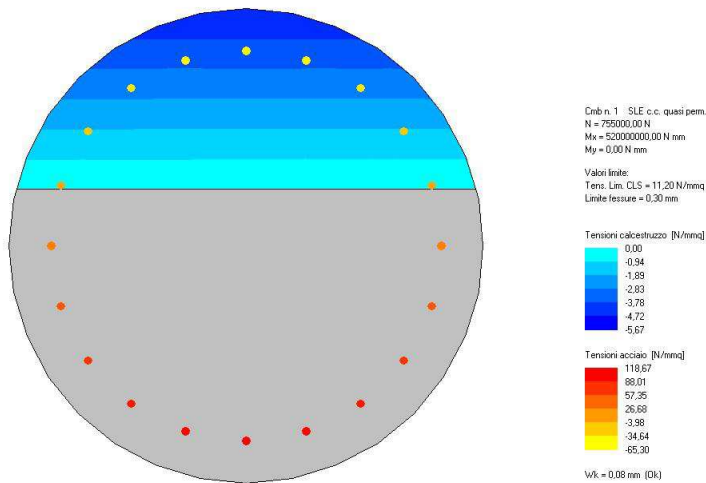
**Fig. 7.3-9**



L'armatura precedente va incrementata a 38Ø30.

Sezione -9.0

**Fig. 7.3-10**

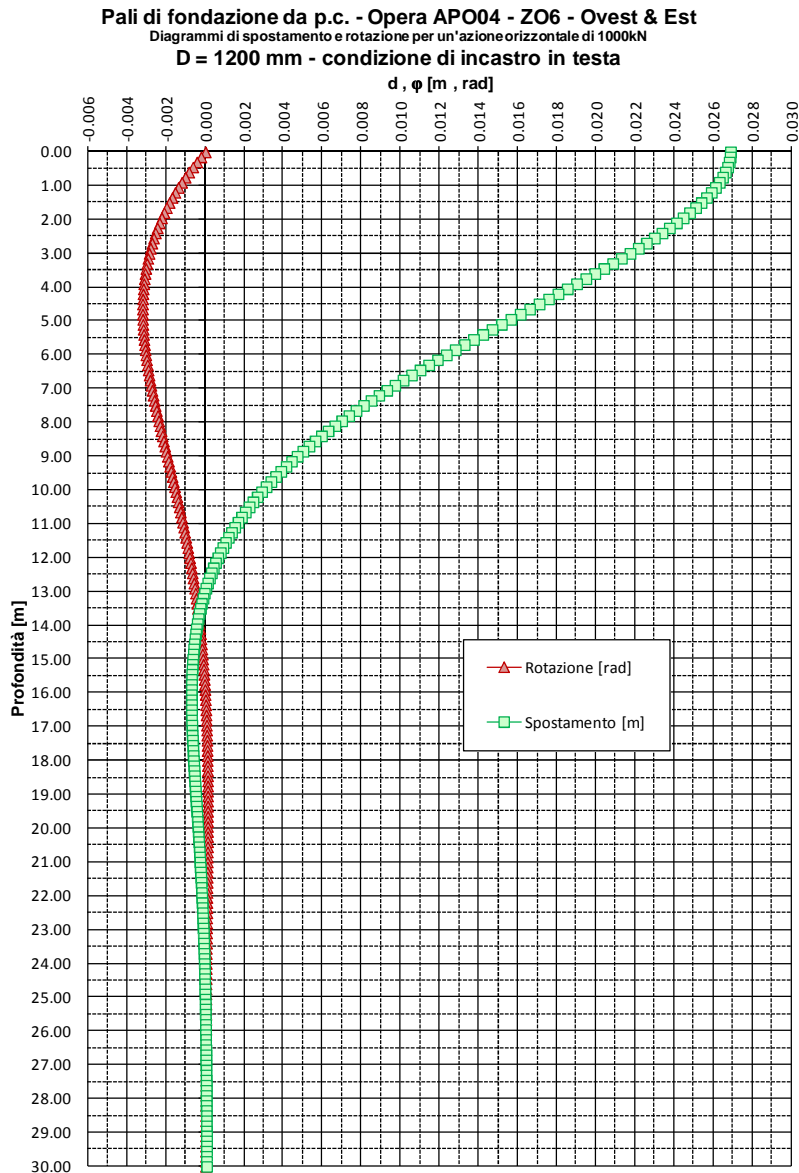


Si conferma l'armatura di 20Ø20.

7.3.1.5. Verifiche SLE: Deformazioni

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

FIG. 7.3-11



Conseguentemente (sole azioni peggiorative SLE amplificate del 20%) la deformazione effettiva risulta:

TAB. 7.3-4

DEFORMAZIONI		
Quota	0,0	H - kN
SLE - 2a		495
Coeff. 'η' da Taglio		0,027
η max - mm		13

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

## 7.3.2. Orecchie

### 7.3.2.1. Azioni – SLU

L'Orecchia (fig.1-2) ha spessore 0.6m, lunghezza 3.2m, altezza minore 1.0m e maggiore 3.1m. Nel seguito si riporta l'analisi di un'orecchia di dimensioni lievemente differenti (sp.0.5m; lungh. 3.0m; Hmin 1.0m; Hmax 3.0m): le dimensioni sono pressoché coincidenti con quelle reali e non si ritiene necessario sviluppare un'analisi ad hoc.

Come già detto al par. 7.1.9 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 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 1.35*0.38*19.5*1.0 = 1.35*7.4 = 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.35*0.38*19.5*3.0 = 1.35*22.2 = 30.0 \text{ kN/m}^2$$

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 3.0 m:

$$q_{(1.0)} = 0.53*19.5*1.0 = 10.3 \text{ kN/m}^2 \cong 10.0 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 1.0*0.53*19.5*3.0 = 31.0 \text{ kN/m}^2 \cong 30.0 \text{ kN/m}^2$$

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.

### 7.3.2.2. Azioni – SLE

Dal paragrafo precedente si ha:  $p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; q_{(1.0)} = 7.4 \text{ kN/m}^2 ; q_{(3.0)} = 22.2 \text{ kN/m}^2$



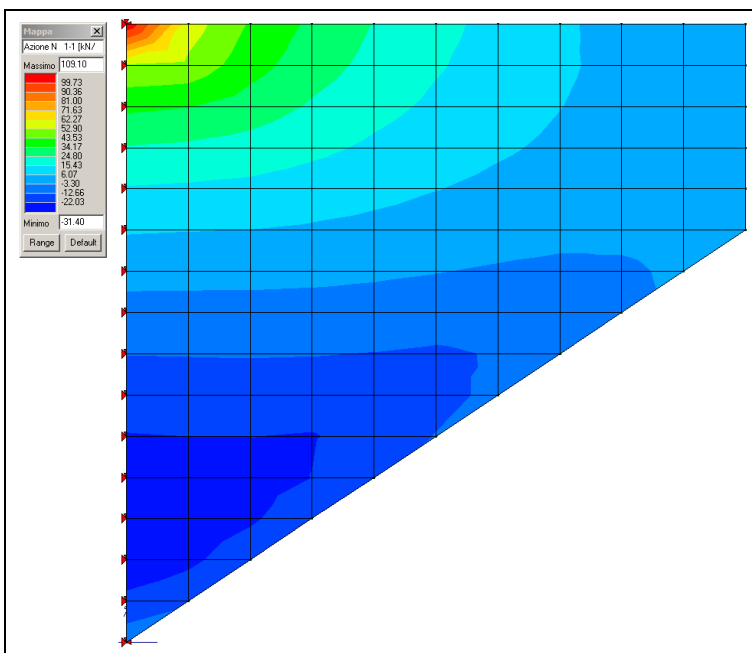
### 7.3.2.3. Sollecitazioni e Verifiche – SLE

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

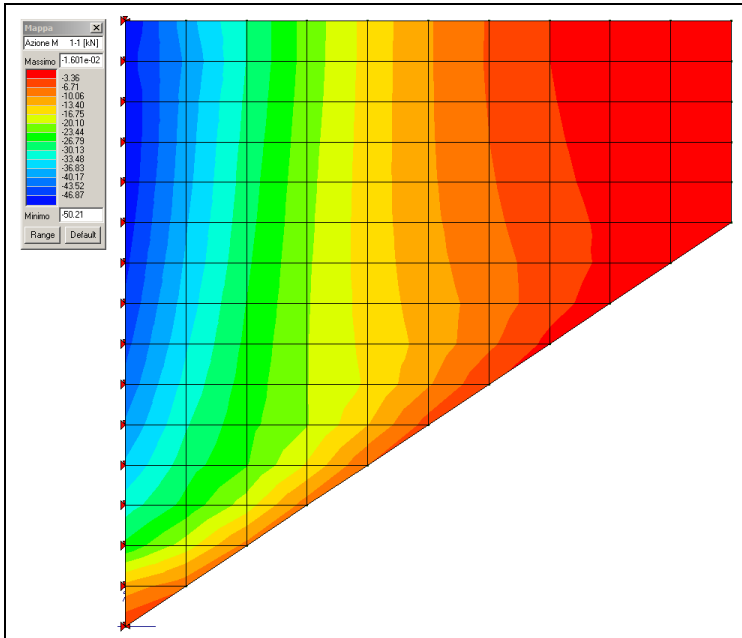
Convenzioni - Asse X: orizzontale (Asse 1-1) ; Asse Y: verticale (asse 2-2).

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

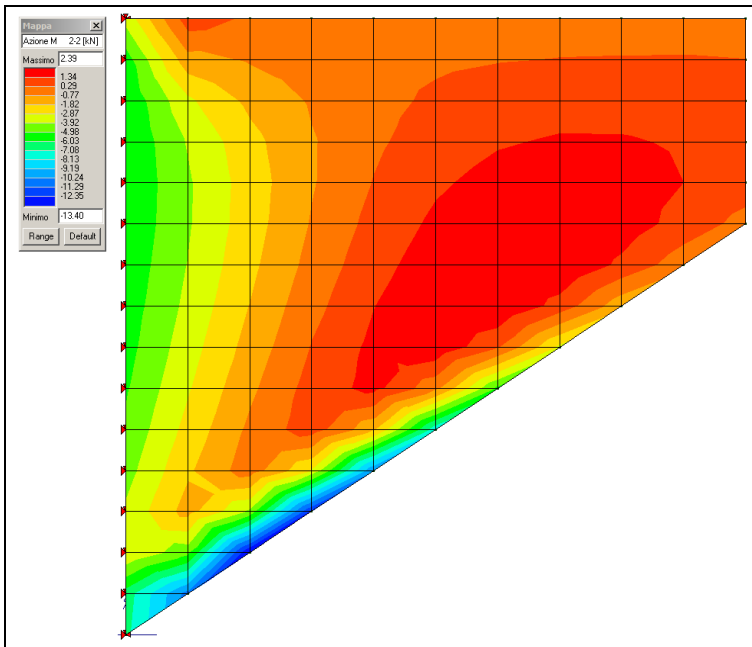
**Fig. 7.3-12 N1-1 (Nx)**



**FIG. 7.3-13 M1-1 (My)**



**FIG. 7.3-14 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 50 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:

$$N_{med} = (109+6)/2 = 58 \text{ kN/m}$$

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

TAB. 7.3-5

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>			
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	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	50,0	kNm	
N : Sforzo normale	-58,0	kN	
E : 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	55	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	3,57	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	152,21	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-5,40	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
$u = M/N - h/2$	-1112	mm	NO!
$d = h - c + u$	-680	mm	
$d' = c' + u$	-1046	mm	
$p = u^2 * n * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	1,25E+06	mm <sup>2</sup>	
$q = u^3 * n^2 * (A_s' * d'^2 + A_s * d^2) / b$	-1,40E+09	mm <sup>3</sup>	
$Q = (-p)^3 + q$	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1057	mm	
	0,00000		
$y = z - u$	55	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A_s' * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	-8,86E+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+ $\alpha*(A_s'+A_s)$ ]	509.680	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,27E+08	mm <sup>3</sup>	
$Y_x$ : baricentro [S/A]	249	mm	
J : momento d'inerzia	1,07E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Yg]	4,31E+07	mm <sup>3</sup>	
$f_{ctm}$	3,21		
$\sigma_s = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	110,4	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

### 7.3.2.4. Sollecitazioni e Verifiche – SLU

FIG. 7.3-15 N1-1 (Nx)

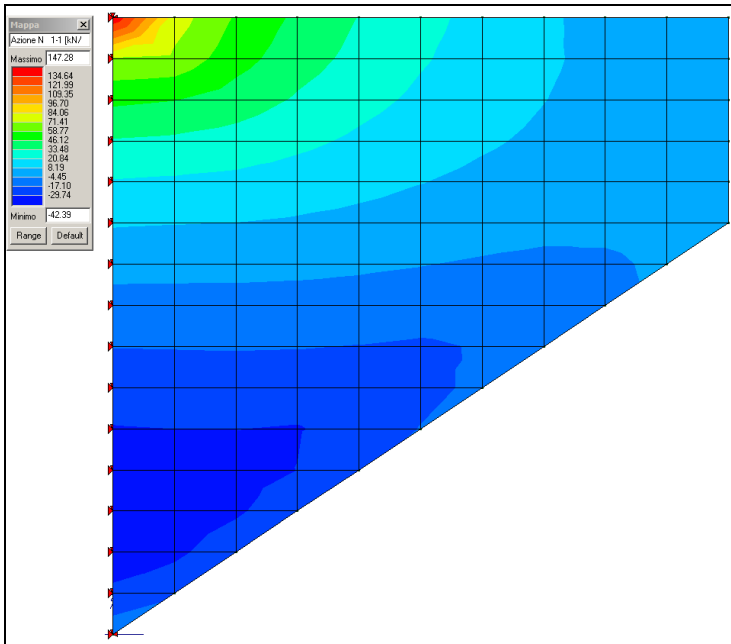
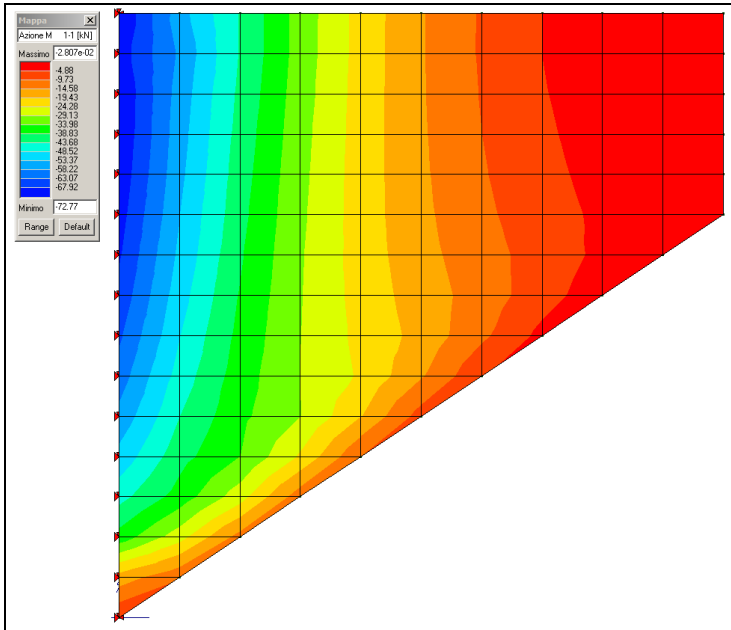
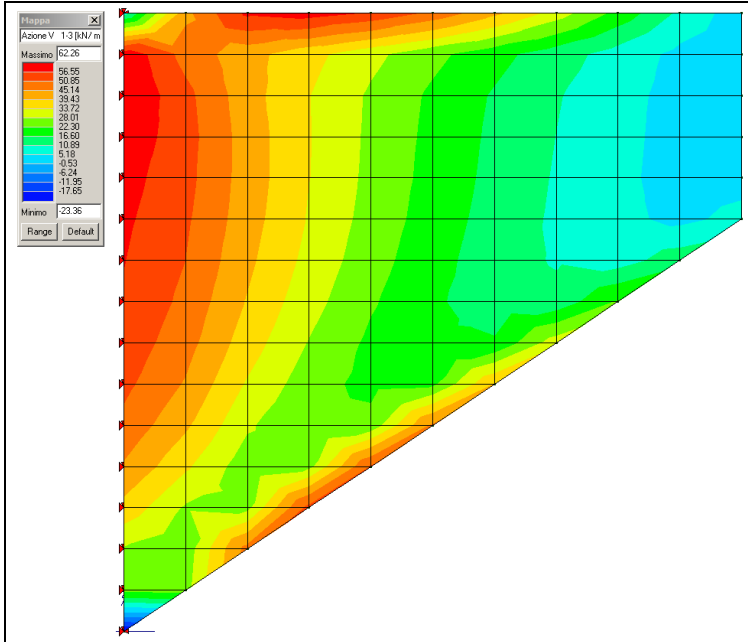


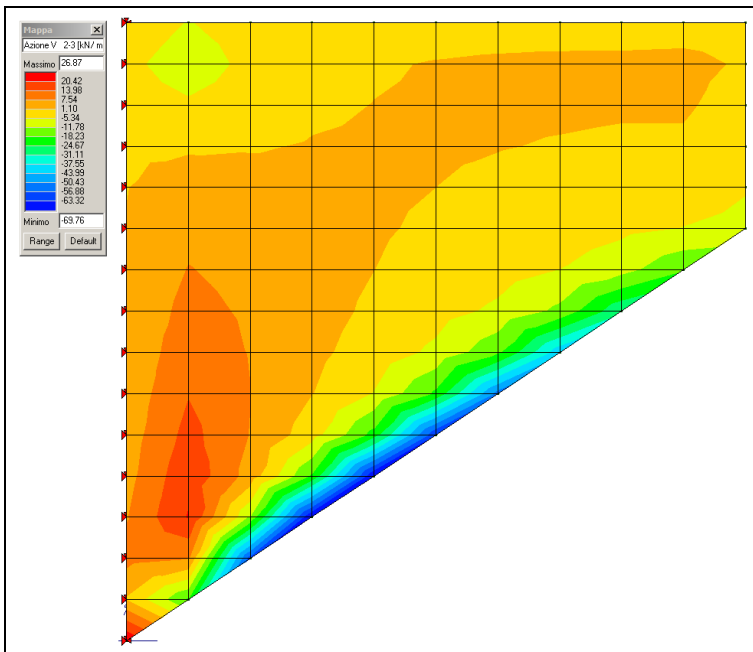
FIG. 7.3-16 M1-1 (My)



**FIG. 7.3-17 V1-3**



**FIG. 7.3-18 V2-3**



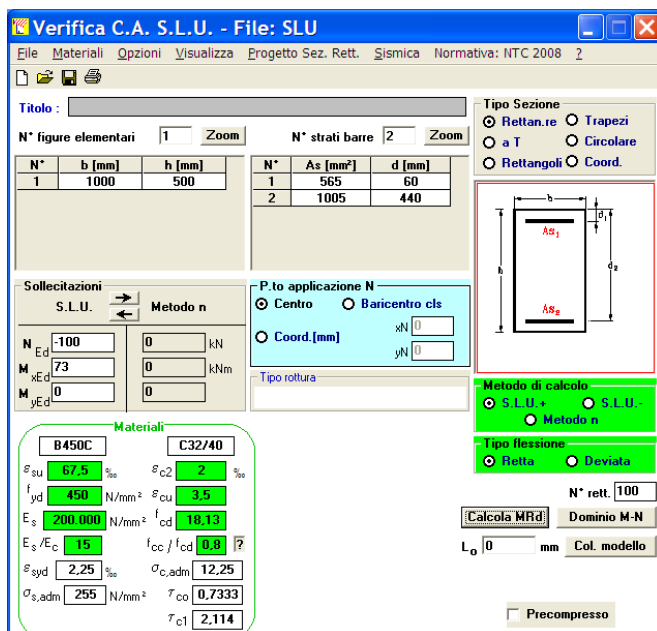
Verifica a Tensoflessione

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale risulta pari a 73 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:

$$N_{med} = (148+42)/2 = 100 \text{ kN/m}$$

**FIG. 7.3-19**



L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata.

### Verifica a Taglio

La massima sollecitazione tagliante vale: 70 kN/m

### TAB. 7.3-6

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

azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	<b>70</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>35</b>	MPa	
γ	<b>1,50</b>		
ingranamento inerti = k	1,680		
VR <sub>d</sub>	175,3	kN	
v <sub>min</sub>	0,45	kN	
	194,9	kN	
<b>VR<sub>d</sub></b>	<b>195</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>OK</b>		

Non risulta necessaria armatura specifica a Taglio.

### 7.3.3. 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.

#### 7.3.3.1. 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

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

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



**7.3.3.2. 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:

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

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

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

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

**7.3.3.3. Sollecitazioni – SLE**

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

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

**7.3.3.4. Verifiche SLE: Fessurazione**

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

TAB. 7.3-7

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	
$p = u^2 \cdot 2 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d' + A_s \cdot d) / b$	7,03E+06	mm <sup>2</sup>	
$q = u^2 \cdot 3 \cdot n \cdot (A'_s \cdot d'^2 + A_s \cdot d^2) / b$	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	
$S_n = b \cdot y^2 / 2 + n \cdot A'_s \cdot (y-c') - n \cdot A_s \cdot (h-c-y)$	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+ $\alpha \cdot (A_s + A'_s)$ ]	625.555	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,85E+08	mm <sup>3</sup>	
$Y_e$ : baricentro [S/A]	295	mm	
J : momento d'inerzia	1,92E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>e</sub> g]	6,51E+07	mm <sup>3</sup>	
$f_{ctm}$	3,21		
$\sigma_t = f_{ctm} / 1,2$	2,67	N/mm <sup>2</sup>	
$M_{f,crd} = (\sigma_t + N/A) \cdot W$	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 = $\text{Min}[b \cdot (2,5 \cdot (h-d)); b \cdot (h-y)/3; b \cdot h/2]$	156.468	mm <sup>2</sup>	
$D$ : 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 : $5 \cdot (r + \phi/2)$	400	mm	
controllo spaziatura	100	mm	OK
<b>Distanza media tra le fessure "<math>\Delta_{smax}</math>"</b>			
$\Delta_{smax} = k_3 \cdot r + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho$	407,3384	%	
<b>Deformazione unitaria media dell'armatura "<math>\epsilon_{sm}</math>"</b>			
$\epsilon_{sm} = \text{Max}[(\sigma_s - k_s \cdot f_{ctm}) / \rho \cdot (1 + \alpha \cdot \rho)] / E_s$ ; $0,6 \cdot \sigma_s / E_s$	0,0005		
<b>Apertura delle fessure "<math>w_i</math>"</b>			
$w_i = s_{rm} \cdot \epsilon_{sm}$	0,197	mm	<wamm=0,2

La verifica risulta soddisfatta.

### 7.3.3.5. 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. 7.3-8

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

azione tagliante sollecitante - Vsd	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.

### 7.3.3.6. Verifiche SLU: Pressoflessione

FIG. 7.3-20 FASE SISMICA

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface for the seismic phase. The window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag\_PSFlex\_Sis'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The main interface is divided into several sections:

- Titolo:** A text field for the title.
- N° figure elementari:** 1, with a 'Zoom' button.
- N° strati barre:** 2, with a 'Zoom' button.
- Table 1:**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600
- Table 2:**

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1005	60
2	3142	540
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. (selected) and 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 (selected) and Baricentro cls.
  - Coord. [mm]: xN=0, yN=0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Materiali:**
  - B450C and C32/40.
  - σ<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>syd</sub>: 2,25%; σ<sub>c,adm</sub>: 12,25
  - σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²; 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>s</sub>:** 3,5%
- ε<sub>sc</sub>:** 18,45%
- d:** 540 mm
- x:** 86,11; **x/d:** 0,1595
- δ:** 0,7
- Precompresso:** unchecked.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U. -, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd** and **Dominio M-N** buttons.
- L<sub>0</sub>:** 0 mm; **Col. modello** button.

FIG. 7.3-21 FASE STATICA

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface for the static phase. The window title is 'Verifica C.A. S.L.U. - File: Parag\_PSFlex\_Stat'. The menu bar is identical to the seismic phase. The main interface is divided into several sections:

- Titolo:** A text field for the title.
- N° figure elementari:** 1, with a 'Zoom' button.
- N° strati barre:** 2, with a 'Zoom' button.
- Table 1:**

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600
- Table 2:**

N°	As [mm²]	d [mm]
1	1005	60
2	3142	540
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. (selected) and Metodo n.
  - N<sub>Ed</sub>: 125 kN
  - M<sub>xEd</sub>: 386 kNm
  - M<sub>yEd</sub>: 0
- P.to applicazione N:**
  - Centro (selected) and Baricentro cls.
  - Coord. [mm]: xN=0, yN=0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Materiali:**
  - B450C and C32/40.
  - σ<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>syd</sub>: 2,25%; σ<sub>c,adm</sub>: 12,25
  - σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²; 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>s</sub>:** 3,5%
- ε<sub>sc</sub>:** 17,71%
- d:** 540 mm
- x:** 89,12; **x/d:** 0,165
- δ:** 0,7
- Precompresso:** unchecked.
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + (selected), S.L.U. -, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd** and **Dominio M-N** buttons.
- L<sub>0</sub>:** 0 mm; **Col. modello** button.

### 7.3.4. Pareti di risvolto

Analogamente a quanto sviluppato per l'Orecchia anche la Parete di risvolto (spessore 0.60 m) viene trattata in base alla massima accelerazione di progetto valida per l'insieme delle opere.

$$a_g = 0.376 ; k_v = 0.188$$

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

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

L'analisi che segue ha validità generale per le Pareti di tutti gli interventi su spalle passanti a 2 file di pali.

La Parete può essere riguardata come lastra rettangolare di dimensioni 2.20 m (L) x 4.30 m (Hmax) incastrata alla base (pulvino) e lungo un lato verticale (paraghiaia). L'orecchia è posta sul lato verticale opposto.

#### 7.3.4.1. Azioni

##### **SLU**

Tralasciando per il momento le azioni trasmesse alla parete dall'orecchia, nella Fase Statica la Parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p1', dovuta al sovraccarico agente sul terrapieno:

$$p_1 = 1.50*0.38*25.0 = 1.50*9.5 = 14.3 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q1', dovute alla spinta delle terre, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{1(4,3)} = 1.35*0.38*19.5*4.3 = 1.35*7.4 = 43.0 \text{ kN/m}^2$$

Nella Fase Sismica la parete è soggetta alle seguenti azioni orizzontali:

- pressione uniforme 'p2', dovuta all'inerzia della parete:

$$p_2 = 0.376*25*0.5 = 4.7 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q2', dovute alla spinta di Mononobe, il cui valore massimo (in basso) vale:

$$q_{2(4,3)} = 0.53*19.5*4.3 = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

- regime di pressioni linearmente variabili 'q3', dovute all'inerzia del terreno inscatolato, il cui valore massimo (in alto) vale:

$$q_{3(0,0)} = 0.376*19.5*4.3/(\tan 38^\circ) = 40.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore di cui sopra è determinando assumendo una 'profondità' trasversale della massa di terreno pari a quella del cuneo di spinta.

Prendendo ora in esame le azioni trasmesse dall'Orecchia, nel paragrafo precedente si è ottenuto che l'azione orizzontale totale agente sull'Orecchia – e quindi trasmessa alla Parete - è pari a:

### Fase Statica

- $V1_{sta} = 14.3 * ((1.0 + 3.0) * 3.0 / 2) = 85.8 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(1.35 * 0.38 * 19.5) + (1.35 * 0.38 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$   
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.0 + 6.67 * y] * dy = [10 * y + 6.67 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 60 \text{ kN}$

### Fase Sismica

- $V3_{sis} = 4.7 * ((1.0 + 3.0) * 3.0 / 2) = 27.0 \text{ kN}$
- $V2_{sta} = \int_{0.0}^{3.0} [(0.53 * 19.5) + (0.53 * 19.5 * \text{tg}(33.69^\circ) * y)] * dy =$   
 $= \int_{0.0}^{3.0} [10.3 + 6.89 * y] * dy = [10.3 * y + 6.89 * y^2 / 2]_{0.0}^{3.0} = 61.9 \text{ kN}$

Al fine di effettuare un confronto tra le due Fasi, si analizza una mensola di altezza (4.3m) e sviluppo (2.2m) pari a quelle della Parete.

#### - Fase Statica

$$T = [(14.3 * 4.3 + 43.0 * 4.3 / 2)] + [85.8 + 60.0] / 2.2 = 220 \text{ kN/m}$$

$$M = [(14.3 * 4.3^2 / 2 + 43.0 * 4.3^2 / 6) + [(85.8 + 60.0) * (4.3 - 1.11)]] / 2.2 = 436 \text{ kNm/m}^{(1)}$$

(1) con valutazione approssimata le azioni derivanti dall'orecchia sono state applicate nel baricentro della stessa.

#### - Fase Sismica

$$T = [(4.7 * 4.3 + 44.4 * 4.3 / 2) + 40.3 * 4.3 / 2] + [27.0 + 61.9] / 2.2 = 222 \text{ kN/m}$$

$$M = [(4.7 * 4.3^2 / 2 + 44.4 * 4.3^2 / 6 + 40.3 * 4.3^2 * 2 / 3) + [(27.0 + 61.9) * (4.3 - 1.11)]] / 2.2 = 805 \text{ kNm/m}$$

**In definitiva la Fase sismica è nettamente peggiorativa e sarà l'unica ad essere presa in conto**

**SLE**

Dal paragrafo precedente si ha:

$$p = 9.5 \text{ kN/m}^2 ; \quad q_{(4.3)} = 31.8 \text{ kN/m}^2$$

**7.3.4.2. Sollecitazioni e Verifiche**

Nella modellazione viene inserita anche l'orecchia, poiché mentre per la Parete la fase peggiorativa è quella Sismica, per l'Orecchia stessa è quella Statica (vedi paragrafo precedente). I risultati della modellazione attuale concernenti l'Orecchia non verranno presi in conto.

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

Il pedice della sollecitazione flettente indica l'asse momento.

Gli elementi hanno dimensioni lievemente diverse l'uno dall'altro, ma, ai fini dell'integrazione dei risultati su un metro lineare, possono essere assunti quadrati ( $\approx 0.40 \times 0.40 \text{ m}$ ).

**SLE**

**Fig. 7.3-22 N1-1 (Nx)**

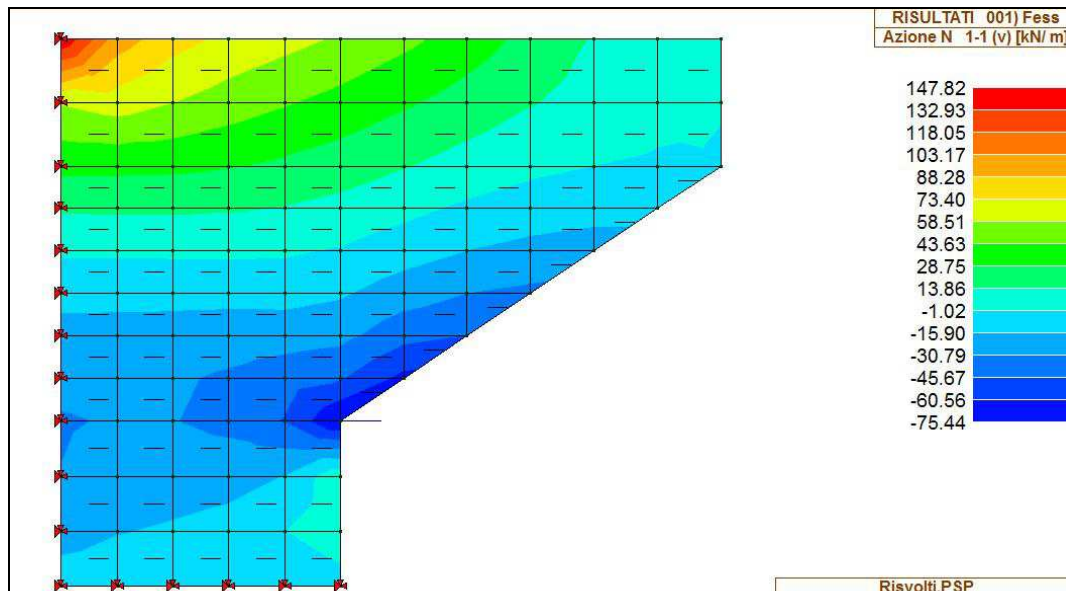


FIG. 7.3-23 M1-1 (My)

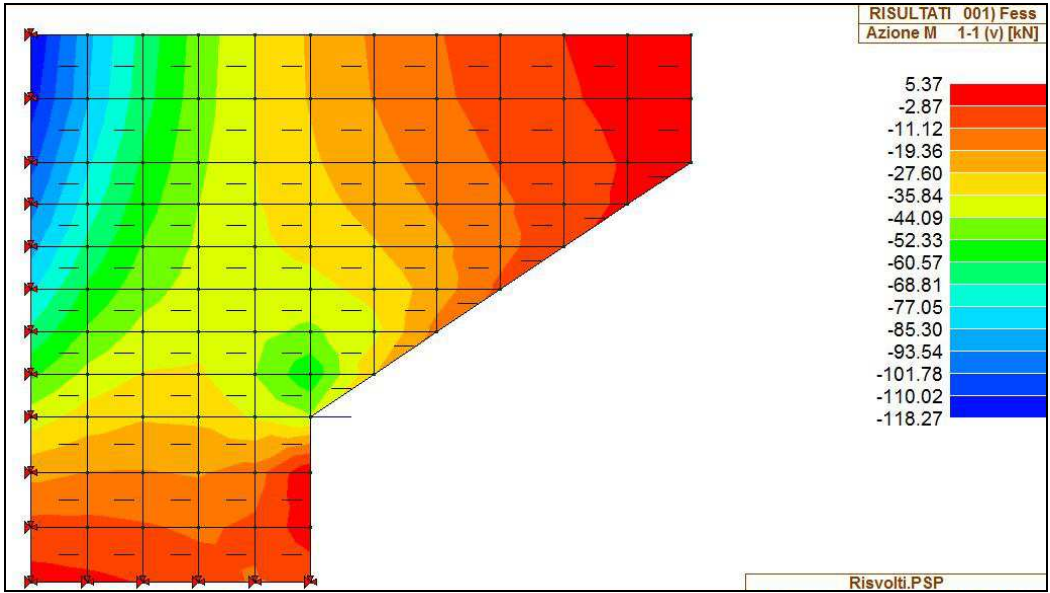
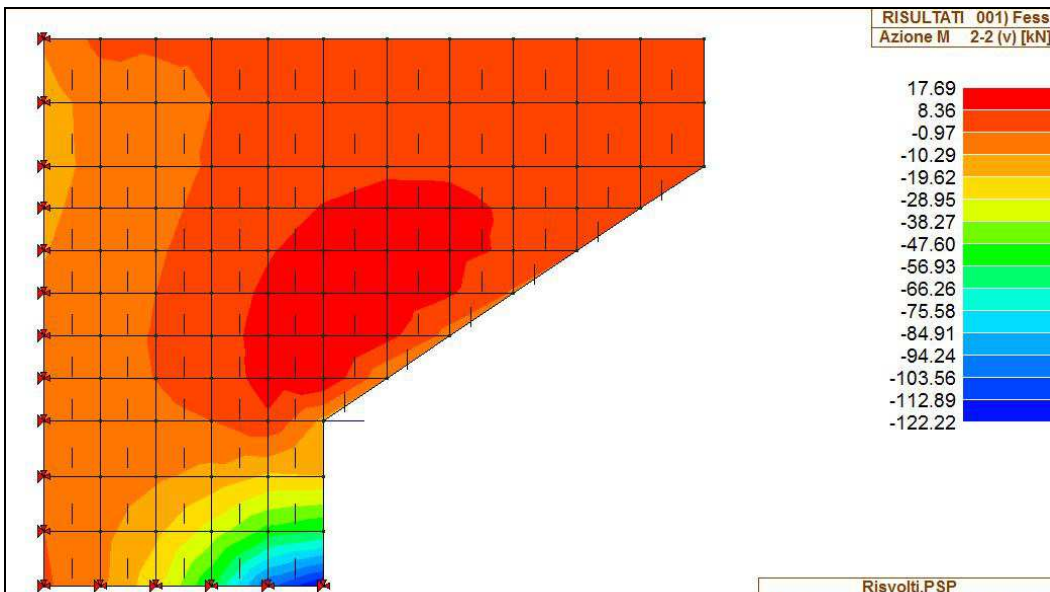


FIG. 7.3-24 M2-2 (Mx)





La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale (spigolo in basso a destra della fig. 6.3-24), integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a  $\approx (122+85)/2 = 103$  kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale (spigolo in alto a sinistra della fig. 6.3-23) è pari a 118 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a  $(148+46)/2 = 97$  kN/m

### Armatura orizzontale

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

TAB. 7.3-9

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>32</b>	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	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]	78	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	118,0	kNm	
N : Sforzo normale	-97,0	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
$E_{cm} = [22000 * ((f_{ck} + 8) / 10)^{0,3} (1 + \phi)]$	33.346	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha = E_s / E_{cm}$	6,30		rapporto moduli elastici
<b>Verifica a pressoflessione</b>			
y : Dist. asse neutro da lembo compresso	64	mm	
$\sigma_c$ : Tensione calcestruzzo	6,32	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s$ : Tensione acciaio teso	287,06	N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_s'$ : Tensione acciaio compresso	-9,06	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Elementi di calcolo sezione soggetta a (N,M)</b>			
$u = M/N - h/2$	-1516	mm	NO!
$d = h - c + u$	-994	mm	
$d' = c' + u$	-1438	mm	
$p = u^2 * 2 * n * (A_s' * d' + A_s * d) / b$	2,33E+06	mm <sup>3</sup>	
$q = u^3 * 3 * n * (A_s' * d'^2 + A_s * d^2) / b$	-3,55E+09	mm <sup>3</sup>	
$Q = (-p)^3 + q^2$	2,18E+02	mm <sup>6</sup>	
z	-1453	mm	
	0,00000		
$y = z - u$	64	mm	
$S_n = b * y^2 / 2 + n * A_s' * (y - c') - n * A_s * (h - c - y)$	-9,76E+05	mm <sup>3</sup>	
<b>Verifica allo stato limite di formazione delle fessure</b>			
<b>Momento di formazione delle fessure "M<sub>fcrd</sub>"</b>			
A : Area sezione omogeneizzata [b*h+ $\alpha$ *(A <sub>s</sub> +A <sub>s</sub> ')] ]	612.662	mm <sup>2</sup>	
S : momento statico	1,84E+08	mm <sup>3</sup>	
$Y_n$ : baricentro [S/A]	300	mm	
J : momento d'inerzia	1,86E+10	mm <sup>4</sup>	
W : modulo resistenza [J/Y <sub>n</sub> g]	6,21E+07	mm <sup>3</sup>	
$f_{ctm}$	3,02		
$\sigma = f_{ctm} / 1,2$	2,52	N/mm <sup>2</sup>	
$M_{fess} = (\sigma_s + N/A) * W$	146,6	kNm	
<b>M<sub>fess</sub> &gt; M : OK</b>			

Il Momento di prima fessurazione risulta maggiore del Momento sollecitante.

### Armatura verticale

Il momento è inferiore al precedente e lo sforzo normale è ora di compressione: si adotta la medesima armatura ( $\varnothing 16/200$  controterra/esterno).

### SLU

Fig. 7.3-25 N1-1 (Nx)

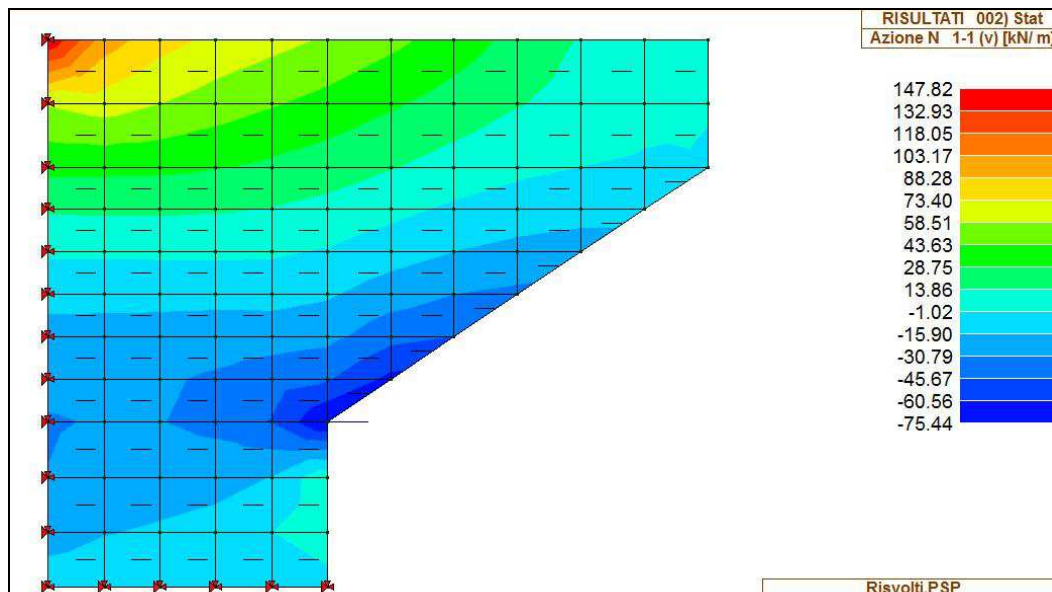


Fig. 7.3-26 M1-1 (My)

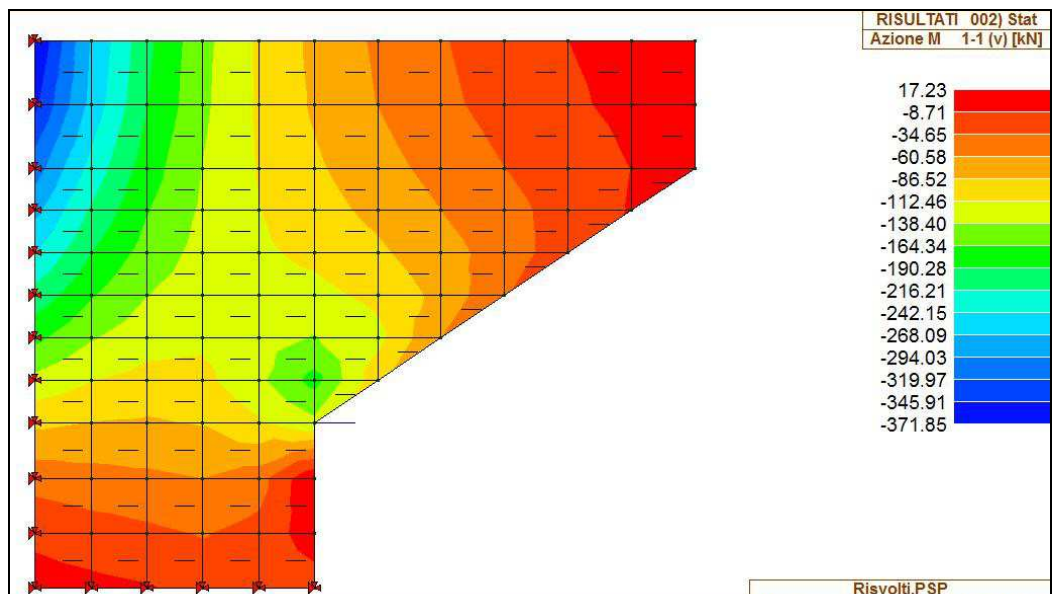


Fig. 7.3-27 M1-1 (My)

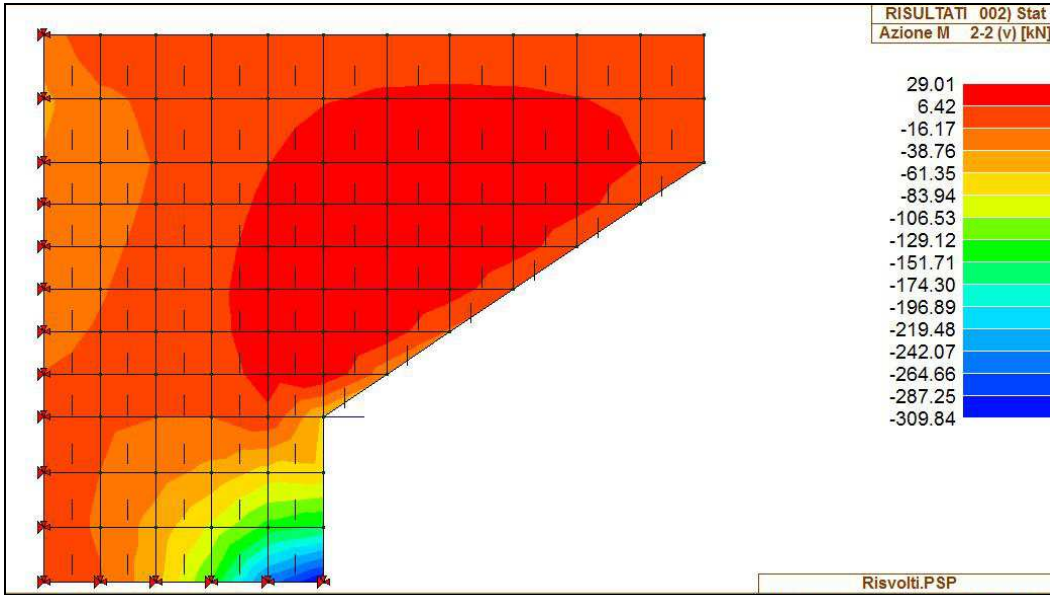


Fig. 7.3-28 V1-3

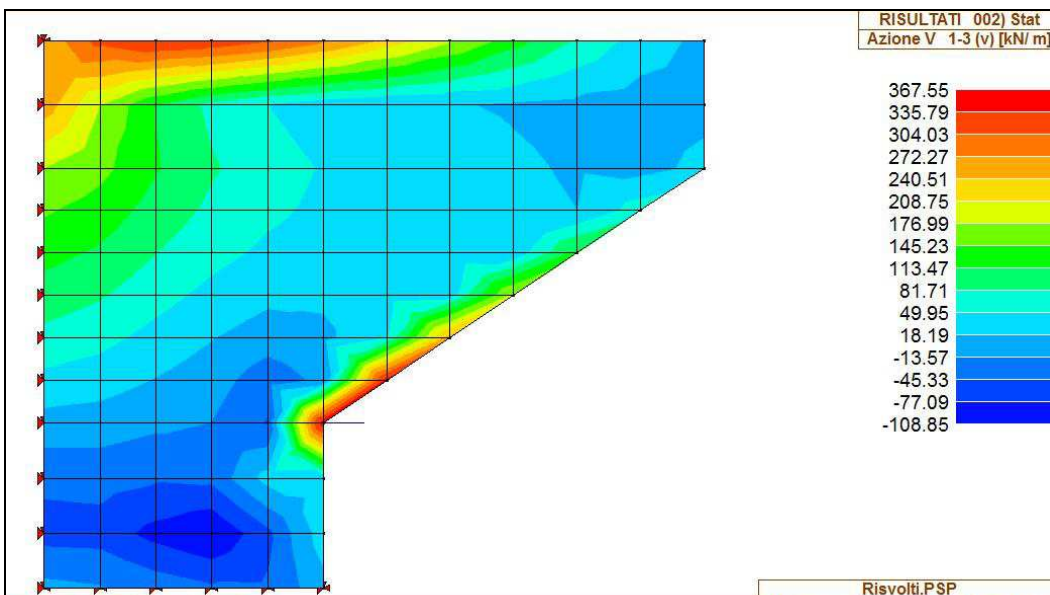
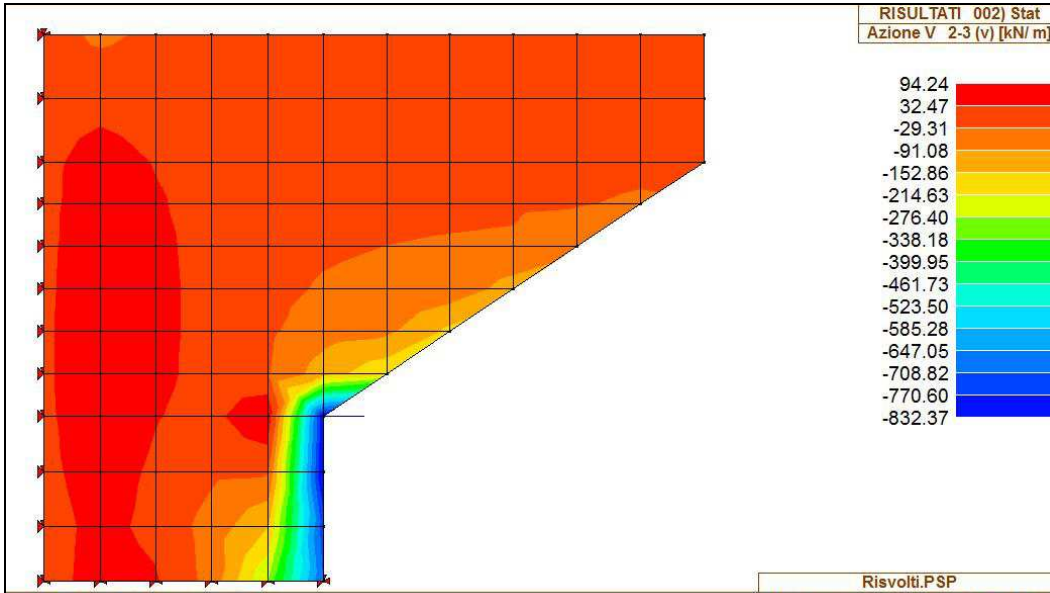


Fig. 7.3-29 V2-3



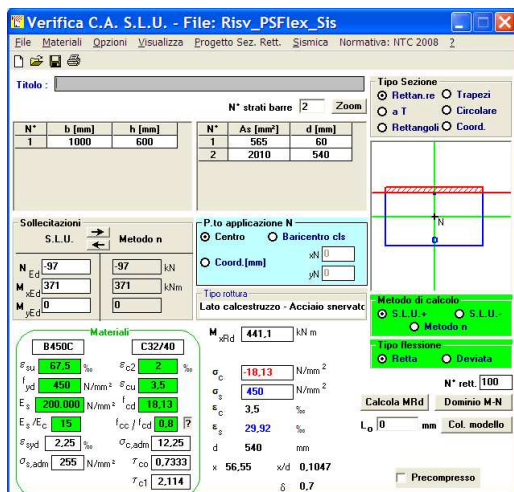
La massima sollecitazione flettente ad asse momento orizzontale, integrata su un metro lineare, porta ad un valore pari a  $\approx (310+106)/2 = 208$  kNm/m.

La massima sollecitazione flettente ad asse momento verticale è pari a 371 kNm/m. Essa è associata ad un valore di trazione dello sforzo normale pari a  $(148+44)/2 = 97$  kN/m

Armatura orizzontale

L'armatura precedentemente ipotizzata (SLE) non risulta sufficiente: si adottano  $\varnothing 16/100$  controterra

Fig. 7.3-30



## Armatura verticale

Fig. 7.3-31

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key input fields include:  
 - **Materiali:** B450C (steel), C32/40 (concrete).  
 - **Sezione:** Rectangular (Rettan.re), width b=1000 mm, height h=600 mm.  
 - **Forze applicate:** N<sub>Ed</sub> = 0 kN, M<sub>Ed</sub> = 208 kNm.  
 - **Metodo di calcolo:** S.L.U. (Service Limit State).  
 - **Material Properties:** f<sub>yk</sub> = 450 N/mm<sup>2</sup>, f<sub>td</sub> = 18.13 N/mm<sup>2</sup>, f<sub>ct</sub> = 2.25 N/mm<sup>2</sup>, etc.

Prudenzialmente si è trascurato l'effetto benefico dello sforzo normale.

L'armatura ipotizzata nella verifica SLE viene confermata (Ø16/200 controterra).

## Verifica a Taglio

Preventivamente si determina la sollecitazione per la quale non è necessaria armatura specifica, assumendo un valore nullo dello sforzo normale:

TAB. 7.3-10

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - V <sub>Sd</sub>			
base bw	1000	mm	
altezza h	600	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	532	mm	
pl	0,00189		
N <sub>sd</sub> (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	600000	mm <sup>2</sup>	
σ <sub>cp</sub>	0,000	MPa	
f <sub>ck</sub>	32	MPa	
γ	1,50		
ingranamento inerti = k	1,613		
VR <sub>d</sub>	187,6	kN	
v <sub>min</sub>	0,41	kN	
	215,8	kN	
VR <sub>d</sub>	216	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

Il valore (187 kN/m) viene superato nel primo metro sul lato verticale (a partire dall'alto) e nel primo metro sul lato orizzontale (a partire da destra).

- a) primo metro sul lato verticale (escludendo i valori di picco in superficie)

$$V_{med} = 240 \text{ kN/m}$$

TAB. 7.3-11

Verifica a taglio di sezione rettangolare allo SLU - (armature a taglio verticali)			
azione tagliante sollecitante - <b>V<sub>Sd</sub></b>	272	kN	
base sezione - $b_w$	1000	mm	
altezza totale sezione - $h$	600	mm	
$c_t$ (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	50	mm	
altezza utile sezione - $d$	550	mm	
$z$ braccio della coppia interna = 0.9d o 0.8h	495		
$f_{ck}$	32	MPa	
$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	18,13	MPa	
$f_{ywd}$	391,3	MPa	
$v$ utilizzato = 0.5	0,50		
$\cot \theta$	1,000		1,0 < $\cot \theta$ < 2,5 [4.1.16]
$\theta$ (°)	45,00		
numero bracci staffe - $n$	5		
staffe $\varnothing$	12	mm	
Area staffa singola - $A_{st}$	113,1	mm <sup>2</sup>	
passo staffe - $s$	200	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>	2244,0	kN	[eq 4.1.19]
taglio che provoca lo snervamento dell'armatura specifica - <b>VR<sub>sd</sub></b>	547,7	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	≤	4,53
<b>condizione soddisfatta</b>			

Si dispongono spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$  su una superficie di 1.5x1.5 m.

- b) primo metro sul lato orizzontale

$$V_{med} = (832+214)/2 = 523 \text{ kN/m} < V_{Rsd} = 547 \text{ kN/m}$$

Si dispongono spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$  su una lunghezza di 1.5 m e per tutta l'altezza del lato verticale sino all'attacco con l'orecchia.

### 7.3.5. Pulvino

Il pulvino può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza  $\approx 34.5$  m, avente sezione di larghezza 5.60 m e altezza (minima) 2.0 m.

Esso è appoggiato su vincoli fissi (pali) posti a interasse 3.6 m, mentre i due vincoli estremi trovano a  $\approx 1.0$  m dalle estremità del pulvino.

Le azioni esterne sono rappresentate :

- longitudinalmente dalle azioni verticali trasmesse da due coppie di appoggi, posti a distanza 4.80 m (singola coppia)
- trasversalmente dal momento torcente indotto sia dalle azioni orizzontali dovute alla spinta delle terre sia dalle azioni sul piano trasversale (del pulvino) dovute alle azioni orizzontali (minimali) trasmesse dagli appoggi

#### 7.3.5.1. Armatura longitudinale

Si considera, a favore di sicurezza, che l'appoggio generico sia intermedio all'interasse pali ( $3.60/2 = 1.80$  m).

Si considera, a favore di sicurezza, che i coefficienti  $\psi$  non siano minori dell'unità.

Per semplicità ed a favore di sicurezza si assume un braccio della coppia interna del pulvino pari alla sua altezza decrementata di 200mm (copriferrì).

Si adotta un meccanismo 'tirante/puntone' – lecito considerando che la distanza massima dell'azione verticale dall'asse palo è assai simile all'altezza utile del pulvino. Si indica con 'T' lo sforzo nel tirante.

L'armatura di intradosso è indicata con 'A<sub>si</sub>':



TAB. 7.3-12

Armatura Longitudinale	N - kN	M trasv - kNm	dist. Appoggi - m	SLU		SLE	
				coeff.	Max Reaz Appoggio	SLE	Max Reaz Appoggio
			4,8				
PP + Permanenti Portati	1.870	0		1,35	2.525	1,00	1.870
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.099	485		1,35	1.620	0,75	824
Carichi Mobili (Max Mom Long)	736	8.111		1,35	3.275	0,75	552
Reazione Max Totale					5.800		2.422
Interasse Pali - m	3,60						
Altezza Pulvino - m	2,00						
T - kN	2.900	SLU					
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	7.416						
σ <sub>s lim</sub> - N/mm <sup>2</sup>	160	SLE					
T - kN	1.211						
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	7.569						

Si arma con 16Ø25 (7856 mm<sup>2</sup>) disposti all'interno dell'area circolare occupata dal palo (1.2 m) e con 12Ø20 (3768 mm<sup>2</sup>) nella parte restante (1.2 m).

All'estradosso si dispongono Ø20/200 (n°25).

#### 7.3.5.2. Armatura trasversale e di parete

Si determina l'armatura trasversale – da palo a palo – operando a favore di sicurezza: si assume lo sforzo normale massimo nel palo e, indipendentemente dal fatto che tale sforzo è già stato assorbito dal tirante longitudinale, si applica nuovamente un meccanismo 'strut&tie' trasversale, assumendo come lunghezza dello sbalzo la distanza tra asse palo e filo paraghiaia (1.8 m).

TAB. 7.3-13

Armatura trasversale		
sbalzo - m	1.8	
N max palo - kN	3'185	SLU
T - kN	1'593	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	4'073	
N max palo - kN	2'339	SLE
T - kN	1'169	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	7'308	

Si arma con 16Ø25 (7840 mm<sup>2</sup>) disposti su ogni coppia di pali e con 12Ø20 (3768 mm<sup>2</sup>) nella parte restante (1.2 m).

Quale armatura di parete si dispongono n°4+4 Ø20.



## 7.4. SINTESI ARMATURE

---

### 7.4.1. Pali

- Armatura trasversale

Da quota 0.0 a -4.0 : st  $\varnothing 16/200$ ; Da quota -4.0 a fine palo: st  $\varnothing 12/200$

- Armatura verticale

Da quota 0.0 a quota -5.0 : n°38  $\varnothing 30$  ( $L_{barra}$  : 6 m);

Da quota -4.0 a quota -16.0: n°20  $\varnothing 20$  ( $L_{barra}$ : 12 m)

Da quota - 15.0 a fine palo : n°12  $\varnothing 20$  (ZONA EST e OVEST  $L_{barra}$ : 10.0 m)

### 7.4.2. Pulvino

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso:  $\varnothing 20/200$  ( $\varnothing 26/100$  sotto gli appoggi); Intradosso: n°16  $\varnothing 25$  su ogni fila di pali -  $\varnothing 20/200$  nelle parti restanti

- Intermedia:  $\varnothing 16/400$

Armatura in direzione trasversale Y

- Estradosso:  $\varnothing 20/200$ ; Intradosso: n°16  $\varnothing 25$  su ogni fila di pali -  $\varnothing 20/200$  nelle parti restanti

### 7.4.3. Paraghiaia

- Armatura in direzione trasversale Y

Interno:  $\varnothing 12/200$ ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno:  $\varnothing 16/100$ ; Esterno:  $\varnothing 16/200$

#### **7.4.4. Pareti di Risvolto**

- Armatura in direzione longitudinale X

Interno:  $\varnothing 16/100$  ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

- Armatura in direzione verticale Z

Interno:  $\varnothing 16/200$  ; Esterno:  $\varnothing 12/200$

- Spilli  $\varnothing 12/200 \times 200$  per  $\approx 2.5$  m2 in alto (attacco paraghiaia) e per  $\approx 2.5$  m2 in basso (lato di attacco orecchia)

#### **7.4.5. 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. Le pile sono ellittiche, di dimensioni 2.40x9.20

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 Lama				
PILA	Reaz Vert	Reaz Long	Reaz Trasv	Mom Trasv
	KN	KN	KN	KNm
PP + Permanenti Portati	13'192	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	4'268	0	0	-428
Carichi Mobili (Max Mom Long)	2'737	0	0	11'187
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	-358	0	0	-236
Carichi Mobili (Min Mom Long)	2'737	0	0	-11'187
Frenamento	0	239	0	0
Vento Trasversale	0	0	704	2'323
Sisma Longitudinale (SLD)	0	305	0	
Sisma Trasversale (SLD)	0	0	305	
Sisma Verticale (SLD)	653	0	0	
Sisma Longitudinale (SLV)	0	931	0	
Sisma Trasversale (SLV)	0	0	931	
Sisma Verticale (SLV)	2'659	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 involuppi 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)		0.317				
kv+ (masse)		0.154				
Pila						
Altezza pila - m		4.5				
Area fusto - m <sup>2</sup>		17.3				
Peso fusto - kN		1'946				
FUSTO - SLU - SISMICA						
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	
Sisma X						
Pila	1'946	617	0	1'388	0	
PP + Permanenti Portati	13'192	931	0	4'191	0	
Sisma Y						
Pila	1'946	0	617	0	1'388	
PP + Permanenti Portati	13'192	0	931	0	4'191	
Sisma Z						
Pila (Kv+)	300	0	0	0	0	
PP + Permanenti Portati	2'659	0	0	0	0	
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm	
Sisma Prevalente X (Kv+)	16'026	1'548	464	5'579	1'674	
Sisma Prevalente X (Kv-)	14'251	1'548	464	5'579	1'674	
Sisma Prevalente Y (Kv+)	16'026	464	1'548	1'674	5'579	
Sisma Prevalente Y (Kv-)	14'251	464	1'548	1'674	5'579	



TAB. 8.2-2

SLU - STATICA							SLU - STATICA								
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	1.35	1.00	2'627	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	2'627	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	1.00	5'761	0	0	0	578	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.35	0.75	4'321	0	0	0	434
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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	242	0	1'089	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237
			<b>26'198</b>	<b>0</b>	<b>1'056</b>	<b>0</b>	<b>8'915</b>				<b>24'758</b>	<b>242</b>	<b>1'056</b>	<b>1'089</b>	<b>8'670</b>
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	2'627	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	2'627	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	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	3'695	0	0	0	15'103	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.35	0.75	2'771	0	0	0	11'327
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	242	0	1'089	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237
			<b>24'131</b>	<b>0</b>	<b>1'056</b>	<b>0</b>	<b>23'340</b>				<b>23'208</b>	<b>242</b>	<b>1'056</b>	<b>0</b>	<b>19'564</b>
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	2'627	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	2'627	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.35	1.00	-483	0	0	0	319	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.35	0.75	-363	0	0	0	239
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	242	0	1'089	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237
			<b>19'953</b>	<b>0</b>	<b>1'056</b>	<b>0</b>	<b>8'556</b>				<b>20'074</b>	<b>242</b>	<b>1'056</b>	<b>1'089</b>	<b>8'476</b>
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	2'627	0	0	0	0	Pila	1.35	1.00	2'627	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.35	1.00	17'809	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.35	1.00	3'695	0	0	0	15'103	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.35	0.75	2'771	0	0	0	11'327
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.35	0.75	0	242	0	1'089	0
Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237	Vento Trasversale	1.50	1.00	0	0	1'056	0	8'237
			<b>24'131</b>	<b>0</b>	<b>1'056</b>	<b>0</b>	<b>23'340</b>				<b>23'208</b>	<b>242</b>	<b>1'056</b>	<b>1'089</b>	<b>19'564</b>
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm										
INVILUPPO - Nmax	26'198	242	1'056	1'089	23'340										
INVILUPPO - Nmin	19'953	242	1'056	1'089	23'340										



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	1'946	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'946	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	0	0	0	0
Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	1.00	4'268	0	0	0	428	Carichi Mobili (Max Reaz Vert)	1.00	0.75	3'201	0	0	0	321
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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	179	0	807	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491
			<b>19'406</b>	<b>0</b>	<b>704</b>	<b>0</b>	<b>5'919</b>				<b>18'339</b>	<b>179</b>	<b>704</b>	<b>807</b>	<b>5'812</b>
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	1'946	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'946	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	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	2'737	0	0	0	11'187	Carichi Mobili (Max Mom Long)	1.00	0.75	2'053	0	0	0	8'390
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	179	0	807	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491
			<b>17'875</b>	<b>0</b>	<b>704</b>	<b>0</b>	<b>16'678</b>				<b>17'191</b>	<b>179</b>	<b>704</b>	<b>0</b>	<b>13'882</b>
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	1'946	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'946	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.00	1.00	-358	0	0	0	236	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	1.00	0.75	-269	0	0	0	177
Carichi Mobili (Min Mom Long)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min 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	179	0	807	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491
			<b>14'780</b>	<b>0</b>	<b>704</b>	<b>0</b>	<b>5'728</b>				<b>14'870</b>	<b>179</b>	<b>704</b>	<b>807</b>	<b>5'668</b>
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	1'946	0	0	0	0	Pila	1.00	1.00	1'946	0	0	0	0
PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	0	0	0	0	PP + Permanenti Portati	1.00	1.00	13'192	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
Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Carichi Mobili (Min Reaz Vert)	0.00	0.75	0	0	0	0	0
Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.00	1.00	2'737	0	0	0	11'187	Carichi Mobili (Min Mom Long)	1.00	0.75	2'053	0	0	0	8'390
Frenamento	0.00	1.00	0	0	0	0	0	Frenamento	1.00	0.75	0	179	0	807	0
Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491	Vento Trasversale	1.00	1.00	0	0	704	0	5'491
			<b>17'875</b>	<b>0</b>	<b>704</b>	<b>0</b>	<b>16'678</b>				<b>17'191</b>	<b>179</b>	<b>704</b>	<b>807</b>	<b>13'882</b>
	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm										
INVILUPPO - Nmax	19'406	179	704	807	16'678										
INVILUPPO - Nmin	14'780	179	704	807	16'678										

### 8.3. VERIFICHE ALLO SPICCATO

Si ricorda che la pila ha sezione ellittica di dimensioni 2.40x9.20 m. Si sintetizzano le azioni per le Situazioni descritte al paragrafo precedente

TAB. 8.3-1

Pila : Azioni estradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	16'026	1'548	464	5'579	1'674
Sisma Prevalente X (Kv-)	14'251	1'548	464	5'579	1'674
Sisma Prevalente Y (Kv+)	16'026	464	1'548	1'674	5'579
Sisma Prevalente Y (Kv-)	14'251	464	1'548	1'674	5'579
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	26'198	242	1'056	1'089	23'340
INVILUPPO - Nmin	19'953	242	1'056	1'089	23'340
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	19'406	179	704	807	16'678
INVILUPPO - Nmin	14'780	179	704	807	16'678

Dove Mx è il momento flettente in direzione longitudinale x e Vx è la sollecitazione tagliante in direzione x.

#### 8.3.1. SLU

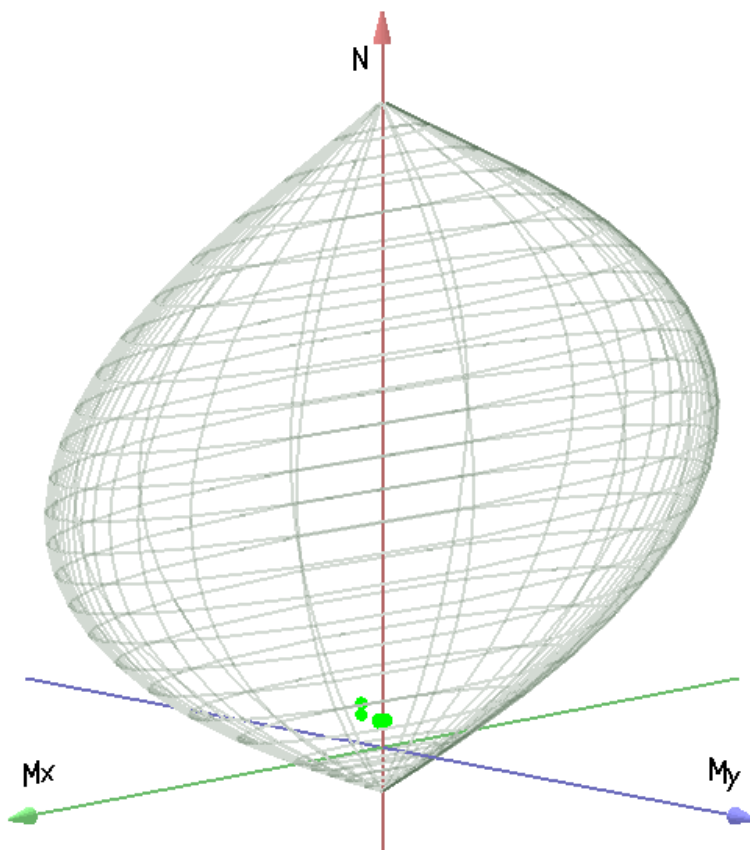
La combinazione sismica più sfavorevole risulta essere quella con Sisma Prevalente in direzione X e kv con segno negativo, mentre in statica verranno verificate entrambe le combinazioni.

##### 8.3.1.1. Pressoflessione

Si ipotizza un'armatura costituita da Ø26/150, che corrisponde ad una percentuale di armatura dello 0.35%.

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.	
kN m	kN m	kN		
	-23684.06	102.3272	470.8961	Completamente tesa
	347906.93	-102.3272	-470.8589	Completamente compressa
	0.00	91390.0394	0.0000	Fibre inferiori tese
	0.00	-91185.3944	0.0000	Fibre superiori tese
	0.01	0.0000	25060.6478	Fibre di sinistra tese
	0.01	0.0000	-24217.9304	Fibre di destra tese



**Verifiche stato limite ultimo:**

(verifica Ok per  $Sd/Su < 1$ )

**Cmb n.1** N = 16026.00 kN, Mx = 1674.0000 kN m, My = 5579.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
229147.3	23935.64	79771.16	0.350	-0.078	0.07	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
340613.4	1669.162	5562.876	0.247	0.140	0.05	(Nu con Mx e My assegnati)
16026	12014.97	40042.73	0.227	-1.000	0.14	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**Cmb n.2** N = 14251.00 kN, Mx = 1674.0000 kN m, My = 5579.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
216404.4	25420.03	84718.26	0.350	-0.099	0.07	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
340613.4	1669.162	5562.876	0.247	0.140	0.04	(Nu con Mx e My assegnati)
14251	11536.2	38447.12	0.219	-1.000	0.14	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**Cmb n.3** N = 16026.00 kN, Mx = 5579.0000 kN m, My = 1674.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
294999.8	102695.9	30814.29	0.345	0.014	0.05	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
344777.7	5571.863	1671.859	0.231	0.161	0.05	(Nu con Mx e My assegnati)
16026	99470.03	29846.36	0.241	-1.000	0.06	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**Cmb n.4** N = 14251.00 kN, Mx = 5579.0000 kN m, My = 1674.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
289334.5	113269	33986.79	0.350	0.004	0.05	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
344777.7	5571.863	1671.859	0.231	0.161	0.04	(Nu con Mx e My assegnati)
14251	95614.06	28689.36	0.233	-1.000	0.06	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**Cmb n.5** N = 26198.00 kN, Mx = 23340.0000 kN m, My = 1089.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
260657.1	232221.4	10835.01	0.350	-0.042	0.10	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
339734.9	23325.94	1088.344	0.254	0.130	0.08	(Nu con Mx e My assegnati)
26198	173996.5	8118.345	0.300	-1.000	0.13	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**Cmb n.6** N = 19953.00 kN, Mx = 23340.0000 kN m, My = 1089.0000 kN m, **(Stato: Ok)**

Nu	Mxu	Myu	$\epsilon_c$	$\epsilon_a$	Sd/Su	
236028.3	276093.8	12882.01	0.350	-0.079	0.08	(Mxu, Myu e Nu proporzionali)
339734.9	23325.94	1088.344	0.254	0.130	0.06	(Nu con Mx e My assegnati)
19953	155672.8	7263.395	0.272	-1.000	0.15	(Mxu, Myu con N e Mx/My assegnati)

**La sezione risulta verificata.**

### 8.3.1.2. Taglio

La sezione ellittica non è contemplata nel campo di validità della Norma. Di conseguenza si assume per semplicità una sezione rettangolare all'incirca equivalente in termini di area, di dimensioni 7.90x1.90 m. Inizialmente i tagli vengono disaccoppiati.

Taglio massimo in direzione longitudinale e trasversale:  $V_{max} = 1548 \text{ kN}$

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 :

$$V_{Ed} = 1548 * 1.25 = 1935 \text{ kN}$$

TAB. 8.3-2 DIREZIONE LONGITUDINALE

azione tagliante sollecitante - VSd	1'935	kN	
base bw	7'900	mm	
altezza h	1'900	mm	
n° barre armatura tesa	40		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	21237	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	1827	mm	
pl	0.00147		
Nsd (positiva se di compressione)	14'251	kN	
Ac	15010000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0.949	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.331		
VRd	5919.0	kN	
vmin	0.30	kN	
	6442.9	kN	
VRd	6'443	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

TAB. 8.3-3 DIREZIONE TRASVERSALE

azione tagliante sollecitante - VSd	1'935	kN	
base bw	1'900	mm	
altezza h	7'900	mm	
n° barre armatura tesa	12		
φ diametro medio armatura tesa	26	mm	
Asl (tesa)	6371	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	73	mm	
altezza utile d	7827	mm	
pl	0.00043		
Nsd (positiva se di compressione)	10'993	kN	
Ac	15010000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0.732	MPa	
fck	32	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.160		
VRd	3933.1	kN	
vmin	0.25	kN	
	5311.6	kN	
VRd	5'312	kN	[eq 4.1.14]
	ok		

La sezione risulta verificata in assenza di armatura specifica a taglio.

Si valuta comunque l'armatura minima richiesta dalla Norma, ai fini della valutazione dell'incidenza.

Assumendo la sezione rettangolare equivalente (per difetto) 1900x7900, applicando l'equazione [7.9.15 di Norma] e ipotizzando una spaziatura verticale dell'armatura pari a 150 mm (6 volte il diametro delle barre longitudinali), si ha:

$$\omega = A_{sw} * f_{yd} / (s * b * f_{cd}) = A_{sw} * 391 / (150 * 7900 * 18.1) > 0.12 \rightarrow A_{sw, \min} = 6548 \text{ mm}^2$$

Si arma con spilli Ø14/150x150 –  $A_{sw} = 8000 \text{ mm}^2$

Infine si effettua una verifica – cautelativa e non esplicitamente richiesta dalla Norma – per tenere conto della contemporaneità delle azioni taglianti nelle due direzioni principali:

$$V_{Edx}/V_{Rdx} + V_{Edy}/V_{Rdy} \leq 1$$

$$1935/6443 + (464 \cdot 1.25)/5312 = 0.40 < 1 \text{ (vedi tab.8.3-1, 8.3-2, 8.3-3)}$$

### 8.3.2. SLE

#### 8.3.2.1. Verifiche tensionali e a fessurazione

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).

$$N = 19406 \text{ kN}; M_x = 807 \text{ kNm}; M_y = 16678 \text{ kNm}$$

$$N = 14780 \text{ kN}; M_x = 807 \text{ kNm}; M_y = 16678 \text{ kNm}$$

Fig. 8.3-2

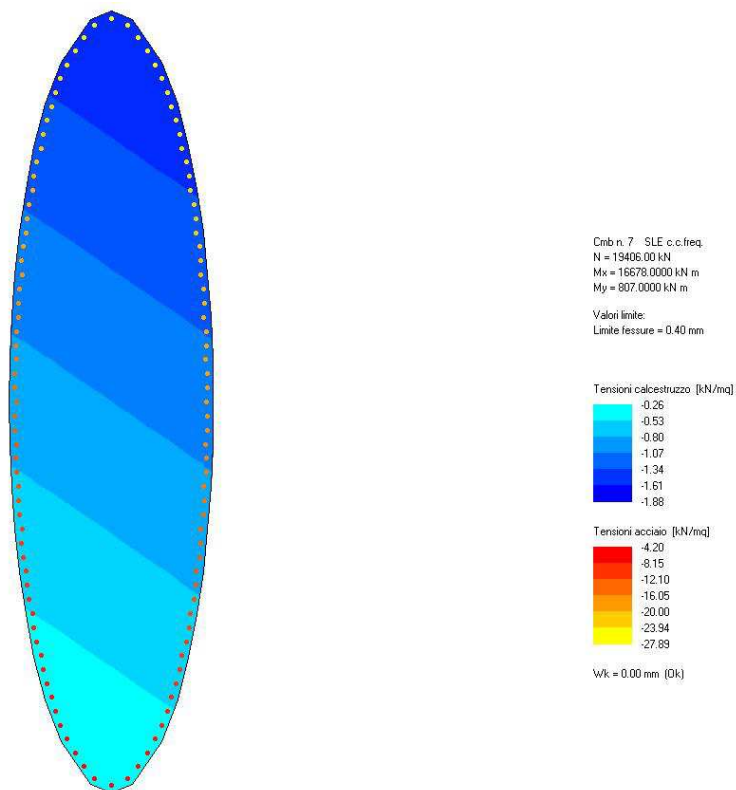
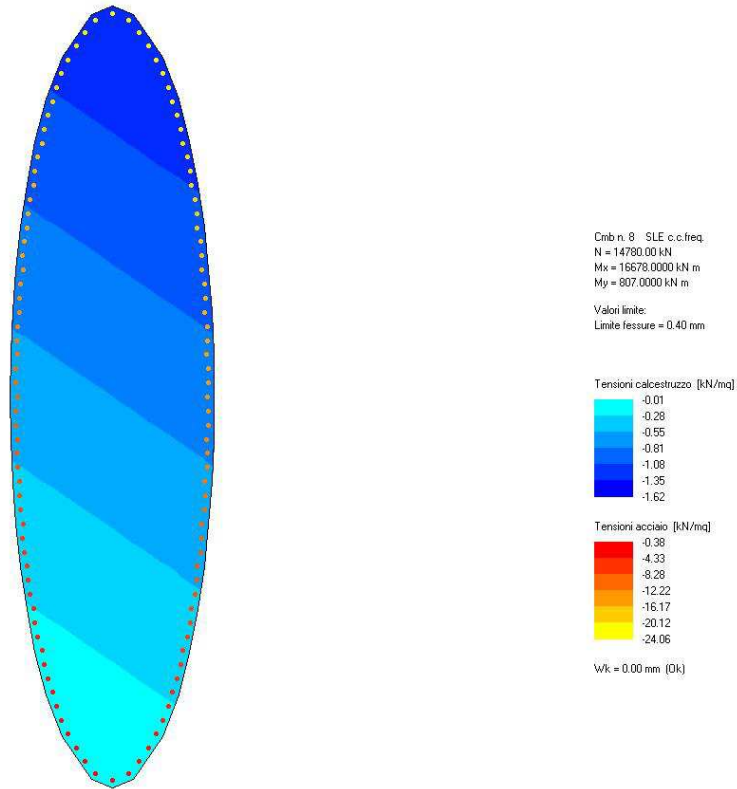


FIG. 8.3-3



Si è ottenuto:  $\sigma_{c,max} = 1.88 < 15.7 \text{ N/mm}^2$  ;  $\sigma_{s,max} = -0.38 < 360 \text{ N/mm}^2$

La tensione ottenuta nell'acciaio, pressoché nulla, soddisfa 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

TAB. 8.4-1

Pila : Azioni intradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	16'028	1'558	467	7'938	2'381
Sisma Prevalente X (Kv-)	14'249	1'558	467	7'938	2'381
Sisma Prevalente Y (Kv+)	16'028	467	1'558	2'381	7'938
Sisma Prevalente Y (Kv-)	14'249	467	1'558	2'381	7'938
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	26'198	242	1'056	1'452	24'924
INVILUPPO - Nmin	19'953	242	1'056	1'452	24'924
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	19'406	179	704	1'076	17'734
INVILUPPO - Nmin	14'780	179	704	1'076	17'734

TAB. 8.4-2

Plinto					
Lunghezza X - m	7.5				
Larghezza Y - m	13				
Spessore Z - m	1.5				
Peso - kN	3'656				
<b>Azioni da Plinto</b>	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	4'230	574	172	431	129
Sisma Prevalente X (Kv-)	3'082	574	172	431	129
Sisma Prevalente Y (Kv+)	4'230	172	574	129	431
Sisma Prevalente Y (Kv-)	3'082	172	574	129	431
<b>SLU - STATICA</b>					
	4'936	0	0	0	0
<b>SLE</b>					
	3'656	0	0	0	0

TAB. 8.4-3

Azioni intradosso	N - kN	Vx - kN	Vy - kN	Mx - kNm	My - kNm
<b>SLU - SISMICA</b>					
Sisma Prevalente X (Kv+)	20'258	2'132	640	8'369	2'511
Sisma Prevalente X (Kv-)	17'331	2'132	640	8'369	2'511
Sisma Prevalente Y (Kv+)	20'258	640	2'132	2'511	8'369
Sisma Prevalente Y (Kv-)	17'331	640	2'132	2'511	8'369
<b>SLU - STATICA</b>					
INVILUPPO - Nmax	31'134	242	1'056	1'452	24'924
INVILUPPO - Nmin	24'889	242	1'056	1'452	24'924
<b>SLE</b>					
INVILUPPO - Nmax	23'062	179	704	1'076	17'734
INVILUPPO - Nmin	18'436	179	704	1'076	17'734

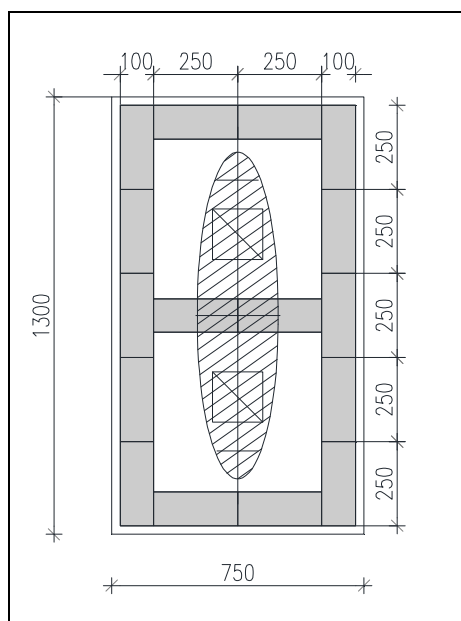
NOTA - Dalle informazioni ricevute dal Consulente Idraulico risulta che i diaframmi possono essere assoggettati ad uno scalzamento pari a 2.5 m circa.

In tale situazione le azioni derivanti dalla SLU Statica agirebbero su una prima parte di diaframma 'fuori terra'. Le azioni taglianti - peraltro assai modeste - e verrebbero ripartite integralmente sui dai diaframmi posti nella direzione dell'azione stessa. Ora, in direzione del taglio prevalente Y, i diaframmi in questione sono n°...x...: ri risulta evidente che il taglio per singolo diaframma è modestissimo e la Situazione di scalzamento non viene ulteriormente approfondita.

## 8.5. FONDAZIONI: DIAFRAMMI

Il Fusto, ellittico, è disposto su un plinto di fondazione di dimensioni 7.5x13.0m di spessore 1.5 m, disposto su n°16 diaframmi di dimensioni 2.5x1.0 m disposti a formare un pozzo di dimensioni 12.5x7.0 m, disposti come in Fig. 8.5-1.

Fig. 8.5-1



### 8.5.1. Verifiche Geotecniche

#### 8.5.1.1. Portanza Verticale

##### DIAFRAMMA 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 TAB. 8.4-3, dopo le caratteristiche del plinto e le conseguenti azioni da esso trasmesse ad intradosso fondazione, sono riportate le azioni totali a intradosso plinto. Le azioni assiali e flettenti vengono ripartite sui singoli diaframmi secondo la geometria delle masse, ipotizzando di concentrare la massa del singolo diaframma nel suo baricentro. Il taglio viene ripartito a favore di sicurezza solo sugli elementi orientati con la dimensione maggiore parallela all'asse di sollecitazione tagliante considerata (n°10 diaframmi in direzione Y, n°6 diaframmi in direzione X).

Vengono quindi riportate le azioni sul singolo diaframma di dimensioni 2.50x1.00m.



**TAB. 8.5-1**

<b>SISMICA</b>	<b>Nmax - kN</b>	<b>Nmin - kN</b>	<b>Vx - kN</b>	<b>Vy - kN</b>
Sisma Prevalente X (Kv+)	1568	965	355	64
Sisma Prevalente X (Kv-)	1385	782	355	64
Sisma Prevalente Y (Kv+)	1505	1028	107	213
Sisma Prevalente Y (Kv-)	1322	845	107	213
<b>STATICA</b>				
INVILUPPO - Nmax	2521	1371	40	106
INVILUPPO - Nmin	2131	980	40	106
<b>SLE</b>				
INVILUPPO - Nmax	1851	1031	30	70
INVILUPPO - Nmin	1562	742	30	70

In figura seguente si riporta la curva di portanza (per metro lineare) per un diaframma  $s = 1000$  mm nel suolo in questione.

Fig. 8.5-2

**APO04 - Ponte sul Cavo Lama - ZO6 - Ovest**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Diaframmi s=1000mm**

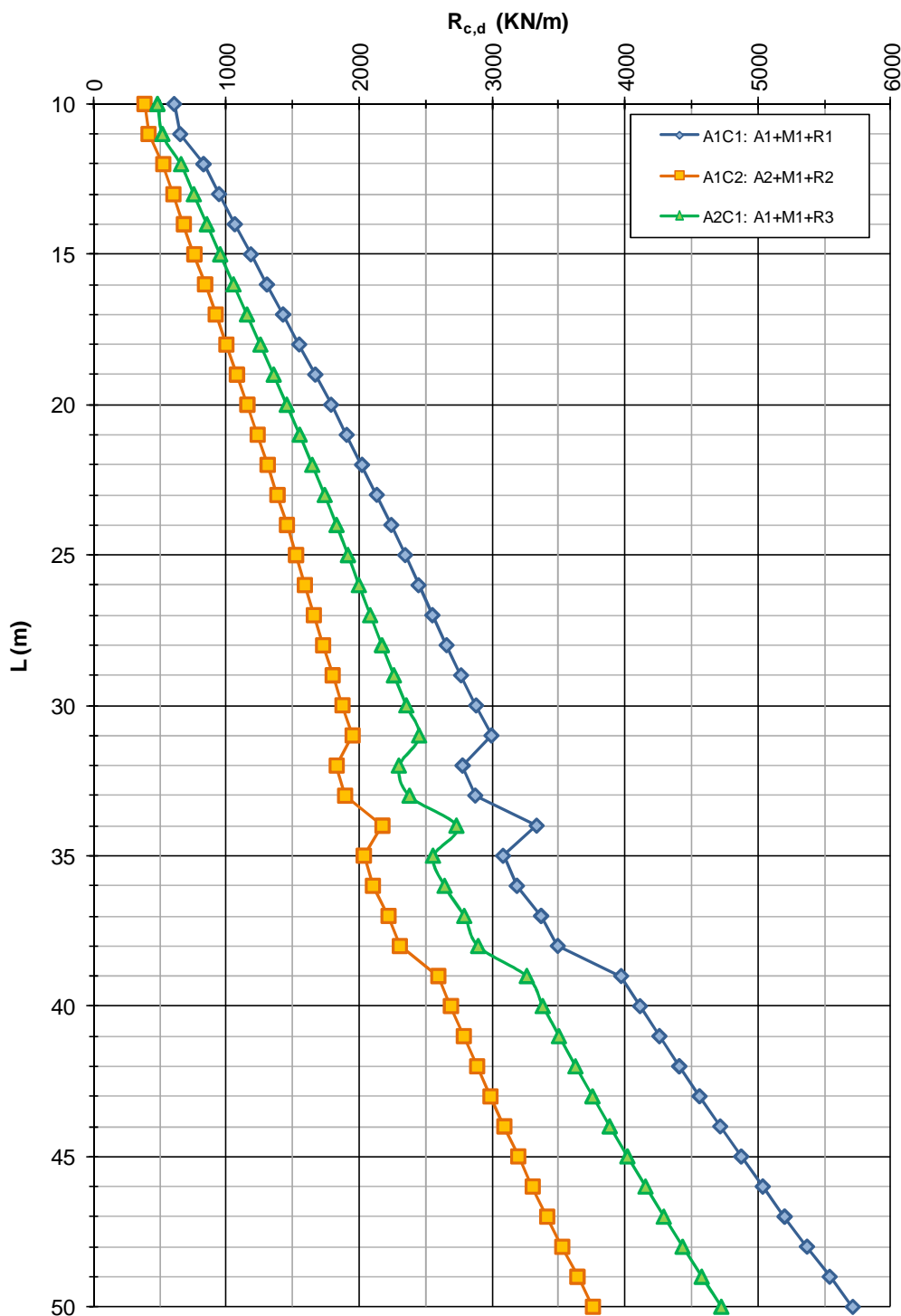
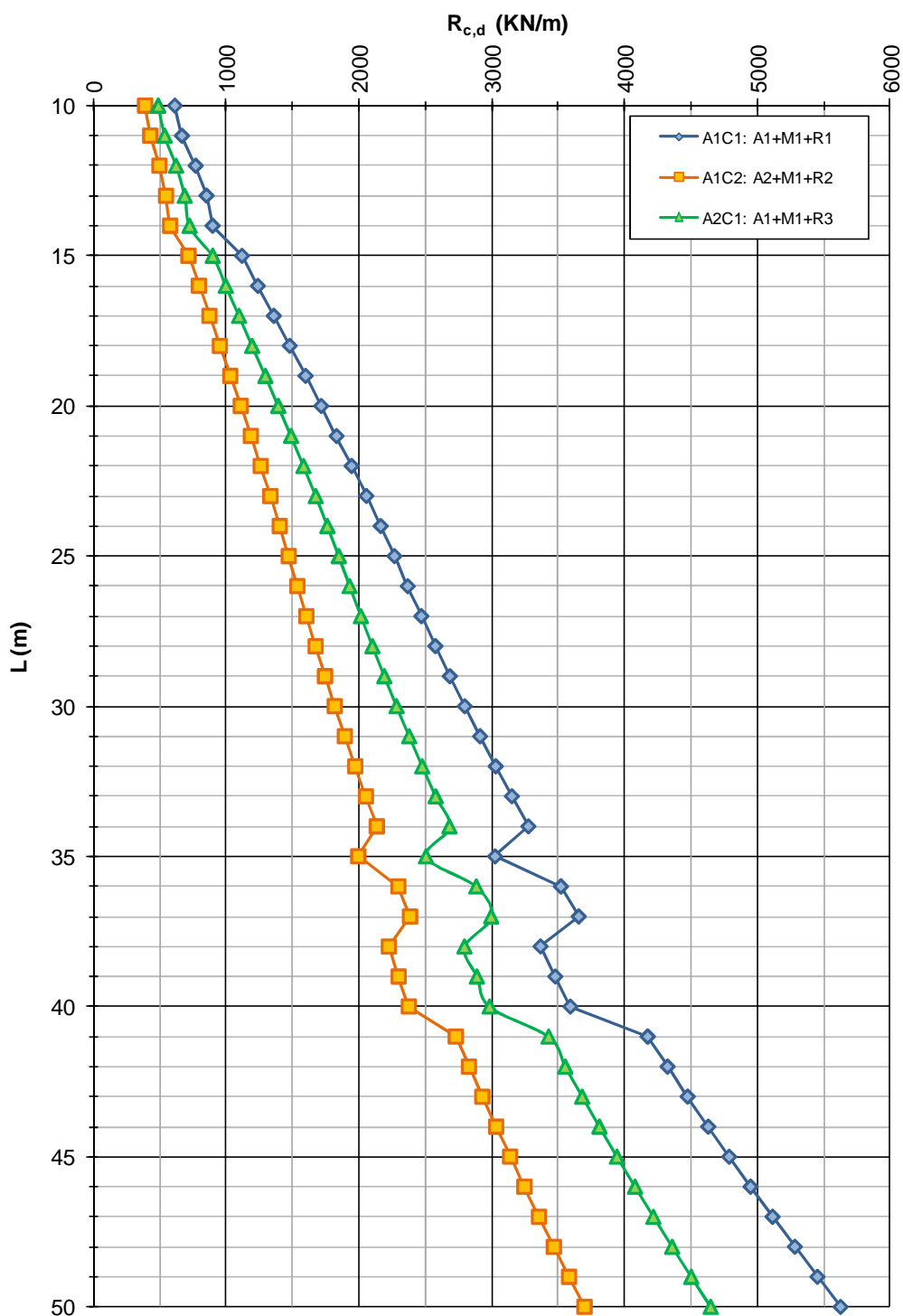


Fig. 8.5-3

**APO04 - Ponte sul Cavo Lama - ZO6 - Est**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Diaframmi s=1000mm**



Alla tab. 7.5-1 si è ottenuto che la massima azione di compressione  $N_{sd}$  è pari a 2521 kN (Fase Statica)

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

LATO EST

Dalla figura precedente si ottiene che un diaframma di lunghezza **18.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 1200 \cdot 2.5 = 3000 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.19 > 1.0$$

LATO OVEST

Dalla figura precedente si ottiene che un diaframma di lunghezza **18.0** m ha una portanza:

$$R_{c,d} \cong 1250 \cdot 2.5 = 3100 \text{ kN}; \Rightarrow R_{c,d} / N_{sd} = 1.24 > 1.0$$

#### POZZO DI DIAFRAMMI

L'azione verticale globale massima deve essere confrontata con la portanza del pozzo di diaframmi. I valori delle azioni globali massime sono riportati in TAB. 8.4-1

$$\text{MAX}[N_{med}] = 36707 \text{ kN}$$

In figura seguente si riporta la curva di portanza per un pozzo di diaframmi composto da 16 elementi aventi spessore  $s = 1000$  mm, di dimensioni 7x12.5m nel suolo in questione

Fig. 8.5-4

**APO04 - Ponte sul Cavo Lama - ZO6 - Ovest**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Pozzo di diaframmi**

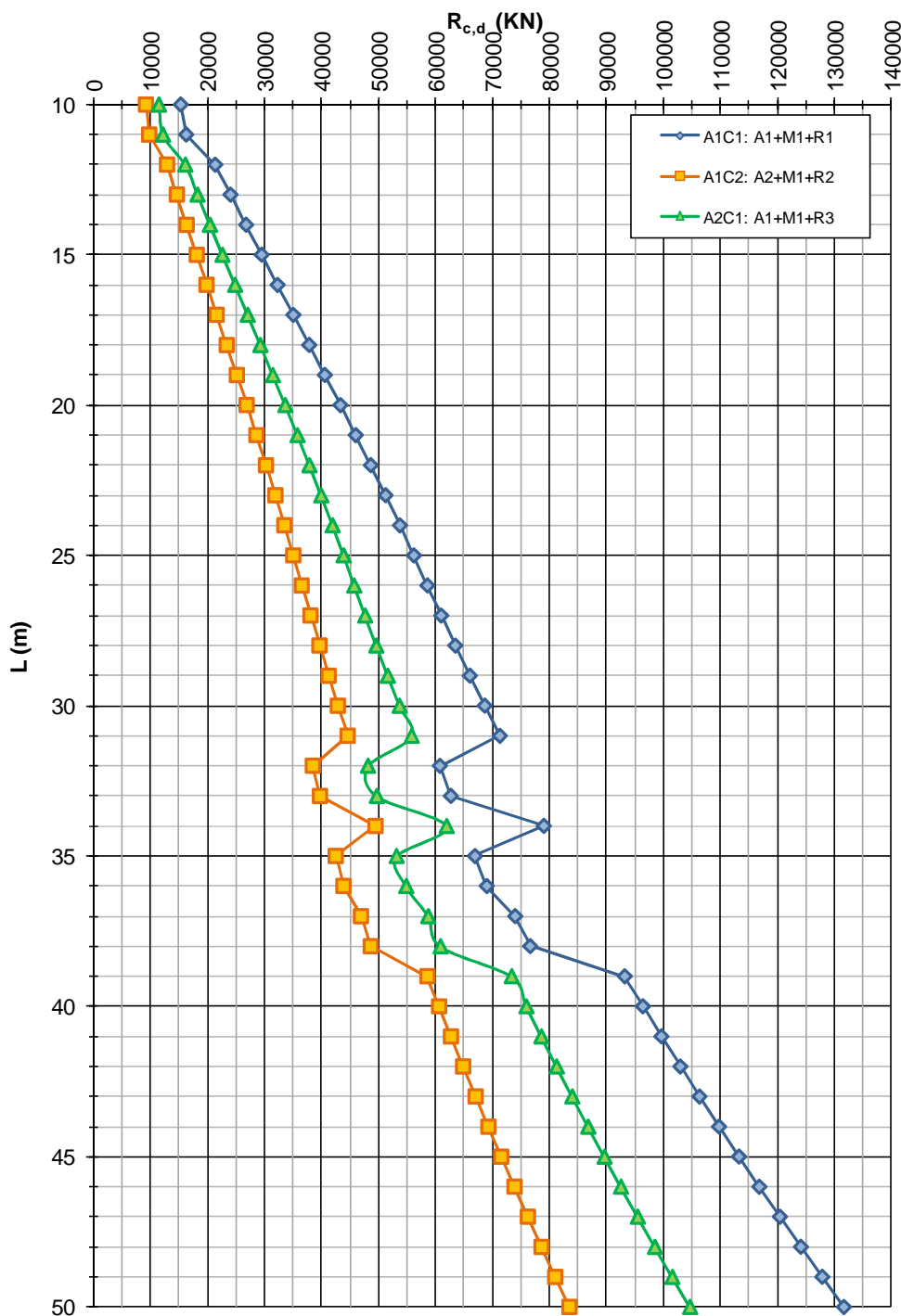
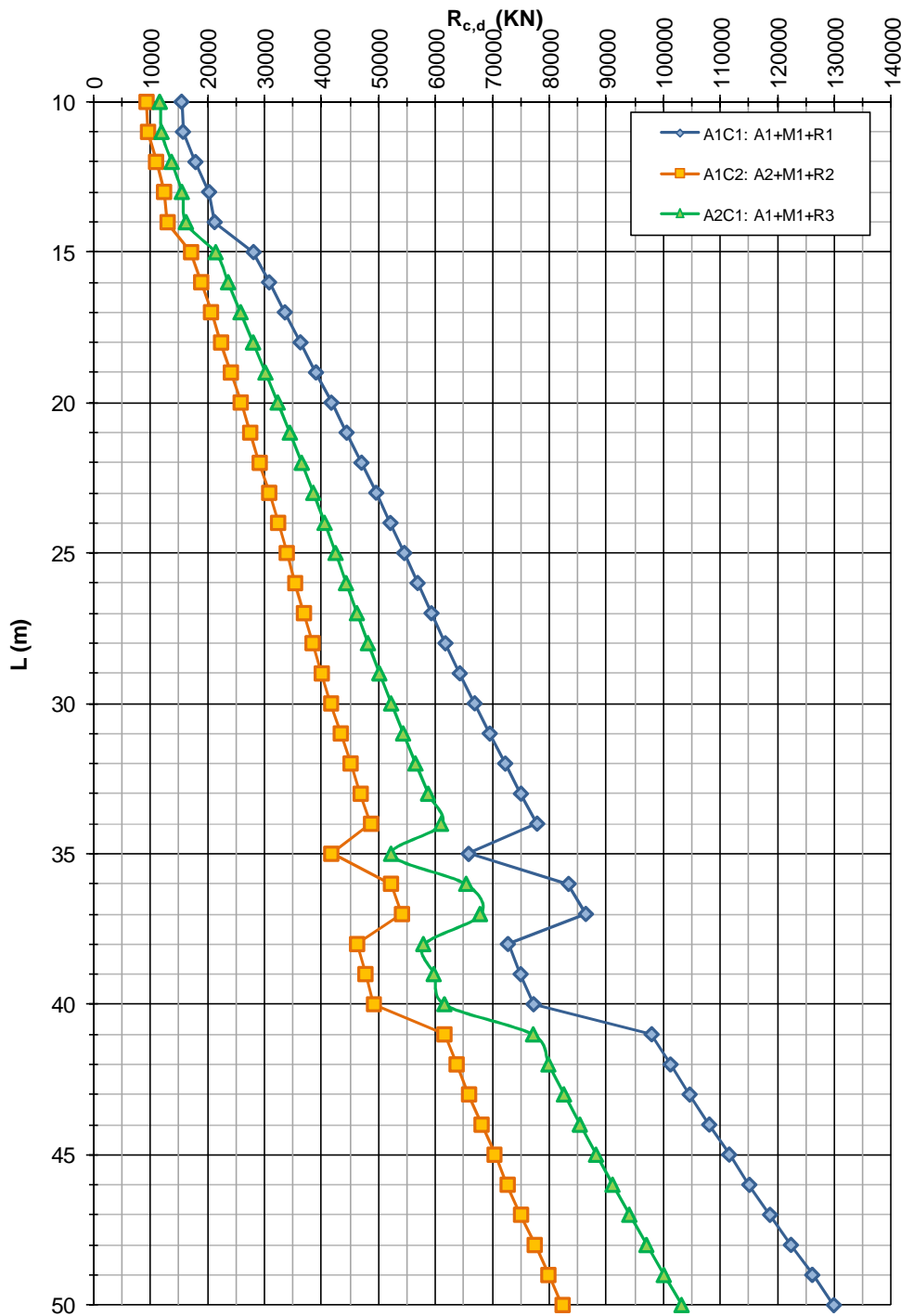


Fig. 8.5-5

**APO04 - Ponte sul Cavo Lama - ZO6 - Est**  
**NTC del 14/01/2008**  
**Capacità portante a compressione - Pozzo di diaframmi**



## ZONA OVEST

Il pozzo di diaframmi di lunghezza 18.0 m non risulta verificato. Si passa a L = 23 m.

$$R_{c,d} \cong 40000 \text{ kN} ; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.09 > 1.0$$

## ZONA EST

Il pozzo di diaframmi di lunghezza 18.0 m non risulta verificato. Si passa a L = 23 m.

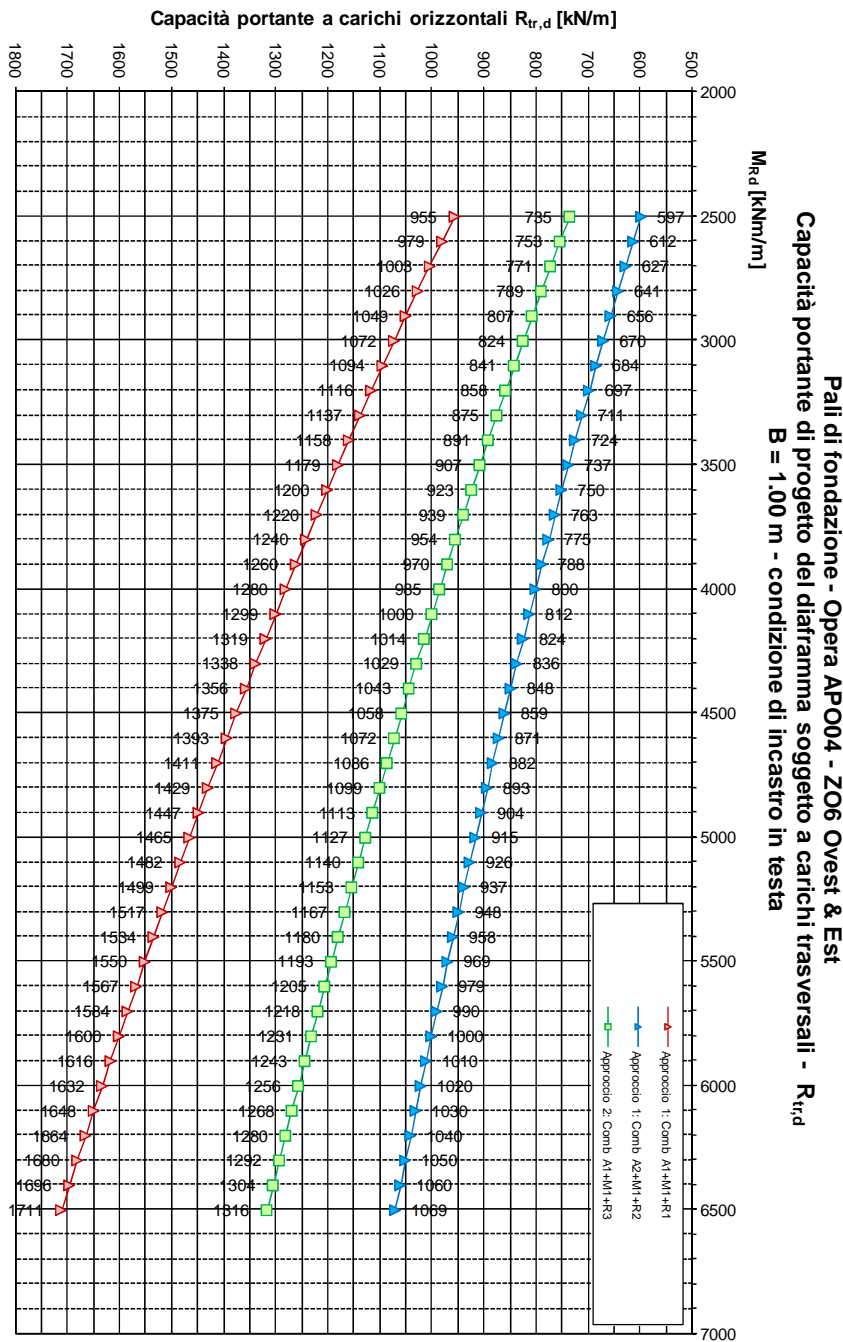
$$R_{c,d} \cong 38500 \text{ kN} ; \Rightarrow R_{c,d} / N_{med} = 1.08 > 1.0$$

**Aggiungendo la lunghezza di scalzamento, si addotta in definitiva:**

**L<sub>diaframma</sub> = 23.0 m**

### 8.5.1.2. Portanza Orizzontale

Fig. 8.5-6





## DIAFRAMMA SINGOLO

Alla figura precedente è riportata la curva di portata per il diaframma di cui sopra.

Dalla TAB. 8.5-1 si è ottenuto che la massima azione tagliante  $V_{sd}$  è pari a 355 kN (Fase Sismica).

Il valore risulta nettamente minore del valore minimo di figura precedente.

Si assume quindi che la portanza orizzontale  $R_{tr,d} = V_{sd}$  venga raggiunta in corrispondenza di un Momento Ultimo inferiore a:

$$M_u = 2500 \text{ kNm}$$

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

$$N_{min} = 704 \text{ kN}$$

Si ha:

FIG. 8.5-7

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma\_asse\_debole**

Titolo:

N\* figure elementari: 1 Zoom N\* strati barre: 2 Zoom

N*	b [0.002]	h [0.002]	N*	As [0.002²]	d [0.002]
1	2500	1000	1	117.81	100
			2	11781	900

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 704 kN  
Ed: 2125 kNm  
M: 0

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord. [0.002] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

M xRd: 4'093 kNm

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

Calcola MRd Dominio M-N

Precompresso:

Risultano largamente sufficienti n24 Ø25 per lato.

**POZZO DI DIAFRAMMI**

Dagli studi geotecnici svolti, è possibile ottenere il valore della capacità portante per carichi orizzontali, differenziando tra direzione longitudinale e trasversale.

Per quanto riguarda la direzione longitudinale, in maniera semplificata e cautelativa, si è determinato il valore del momento flettente resistente della scatola di diaframmi come valor medio tra la schematizzazione riportata nella Figura seguente (l'armatura è stata assunta pari a barre  $\phi 25$  mm a passo 100 mm su entrambi i lati di ogni pannello di diaframma e posizionata poi nel baricentro dei vari rettangoli schematizzanti la sezione) che ipotizza un'unica sezione monolitica e la somma dei momenti resistenti dei singoli pannelli. A favore di sicurezza, poi, si è considerata nulla l'azione assiale.

**FIG. 8.5-8 – POZZO DI DIAFRAMMI B = 11 M**

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Pozzo\_diaframmi\_taglioX**

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

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [0.002]	h [0.002]	N°	As [0.002]	d [0.002]
1	12500	1000	1	117810	500
2	3000	5000	2	117810	3500
3	12500	1000	3	117810	6500

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>Ed</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord. [0.002] xN  yN

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>  kN m

Materiali: B450C C25/30

$\sigma_{su}$   %  $\sigma_{c2}$   %  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_{cu}$   %  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$    $\sigma_{c,adm}$    
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    
 $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   %  
 $\epsilon_s$   %  
 d  0.002  
 x  x/d   
 $\delta$

Tipo Sezione:  Rettang. re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

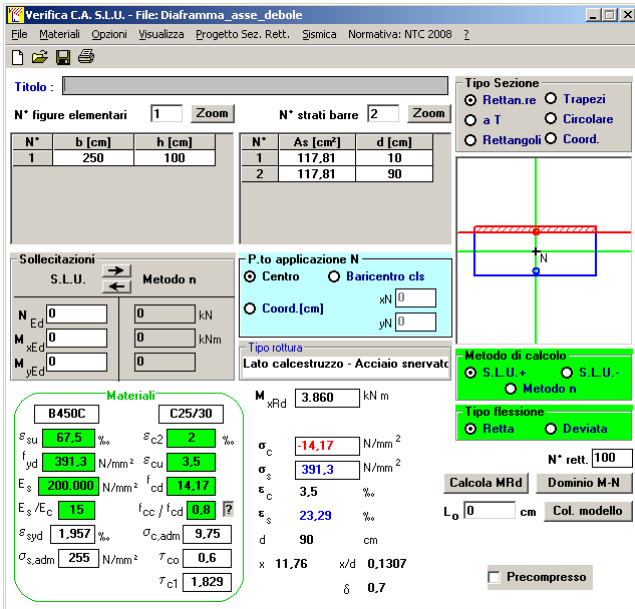
Metodo di calcolo:  S.L.U.  S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione:  Retta  Deviata

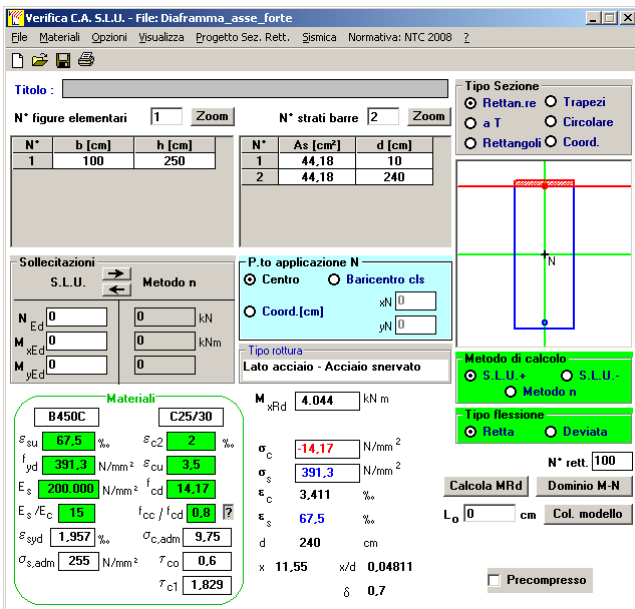
N° rett.   
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  0.0l Col. modello

Precompresso

**FIG. 8.5-9 DIAFRAMMA SINGOLO (DIR. 'DEBOLE')**



**FIG. 8.5-10 DIAFRAMMA SINGOLO (DIR. 'FORTE')**

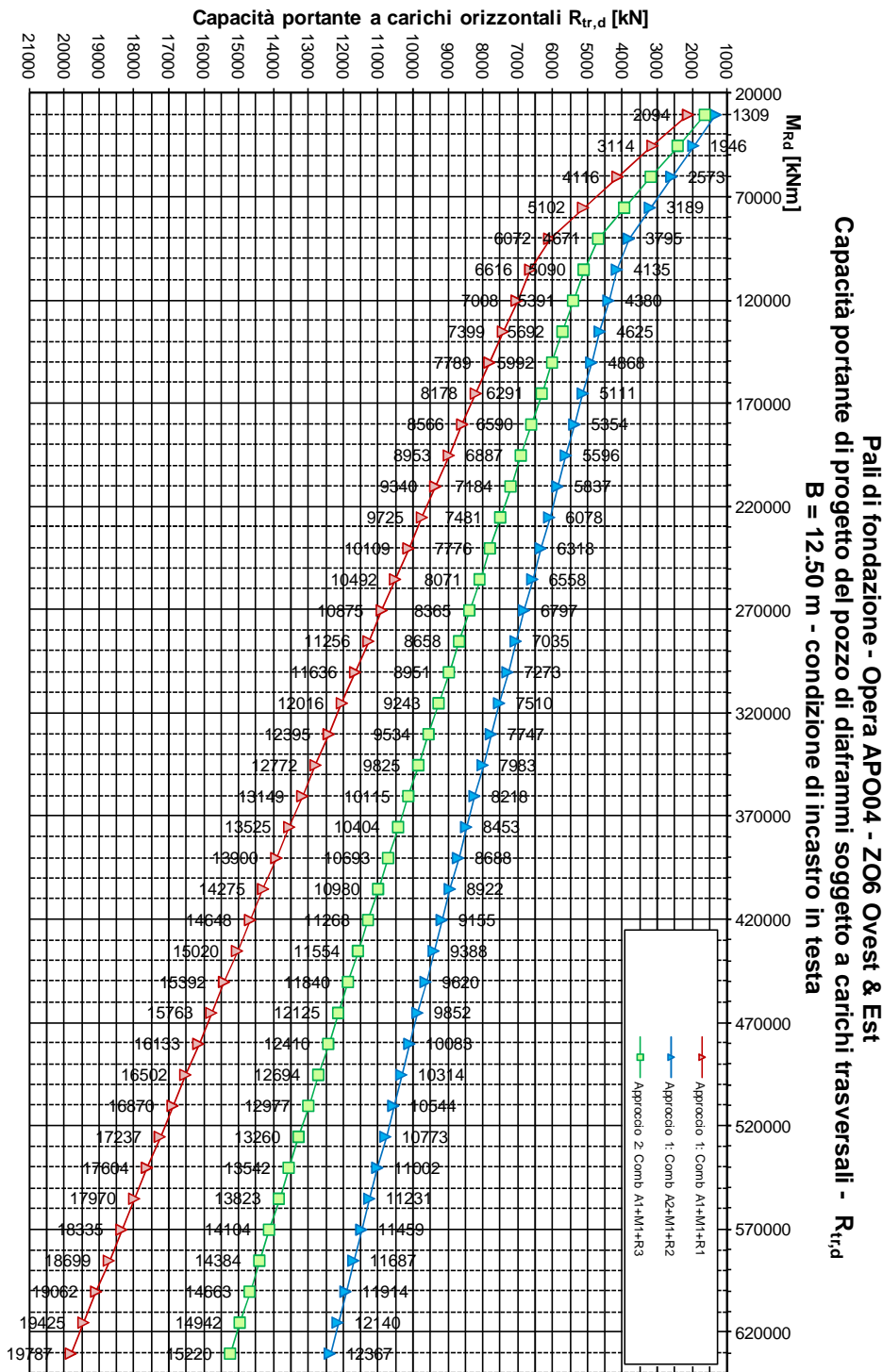


Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 436330.0$  KNm (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 10 \cdot 3860 + 6 \cdot 4044 = 62864.0$  KNm (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 249500.0$  KNm (valore medio assunto).

Si riporta di seguito la curva di portanza del pozzo di diaframmi per azioni orizzontali

**Fig. 8.5-11**



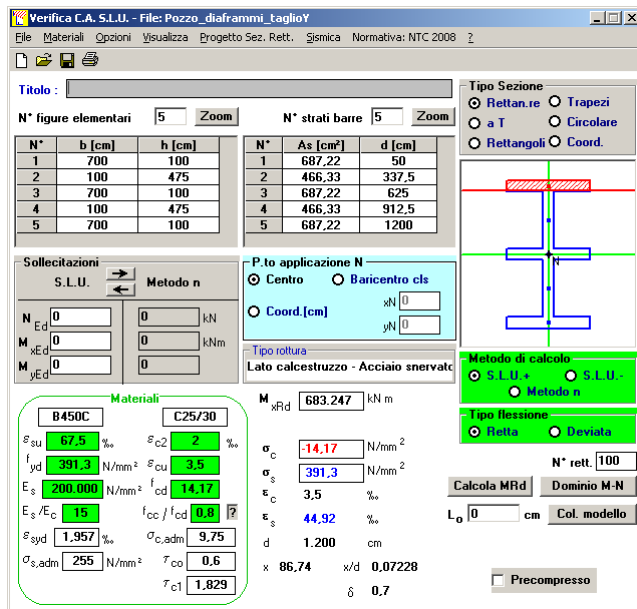
La capacità portante del pozzo di diaframmi, per  $M_{Rd} = 249500 \text{ kNm}$ , vale  $H_{Rd} = 7778 \text{ kN}$ .

Alla base della pila la massima azione tagliante in direzione longitudinale vale (vedi TAB. 8.4-1)  $H_{Ed} = 1076 \text{ kN}$ .

La sezione risulta verificata

Per quanto riguarda la direzione trasversale, si procede in maniera analoga a quanto visto per la direzione longitudinale.

**FIG. 8.5-12 – POZZO DI DIAFRAMMI B = 7.0M**

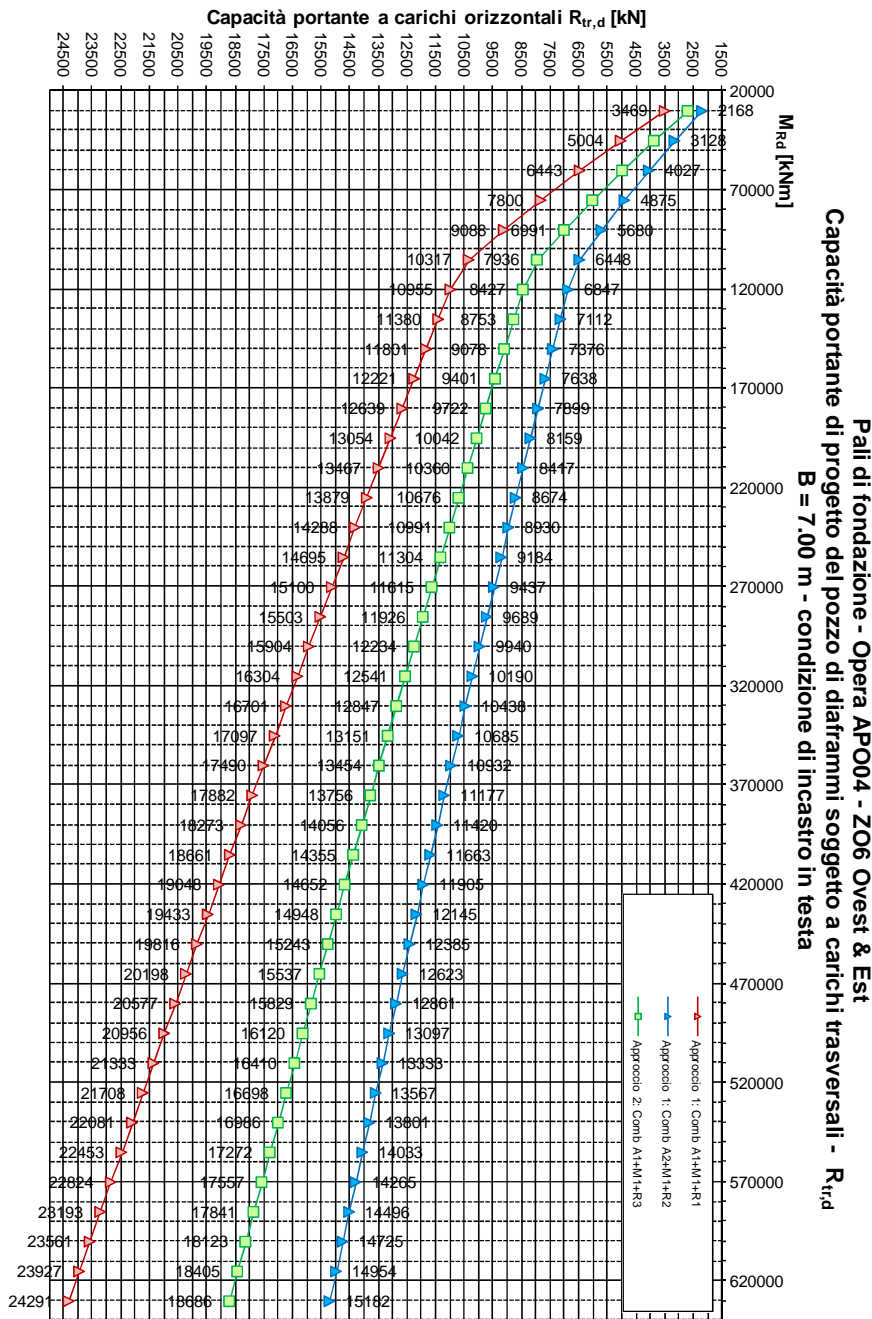


Si ha quindi:

- $M_{Rd} = 683247.0 \text{ KNm}$  (sezione monolitica);
- $M_{Rd} = 6 \cdot 3860 + 10 \cdot 4044 = 63600.0 \text{ KNm}$  (sezioni singoli diaframmi);
- $M_{Rd} = 373423.0 \text{ KNm}$  (valore medio assunto).

Si riporta di seguito la curva di portanza del pozzo di diaframmi per azioni orizzontali in direzione Y.

Fig. 8.5-13



La capacità portante del pozzo di diaframmi, per  $M_{Rd} = 373000$  kNm, vale  $H_{Rd} = 12885$  kN.

Alla base della pila la massima azione tagliante in direzione longitudinale vale (vedi TAB. 8.4-1)  $H_{Ed} = 1076$  kN.

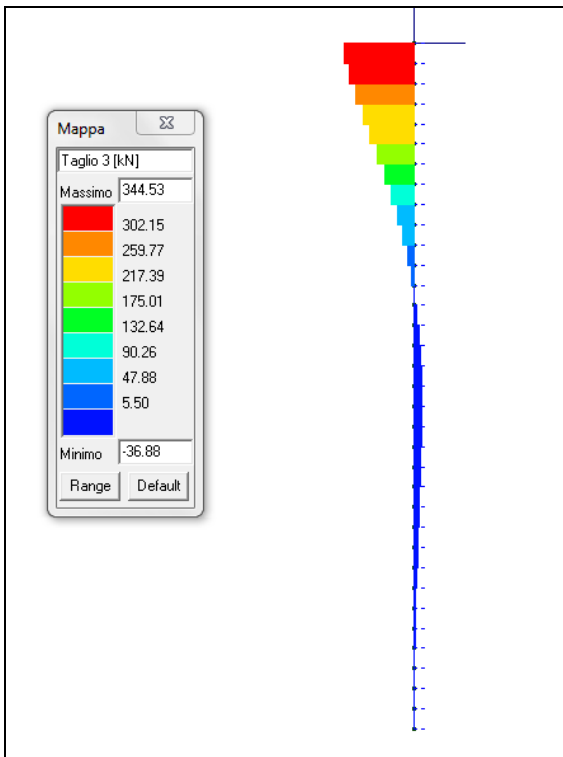
La sezione risulta verificata

### 8.5.1.3. Verifiche SLU: Taglio

Le massime sollecitazioni agenti in sezione posta in sommità ai diaframmi sono riportate in TAB. 8.5-1.

L'andamento degli sforzi taglianti lungo il diaframma è riportato nella figura seguente.

**FIG. 8.5-14**



Il taglio massimo in testa al diaframma vale 345 kN (vedi TAB. 8.5-1).

Secondo le indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.3.1 delle NTC08, ipotizzando la sezione di indagine sprovvista di apposita armature a taglio si avrebbe quanto segue (si ipotizza tesa il 50% dell'armatura longitudinale e si considera nulla l'azione assiale).

TAB. 8.5-2

VRd1 (assenza di armatura specifica a taglio) TRAVI

azione tagliante sollecitante - VSd	140.5	kN	
base bw	1000	mm	
altezza h	2250	mm	
n° barre armatura tesa	5		
φ diametro medio armatura tesa	16	mm	
Asl (tesa)	1005	mm <sup>2</sup>	
ricoprimento r	60	mm	
ct (copriferro al lembo teso - riferito a baricentro armatura)	68	mm	
altezza utile d	2182	mm	
pl	0.00046		
Nsd (positiva se di compressione)	0	kN	
Ac	2250000	mm <sup>2</sup>	
σcp	0.000	MPa	
fck	35	MPa	
γ	1.50		
ingranamento inerti = k	1.303		
VRd	400.0	kN	
vmin	0.31	kN	
	671.8	kN	
<b>VRd</b>	<b>672</b>	kN	[eq 4.1.14]
	<b>ok</b>		

La verifica risulta soddisfatta.

**Verifica lato Cls.**

$$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd} = 7.1 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow V_{Rcd} = 0.68 \cdot 1500^2 \cdot 1.0 \cdot 7.1 \approx 10863 \text{ kN} \gg V_{Sd}$$

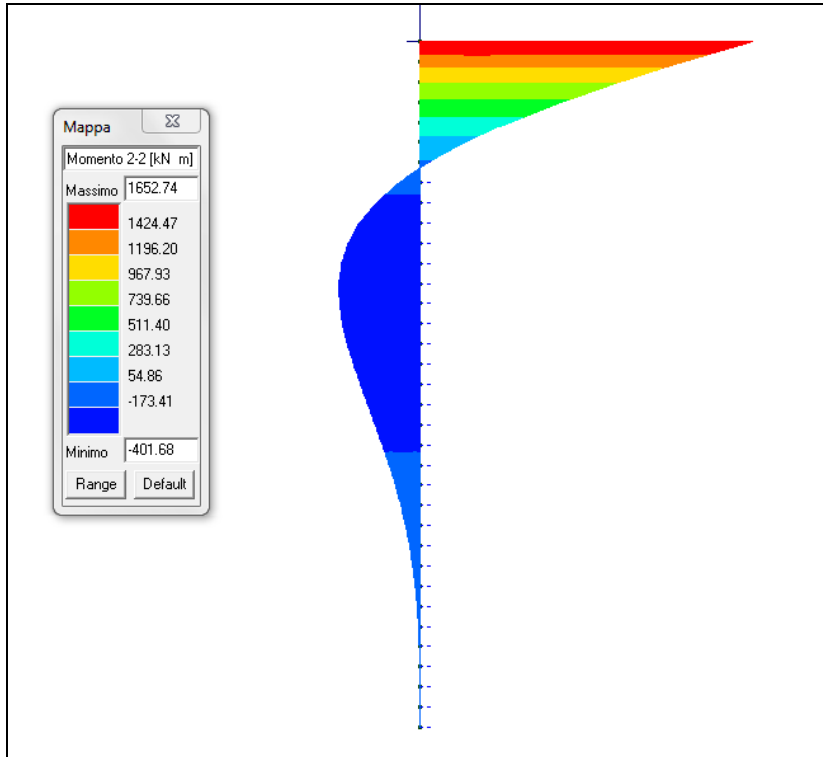
La verifica di resistenza a taglio risulta pertanto soddisfatta. S'intende che sarà prevista un'armatura a taglio non inferiore a quella minima prevista da normativa vigente.

8.5.1.4. Verifiche SLU: Pressoflessione

L'andamento del momento flettente lungo il diaframma è stato valutato nell'ipotesi di testa incastrata, con le azioni di cui alla TAB. 8.5-1 e secondo le indicazioni della Relazione Geotecnica per quanto riguarda i coefficienti di Winkler variabili con la profondità. Si riporta in figura seguente il risultato dell'analisi in combinazione 'Sisma X kv'.



**FIG. 8.5-15**



Lo sforzo normale associato vale 1653 kN. Si riporta la verifica in figura seguente.

FIG. 8.5-16

**Verifica C.A. S.L.U. - File: Diaframma\_SLU**

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	2500	1000	1	11781	100
			2	11781	900

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N Ed 782 0 kN  
 M Ed 1653 0 kNm  
 M yEd 0 0

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

Tipo rottura

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

**Materiali**

B450C		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{c1}$	1.829

La sezione con armatura  $\varnothing 25/100$  risulta verificata.

### 8.5.1.5. Verifiche SLE

Il taglio risulta minimale (30 kN). di conseguenza il momento risulta:

$$M = 1652 \cdot 30 / 355 = 140 \text{ kNm}$$

Le verifiche sono inessenziali.

## 8.6.FONDAZIONI: PLINTO

Il pozzo di diaframmi è disposto lungo il perimetro del plinto di fondazione. Al di sotto della pila si trovano due diaframmi disposti lungo l'asse minore della sezione ellittica. Di conseguenza in direzione longitudinale le azioni flettenti risultanti dalla pila vengono trasferiti ai diaframmi periferici sotto forma di incremento di sforzo normale. La trasmissione di questi sforzi nel plinto di fondazione avviene secondo un meccanismo tirante-puntone.

Il plinto può riguardarsi come un elemento monodimensionale di lunghezza 13 m, avente sezione di larghezza 7.50 m e altezza 2.0 m. Esso è appoggiato su vincoli fissi (diaframmi).

Questo meccanismo 'tirante/puntone' si sviluppa a partire dalla sezione corrispondente al punto medio del semiasse maggiore della pila al baricentro dei diaframmi perimetrali. La lunghezza della mensola considerata per il calcolo è quindi pari a 3.45 m.

Armatura trasversale		
H plinto - m	2.00	
L mensola - m	3.45	
N max palo - kN	1'008	SLU
T - kN	1'933	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	4'944	
N max palo - kN	741	SLE
T - kN	1'419	
A <sub>si</sub> - mm <sup>2</sup>	8'871	

Si arma con 18Ø25/m (8870 mm<sup>2</sup>).

## 8.7. SINTESI ARMATURE

---

### 8.7.1. Diaframmi s = 1000 mm

- Armatura orizzontale

3st $\varnothing$ 10/250 per diaframma

- Armatura verticale

$\varnothing$ 25/100 ( $L_{\text{barra}}$  : 12.0m ) ;  $\varnothing$ 20/100 ( $L_{\text{barra}}$  : 13.0m)

### 8.7.2. Diaframmi s = 1000 mm

### 8.7.3. Plinto

- Armatura in direzione longitudinale X

Estradosso:  $\varnothing$ 20/200;      Intradosso: n°18  $\varnothing$ 25 / m

Intermedia:  $\varnothing$ 16/400

- Armatura in direzione trasversale Y

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

### 8.7.4. Fusto

- Armatura in direzione trasversale (perimetrale) :  $\varnothing$ 16/150

- Armatura in direzione verticale Z

Barre  $\varnothing$ 26/150 (totale n°14 barre) L = 7.0 m;

## 9. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA: APPOGGI E BAGGIOLI

### 9.1. APPOGGI

In funzione di quanto ottenuto ai par. 6.2 e 6.3 si riporta la tabella di dimensionamento degli appoggi.

TAB. 9.1-1

Condizione di Carico	Spalle SP1-SP2						PILE P1-P2					
	Appoggio SX			Appoggio DX			Appoggio SX			Appoggio DX		
	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ
kN												
ENV SLU(max)	128	195	6 136	128	195	6 136	200	537	15 982	200	537	15 982
ENV SLU(min)	-128	-195	494	-128	-195	494	-200	-537	3 803	-200	-537	3 803
ENV SLD (max)	43	43	2 080	43	43	2 080	153	153	7 257	43	43	2 080
ENV SLD (min)	-43	-43	1 854	-43	-43	1 854	-153	-153	6 604	-43	-43	1 854
ENV SLV (max)	133	133	2 426	133	133	2 426	463	463	8 260	463	463	8 260
ENV SLV (min)	-133	-133	1 507	-133	-133	1 507	-463	-463	5 601	-463	-463	5 601
ENV SLC (max)	149	149	2 498	149	149	2 498	522	522	8 469	522	522	8 469
ENV SLC (min)	-149	-149	1 435	-149	-149	1 435	-522	-522	5 391	-522	-522	5 391
Tipo isolatore	D M1050/600 (3700)						D M2250/600 (3700)					
Diametro $\Phi$	750 mm						930 mm					
$N_{ed}^{(1)}$ (deve essere $\geq \max Fz_{ENV SLC}$ )	2 650 kN						8 650 kN					
Raggio di curvatura R	3 700 mm						3 700 mm					
Escursione $^{(2)} D$	$\pm 300$ mm						$\pm 300$ mm					
Rotazione combinata con max D	$\pm 0.01$ rad						$\pm 0.01$ rad					
Coeff. di attrito dinamico $\mu$	0.055						0.055					
Rigidezza verticale	2 100 00 kN/mm						2 100 00 kN/mm					
Rigidezza efficace orizzontale $^{(3)}$ per $N_{ed}$	1 200 kN/m						3 920 kN/m					
Periodo efficace $^{(4)}$	2.977 sec						2.977 sec					
Smorzamento viscoso equivalente $^{(5)}$	25.7 %						25.7 %					

NOTE: (1) massimo carico verticale ammesso nelle combinazioni compressive 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:

$$d_{xy\max} = 183 \text{ mm} < D_{\max} = 300 \text{ mm} (= \text{escursione isolatore}).$$

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

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

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

## 9.2. BAGGIOLI SPALLA

Da tabella 6.2-1 si ricavano le sollecitazioni che si trasmettono dall'impalcato alla spalla.

In particolare si hanno i seguenti sforzi taglianti:

$$V_{sd,x} = V_{sd,y} = 266 \text{ kN}$$

Tale azione viene divisa in parti uguali tra i 2 baggioli (2 appoggi) per cui la sollecitazione di progetto per i baggioli è pari a:

$$V_{sd} = 245/2 = 133 \text{ kN}$$

Ai fini di determinare l'armatura del baggiolo si considerano i tagli agenti separatamente nelle due direzioni orizzontali.

Si conduce una sommaria analisi tendente al dimensionamento del baggiolo 'tipico'. Analisi più approfondite verranno sviluppate nella successiva Fase di Progetto Esecutivo.

Il Baggiolo ha dimensioni in pianta 'a x b = 0.8x0.8 m'. L'altezza massima 'h' è pari a 0.5 m.

- A favore di sicurezza si trascura l'azione normale
- A favore di sicurezza si pone l'azione orizzontale in sommità baggiolo
- A favore di sicurezza si decrementa lo spessore del baggiolo di 100+100 mm (a' x b' = 0.6x0.6 m')
- Si adotta un meccanismo 'tirante puntone'.

L'angolo di inclinazione del puntone rispetto all'orizzontale risulta:

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.833 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

L'azione verticale di trazione 'T' nel tirante risulta:

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 133 \cdot 0.833 = 110 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 110000/391.3 = 283 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 Ø16 verticali su ogni lato, più n4 Ø16 agli spigoli (Lunghezza barre = 1.0 m):

$$A_T = 5 \cdot 201 + 2 \cdot 201 = 1407 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda l'armatura orizzontale, operando a favore di sicurezza si ha :

$$A_{H,\min} = 123000/391.3 = 314 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe Ø12 sul contorno esterno:

$$A_H = 5 \cdot 2 \cdot 113 = 1130 \text{ mm}^2.$$

### 9.3. BAGGIOLI PILE

Da tabella 7.1-1 si ricavano le sollecitazioni che si trasmettono dall'impalcato alle pile.

In particolare si hanno i seguenti sforzi taglianti:

$$V_{sd,x} = V_{sd,y} = 930 \text{ kN}$$

Tale azione viene divisa in parti uguali tra i 2 baggioli (2 appoggi) per cui la sollecitazione di progetto per i baggioli è pari a:

$$V_{sd} = 700/2 = 465 \text{ kN}$$

Valgono le ipotesi fatte per i baggioli delle spalle.

$$\operatorname{tg}\alpha = h/a' = 500/600 = 0.833 \Rightarrow \alpha \approx 40^\circ$$

$$T = H \cdot \operatorname{tg}\alpha = 465 \cdot 0.833 = 386 \text{ kN} \Rightarrow A_{T,\min} = 386000/391.3 = 987 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 Ø16 verticali su ogni lato, più n4 Ø16 agli spigoli (Lunghezza barre = 1.0 m):

$$A_T = 5 \cdot 201 + 2 \cdot 201 = 1407 \text{ mm}^2$$

$$A_{H,\min} = 350000/391.3 = 894 \text{ mm}^2$$

Si dispongono n5 staffe Ø14 sul contorno esterno:

$$A_H = 5 \cdot 2 \cdot 154 = 1540 \text{ mm}^2.$$

### 9.4. SINTESI ARMATURE

#### 9.4.1. Baggioli su spalle

- Armatura in direzione verticale: n24 Ø16 – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n5 st Ø12 – L ≈ 3.2 m

#### 9.4.2. Baggioli su pile

- Armatura in direzione verticale: n24 Ø16 – L = 1.0 m
- Armatura in direzione orizzontale: n5 st Ø14 – L ≈ 3.2 m

## 10. DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DEI DIAFRAMMI IDRAULICI

In base alle indicazioni idrauliche la lunghezza minima dei diaframmi spondali in relazione a possibili fenomeni di sifonamento è di 10÷12 m e dal punto di vista strutturale sono da considerare le due condizioni limite di scalzamento nel seguito descritte:

- Condizione S1: Scalzamento con massima piena.

In questa condizione la quota idrica a valle dei diaframmi, è quella della piena bisecolare pari a 21.12 m e la quota di scalzamento è di 15.38 m;

- Condizione S2: Scalzamento dopo la massima piena.

In questa condizione la quota idrica è quella del petto dell'argine pari a 15.38 m che coincide anche con la quota di scalzamento.

La verifica strutturale dei diaframmi idraulici viene sviluppata con riferimento a queste due condizioni considerate allo SLU (A1+M1 e A2+M2); è evidente infatti che si tratta di condizioni limite che se mai si dovessero verificare comporterebbero la necessità di intervenire rapidamente per ripristinare la geometria dell'alveo ante-scalzamento. Per il terreno, trattandosi di situazioni transitorie, si assumono i parametri di breve termine e in particolare:

- peso di volume:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
- coesione non drenata:  $c_u = 50 \text{ kPa}$ <sup>1</sup>.

Il calcolo viene sviluppato con il programma Paratie Plus 2011 della Ce.A.S. assumendo per i diaframmi uno spessore di 80 cm e una lunghezza di 14.0 m.

---

<sup>1</sup> Si considera un valore medio di  $c_u$  per tenere conto che parte del diaframma è all'interno dell'argine.



## 10.1. SINTESI DELLE ANALISI E VERIFICHE

Di seguito sono riportati i grafici delle fasi di scavo principali e i diagrammi dei momenti flettenti e del taglio per le varie fasi.

Fig. 10.1-1

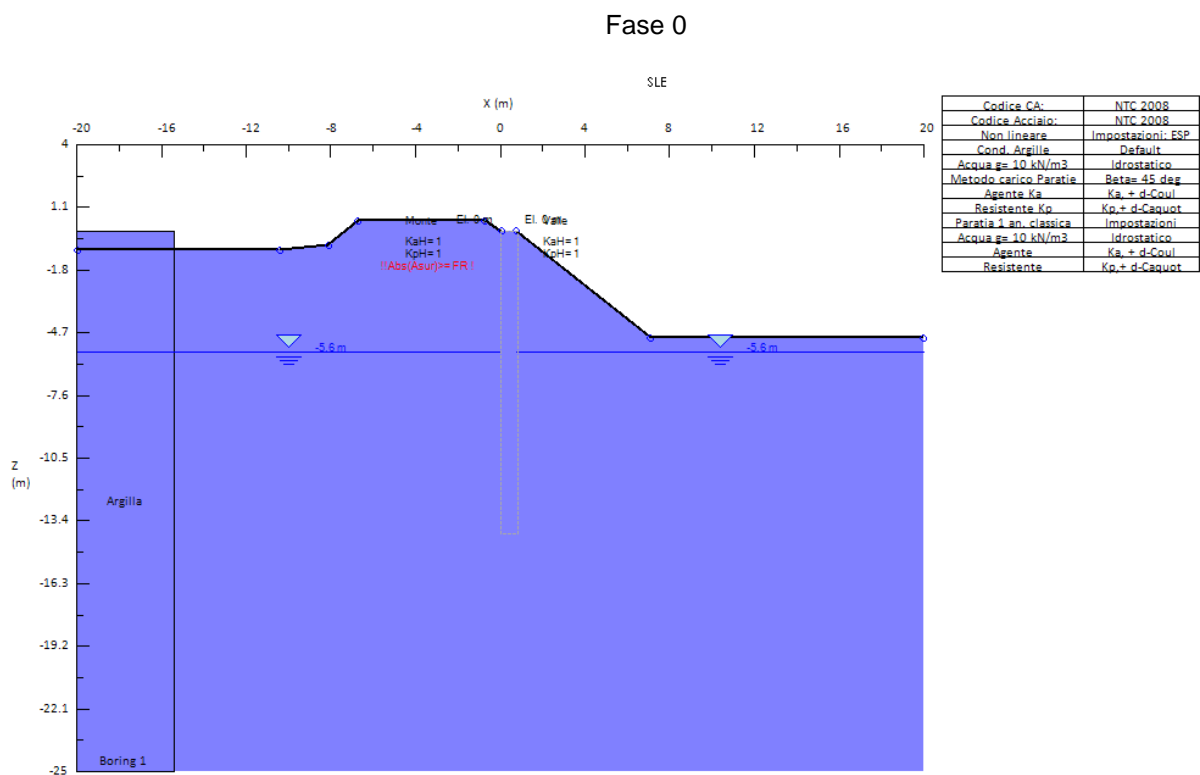


Fig. 10.1-2

Condizione S1

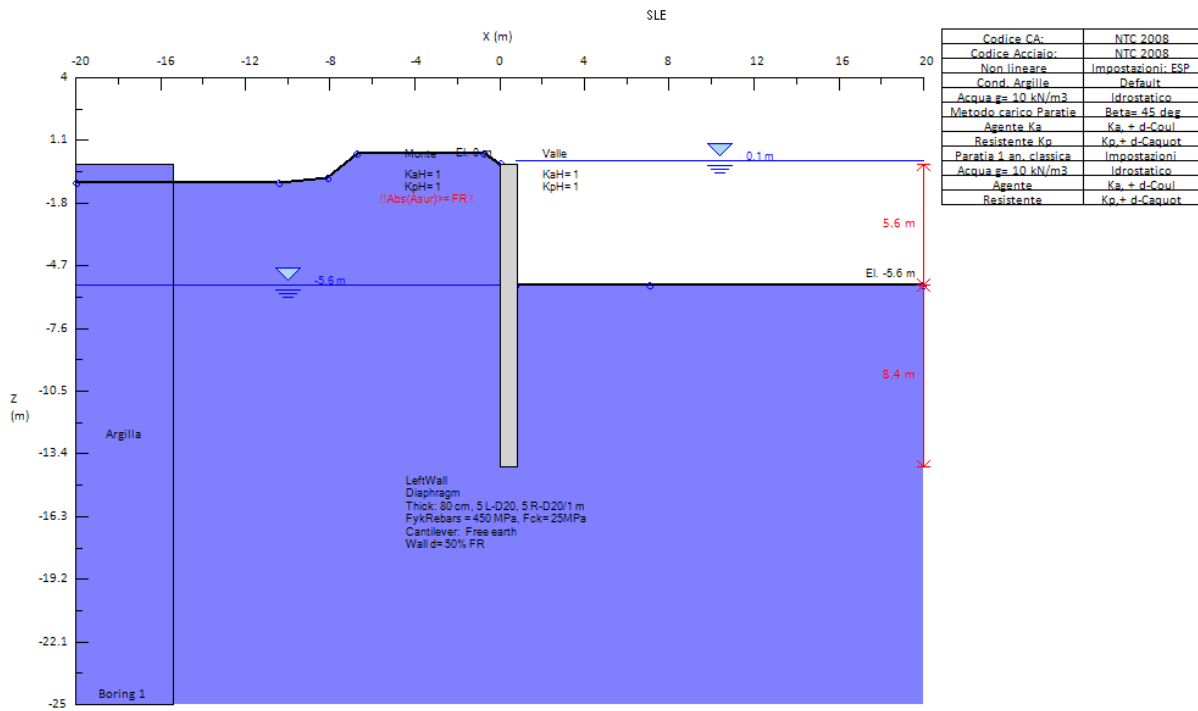


Fig. 10.1-3

Condizione S2

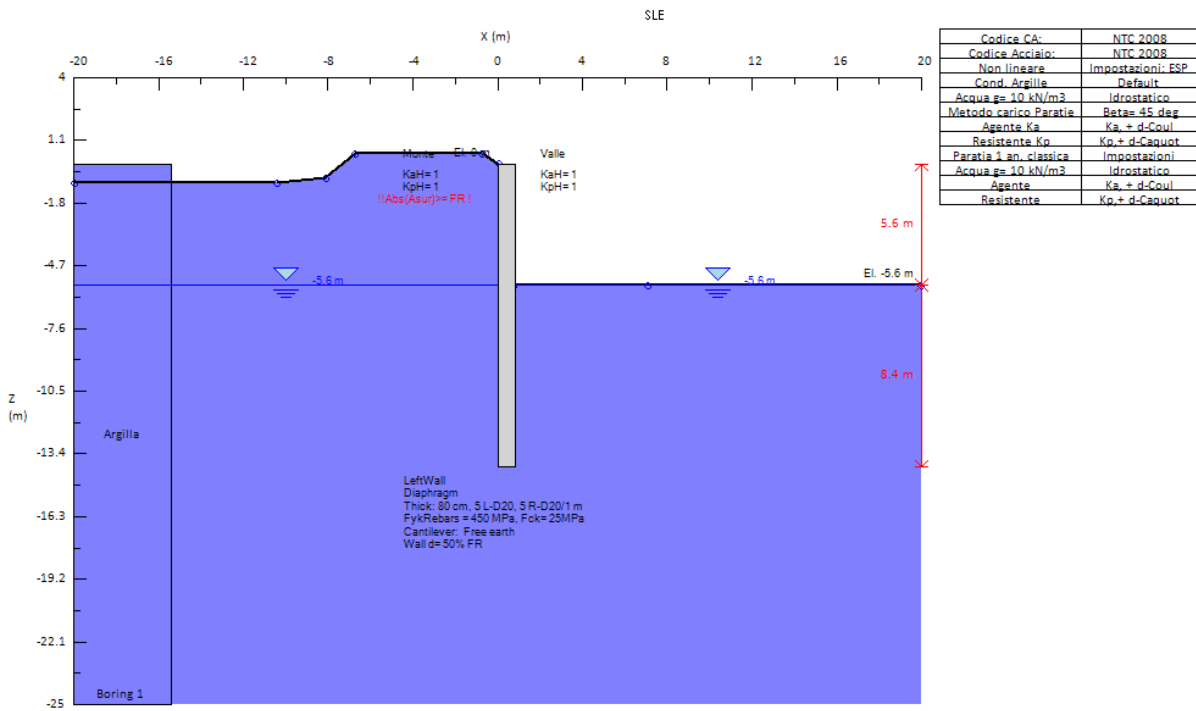


FIG. 10.1-4

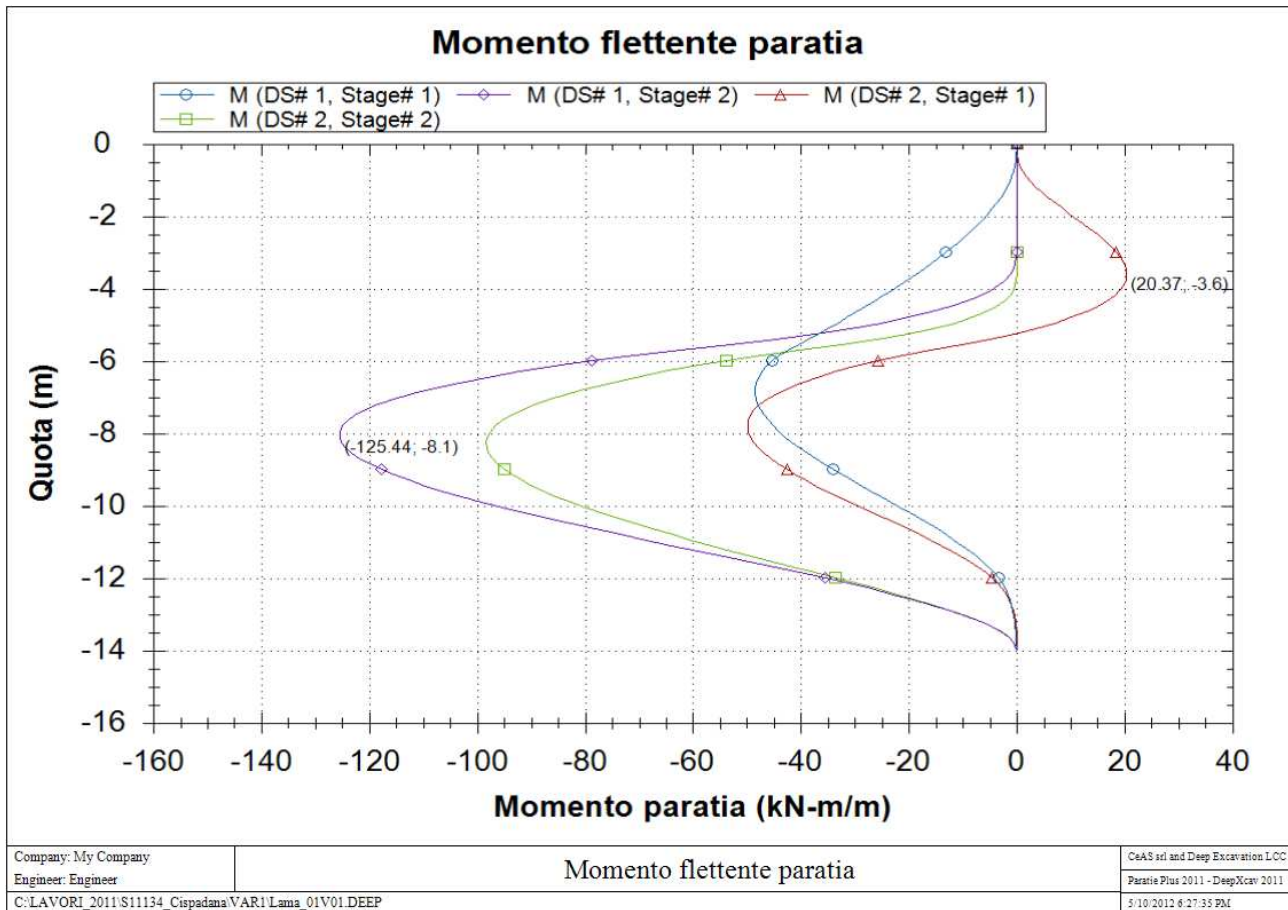
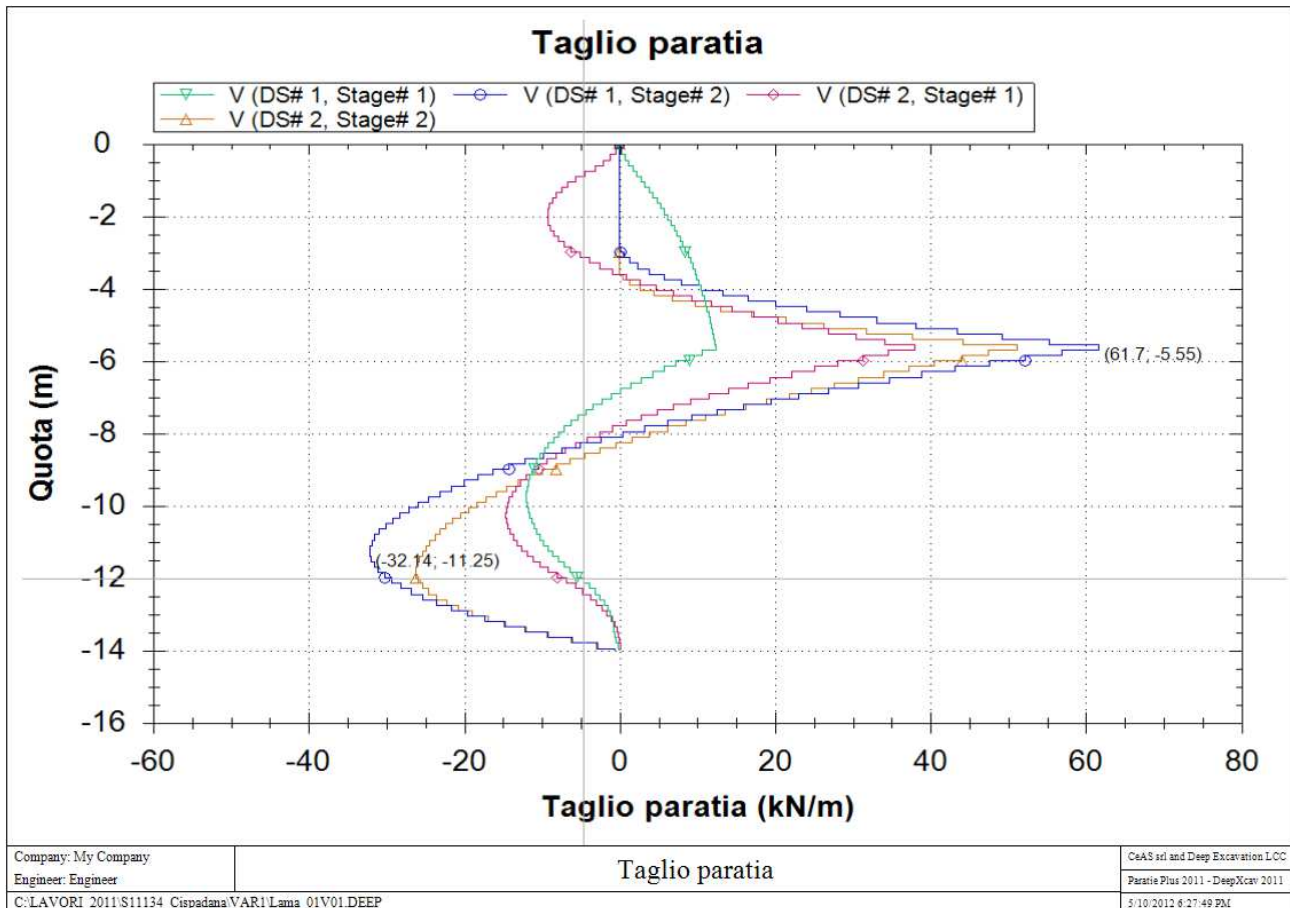


Fig. 10.1-5



### 10.1.1. Verifiche di resistenza dei diaframmi

Nel seguito si riporta la verifica dei resistenza a momento flettente e taglio da cui risulta che:

$$M_{rd} \geq M_{s,d}$$

$$V_{rd} \geq V_{rd}$$

FIG. 10.1-6

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input fields. The 'Materiali' section lists B450C and C25/30 with their respective properties. The 'Sezione' section shows a rectangular section with width b=100 cm and height h=80 cm. The 'Calcolo' section shows the design moment M<sub>Rd</sub> = 429.3 kNm and the design axial force N = 0 kN. The 'Rottura' section shows the failure mode as 'Lato calcestruzzo - Acciaio snervato'.

TAB. 10.1-1

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
<b>Dati</b>			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	800	mm	altezza
d	699	mm	altezza utile
f <sub>ck</sub>	25	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f <sub>yd</sub>	391.3	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto dell'acciaio
f <sub>cd</sub>	14.17	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' <sub>cd</sub>	7.08	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A <sub>sl</sub>	1570	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale
k	1.53		fattore di ingranamento
σ <sub>min</sub>	0.33	N/mm <sup>2</sup>	tensione resistente minima
ρ <sub>l</sub>	0.0022		rapporto geom. di armatura longit.
N <sub>ed</sub>	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ <sub>cp</sub>	0.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione media di compressione nella sezione
α <sub>C</sub>	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V <sub>rd</sub>	232.61	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura