



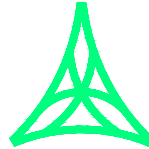
# REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

**DIREZIONE CENTRALE**  
**INFRASTRUTTURE, MOBILITA', PIANIFICAZIONE TERRITORIALE E LAVORI PUBBLICI**

SOGGETTO DELEGATARIO:



PROGETTAZIONE:



**S.p.A. AUTOVIE VENETE**

34123 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111  
 Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di  
 Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE  
 A4 VENEZIA - TRIESTE  
 A23 PALMANOVA - UDINE  
 A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

## COLLEGAMENTO TRA LA S.S. 13 PONTEBBANA E LA A23 TANGENZIALE SUD DI UDINE (II LOTTO)

### AGGIORNAMENTO PROGETTO DEFINITIVO dd.14.12.2006

OPERE D'ARTE MINORI

Ponticelli tipo - L=3.50 - 8.00 m  
 Aggiornamento relazione tecnica e di calcolo

TEMATICA

**H**

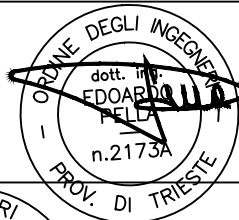
N. ALLEGATO e SUB.ALL.

**08.01 . 10**

REV.	DATA	DESCRIZIONE	DF REDATTO	FA VERIFICATO	EP APPROVATO
3					
2					
1					
0	30/08/12	EMISSIONE			

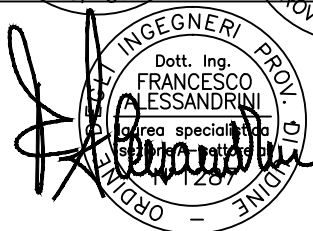
COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :  
 dott. ing. Edoardo PELLA  
 dott. ing. Stefano DI SANTOLO



PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Strutture :  
 dott. ing. Francesco ALESSANDRINI



IL CAPO COMMESSA:  
 dott. ing. Edoardo PELLA

IL DIRETTORE DELL'AREA OPERATIVA:  
 dott. ing. Enrico RAZZINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:

NOME FILE:  
 1207H0801100.doc  
 1207H0801100.pdf

DATA PROGETTO:  
**30.08.2012**

**312TN**

CODICE MASTRO

**12**

ANNO

**07**

N.PROGETTO

**0**

REVISIONE

## INDICE

<b>1.</b>	<b>NOTE GENERALI SULLE ANALISI</b>	<b>2</b>
1.1.	DURABILITÀ	2
1.2.	EFFETTI SULLE STRUTTURE	3
1.2.1.	CARICHI MOBILI VERTICALI	3
1.2.2.	CARICO DA FRENAMENTO	4
1.2.3.	SPINTA DELLE TERRE	4
1.2.4.	AZIONE D'URTO	4
1.2.5.	AZIONE SISMICA	4
<b>2.</b>	<b>CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEL PONTICELLO DA 3.59M</b>	<b>5</b>
2.1.	SEZIONE CENTRALE	5
2.1.1.	RISULTATI DELLE ANALISI	6
2.1.2.	SEZIONI DI VERIFICA	8
2.1.3.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI	9
2.1.4.	VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	10
2.1.5.	VERIFICHE GEOTECNICHE	10
<b>3.</b>	<b>CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEL PONTICELLO DA 8.0M</b>	<b>13</b>
3.1.1.	RISULTATI DELLE ANALISI	13
3.1.2.	VERIFICA DELLE SEZIONI STRUTTURALI	14
3.1.3.	VERIFICHE STRUTTURALI IN CASO D'URTO	16
3.1.4.	VERIFICHE GEOTECNICHE	16
3.2.	CONCLUSIONI	19

## 1. NOTE GENERALI SULLE ANALISI

Il dimensionamento degli elementi strutturali dell'opera in esame è stato condotto, in sede di progettazione definitiva, ai sensi del D.M. 16.01.1996 e dell'O.P.C.M. 3274/03 e succ. modif. ed integrazioni.

L'entrata in vigore delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni", di cui al D.M. 14.01.2008 ha modificato in parte l'entità dei carichi di progetto, così come la modalità di esecuzione di alcune verifiche di sicurezza.

Nel seguito si evidenziano i principali aspetti interessati da queste modifiche, e come queste incidano su quanto già dimensionato e verificato.

A seguito delle modifiche alla geometria dell'asse viario, è inoltre stata stralciata la tipologia di ponticello "tipo 2", avente luce netta interna di 2.50m, che non verrà quindi considerata nel seguito.

In particolare si assume per gli elementi strutturali in esame:

Vita nominale 50 anni  
Classe d'uso IV

Nel seguito sono evidenziati in **rosso** le grandezze modificate rispetto quanto previsto nella relazione di calcolo.

### 1.1. DURABILITÀ

Al fine di garantire i requisiti di durabilità i materiali previsti dovranno avere le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo delle strutture di fondazione	C25/30	XC2
Calcestruzzo delle elevazioni	<b>C28/35</b>	<b>XC3</b>
Calcestruzzo per cordoli lato strada	<b>C32/40</b>	<b>XF4</b>
Acciaio da c.a.	<b>B 450 C</b>	



### 1.2.2. Carico da frenamento

L'azione di frenamento è pari a:

per ponticelli da 3.50m       $Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 240) + 0.1 \cdot 7.2 \cdot 5 \cdot 4.10 = 303 \text{ kN}$   
per ponticelli da 8.00m       $Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot 240) + 0.1 \cdot 7.2 \cdot 5 \cdot 8.60 = 319 \text{ kN}$

### 1.2.3. Spinta delle terre

La spinta delle terre contro i piedritti dei manufatti va calcolata in condizioni "a riposo".

### 1.2.4. Azione d'urto

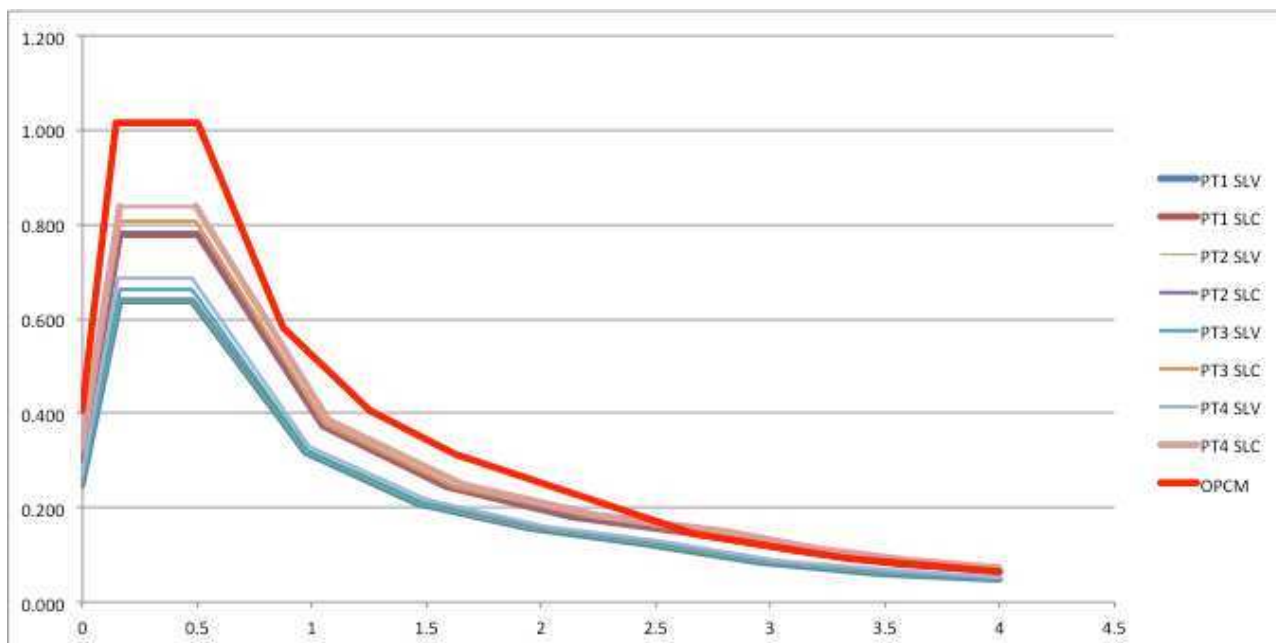
Si considera l'azione d'urto contro le barriere di sicurezza che potrebbero essere posizionate in sommità dei cordoli laterali dell'impalcato. La forza (orizzontale) ha intensità di 100 kN, è applicata ad 1.00m dal piano stradale, ad un interasse pari a quello dei montanti (=1.50m nel caso in esame).

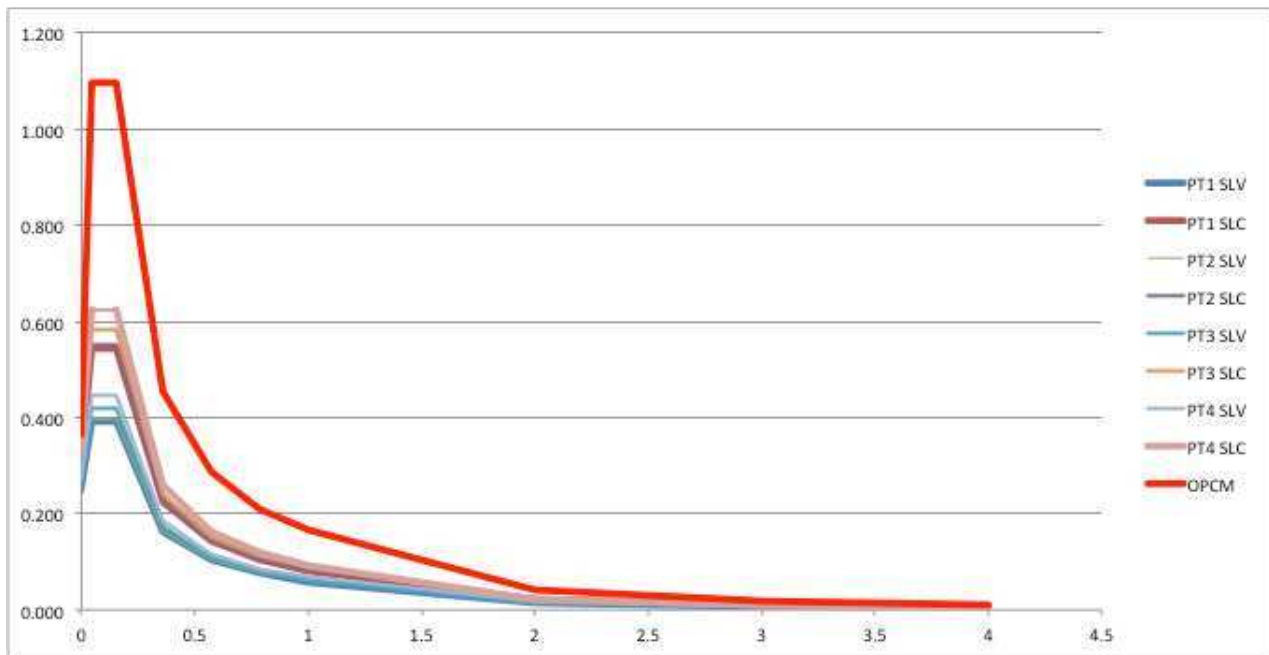
### 1.2.5. Azione sismica

L'azione sismica assunta nella relazione di calcolo è sensibilmente cambiata nel passaggio normativo dalla OPCM 3274/03 alle NTC08.

Assumendo per l'opera in esame una vita nominale di 50 anni, ed una classe d'uso IV, si possono determinare gli spettri di progetto elastico (per  $q=1$ ) relativi a 4 zone poste lungo lo sviluppo della tratta in esame, da Basagliapenta (punto 1) a Udine sud (punto 4), e confrontarli con quello utilizzato per il calcolo del ponte e dei suoi elementi strutturali.

I grafici riportano gli spettri di progetto elastico orizzontale (il primo) e verticale (il secondo) nei punti di controllo, come definiti dalla OPCM 3274/03.





Nel caso in esame, di struttura interrata, si ha una riduzione della pseudoaccelerazione “ $a_{max}$ ” di progetto, che passa da 0.406g a 0.270g (punto 4).

L’azione sismica è valutata assegnando a  $\beta_m$  il valore 1.00, e calcolando l’incremento di spinta del terreno col metodo di Wood.

## 2. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEL PONTICELLO DA 3.59M

Si riporta nel seguito l’aggiornamento dell’analisi delle sezioni dello scatolare, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

L’analisi è condotta col programma di calcolo SCAT 10.03d, della Aztec Informatica, programma dedicato all’analisi di strutture scatolari interrate; si riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

### 2.1. SEZIONE CENTRALE

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	3.50m
altezza netta	1.50m
spessore soletta di fondazione	0.30m
spessore piedritti	0.30m
spessore traverso superiore	0.30m
altezza ricoprimento traverso	0.00m

L’effetto delle impronte di carico tandem sull’impalcato è applicato considerando un angolo di diffusione di 45° nella soletta.

$$\text{diffusione locale} \quad p = 120 \text{ kN} / (0.4+2*0.15)^2 = 245 \text{ kN/mq} \quad \text{per LL} = 0.70\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{diffusione trasversale} \quad Lt1 &= 2.00+0.40+2*(3.5-0.4)/2 = 5.50\text{m} \\ Lt2 &= 5.60\text{m} \\ Lt &= \min(Lt1,Lt2) = 5.50\text{m} \end{aligned}$$

$$\rightarrow P = p / Lt = 45 \text{ kN/m} / \text{m} \quad \text{carico per metro lineare di scatolare}$$

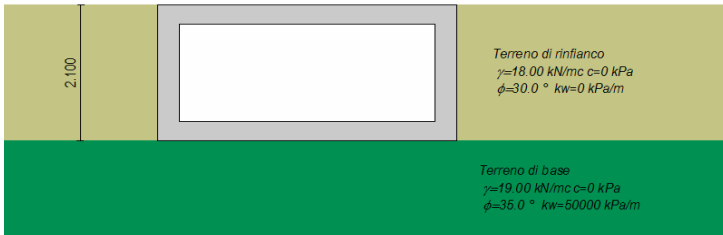


Figura 1: sezione tipo di calcolo

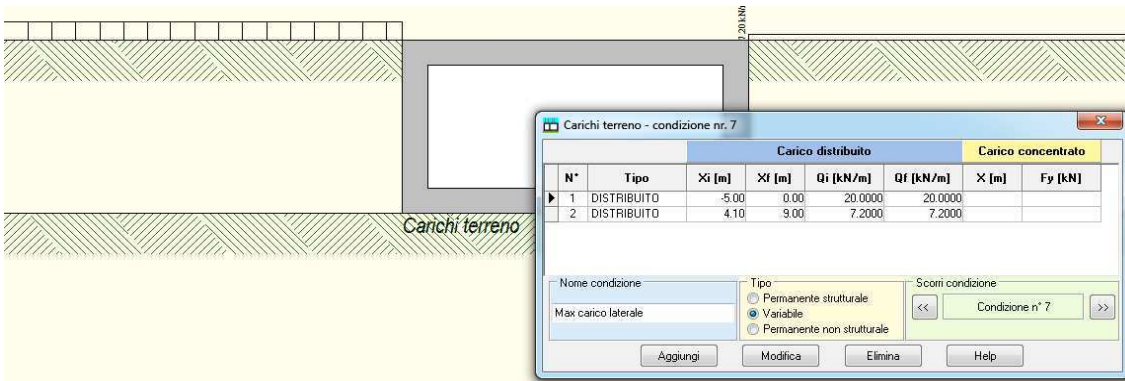


Figura 2: carico accidentale applicato a lato dello scatolare (max carico flessionale sui piedritti)

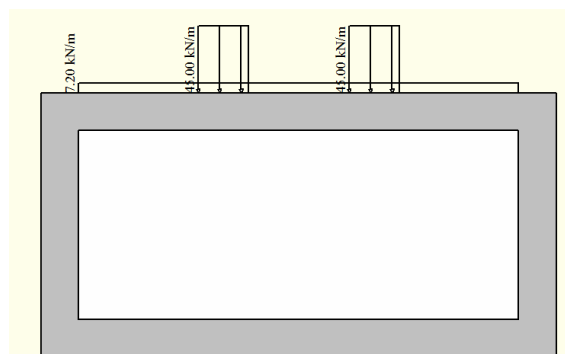


Figura 3: carico accidentale in mezzeria del traverso (max carico flessionale sul traverso)

L'analisi è condotta secondo l'Approccio 2, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 5.1.V delle NTC08.

### 2.1.1. Risultati delle analisi

Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.

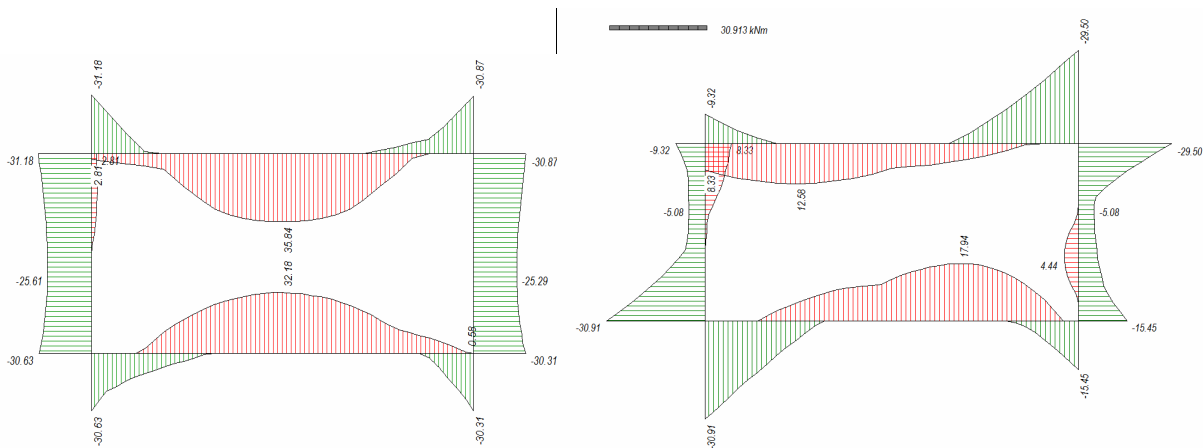


Figura 4: diagramma del momento flettente allo SLU nelle combinazioni sismiche e statiche (sx) e nelle combinazioni a SL di frenamento (dx) della sezione in esame [kNm/m]

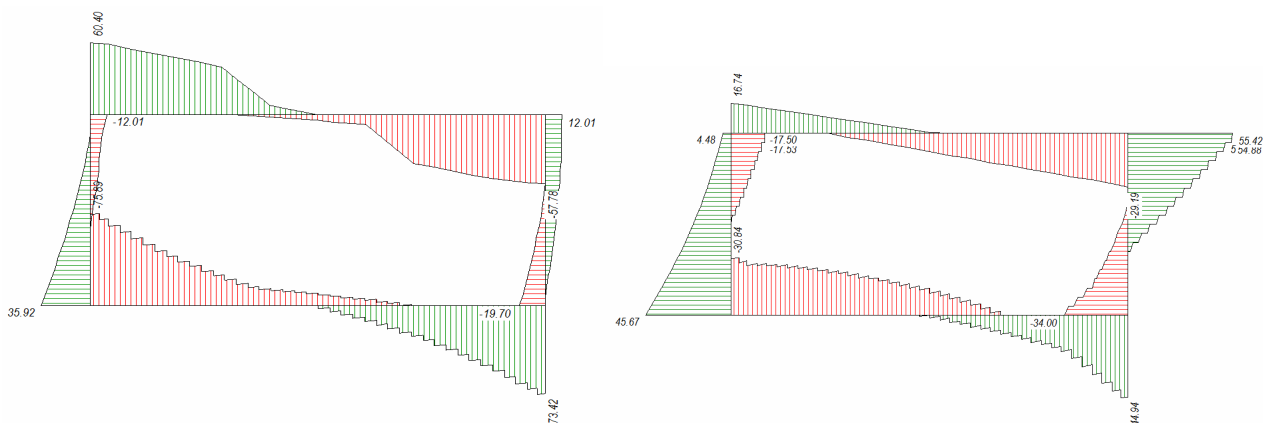


Figura 6: diagramma del taglio allo SLU nelle combinazioni sismiche e statiche (sx) e nelle combinazioni a SL di frenamento (dx) della sezione in esame [kN/m]

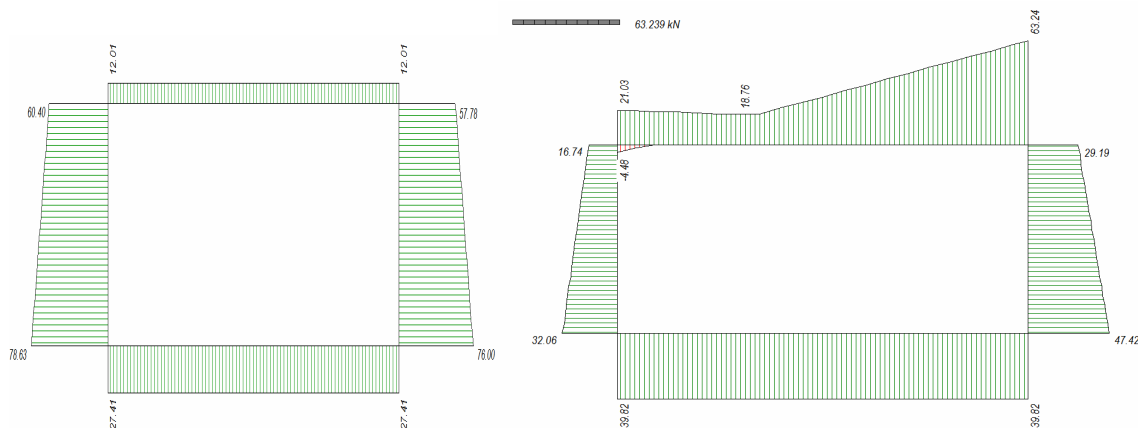


Figura 7: diagramma dello sforzo normale allo SLU nelle combinazioni sismiche e statiche (sx) e nelle combinazioni a SL di frenamento (dx) della sezione in esame [kN/m]

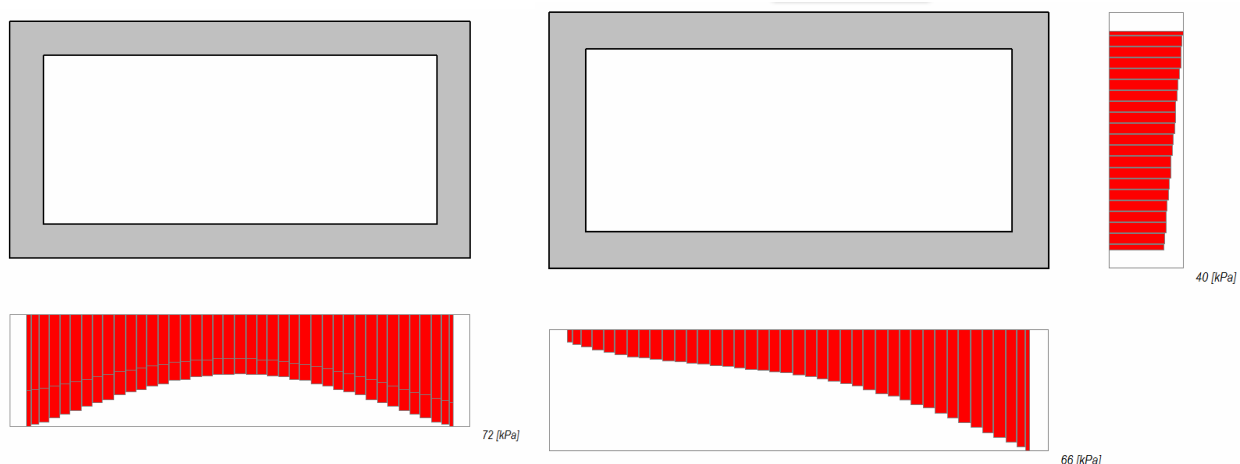


Figura 8: diagramma delle pressioni sul suolo allo SLU nelle combinazioni sismiche e statiche (sx) e nelle combinazioni a SL di frenamento (dx) della sezione in esame [kPa/m]

### 2.1.2. Sezioni di verifica

Si riepilogano per maggiore chiarezza le caratteristiche dimensionali e di armatura delle sezioni di verifica, già considerate nella relazione di calcolo.

#### Elemento: soletta di fondazione

S1	sezione di incastro	dim. 1.00x0.30m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 14/40$	Ainf = $\Phi 20/20$
S2	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.30m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 14/40$	Ainf = $\Phi 16/20$

#### Elemento: piedritto

S3	sezione di incastro	dim. 1.00x0.30m As,est = $\Phi 16/20 + \Phi 8/20$	As,int = $\Phi 8/20$
S4	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.30m As,est = $\Phi 16/20 + \Phi 8/20$	As,int = $\Phi 8/20$

#### Elemento: traverso superiore

S5	sezione di incastro	dim. 1.00x0.30m Asup = $\Phi 16/20 + \Phi 14/40$	Ainf = $\Phi 16/20$
S6	sezione di mezzeria	dim. 1.00x0.30m Asup = $\Phi 16/20$	Ainf = $\Phi 16/20 + \Phi 14/20$



### 2.1.3. Verifiche strutturali delle sezioni

Verifiche strutturali delle sezioni dello scatolare - L=3.50m									
Elemento:		Soletta di fondazione							
Combinazione di carico	Sezione	N <sub>SD</sub> kN/m	M <sub>SD</sub> kNm/m	V <sub>SD</sub> kN/m	σ <sub>cls</sub> MPa	σ <sub>acc</sub> MPa	M <sub>RD</sub> kNm/m	V <sub>Rd</sub> kN/m	V <sub>Rsd</sub> kN/m
SLE - Q. Permanente	S1	-14	-13		-1.62	54			
	S2	-14	11		-1.23	33			
SLE - Frequente	S1	-31	-26		-2.25	63			
	S2	-14	-21		-2.33	67			
SLE - Rara	S1	-36	-30		-2.60	72			
	S2	-14	-24		-2.66	77			
SLU	S1	-60	-40	76			94	122	
	S2	-14	32				-122	122	
Elemento:		Piedritto							
Combinazione di carico	Sezione	N <sub>SD</sub> kN/m	M <sub>SD</sub> kNm/m	V <sub>SD</sub> kN/m	σ <sub>cls</sub> MPa	σ <sub>acc</sub> MPa	M <sub>RD</sub> kNm/m	V <sub>Rd</sub> kN/m	V <sub>Rsd</sub> kN/m
SLE - Q. Permanente	S3	-28	-13		-1.38	34.09			
	S4	-21	-6		-0.72	14			
SLE - Frequente	S3	-18	-26		-2.70	82			
	S4	-21	-16		-1.91	51			
SLE - Rara	S3	-28	-34		-3.54	106			
	S4	-21	-18		-2.15	59			
SLU	S3	-55	-46	92			-112	123	
	S4	-21	26				-112	123	
Elemento:		Soletta superiore							
Combinazione di carico	Sezione	N <sub>SD</sub> kN/m	M <sub>SD</sub> kNm/m	V <sub>SD</sub> kN/m	σ <sub>cls</sub> MPa	σ <sub>acc</sub> MPa	M <sub>RD</sub> kNm/m	V <sub>Rd</sub> kN/m	V <sub>Rsd</sub> kN/m
SLE - Q. Permanente	S5	-2	-7		-0.78	24			
	S6	-2	8		-0.81	22			
SLE - Frequente	S5	-59	-27		-2.56	64			
	S6	-2	22		-2.22	60			
SLE - Rara	S5	-78	-34		-3.23	79			
	S6	-2	27		-2.73	73			
SLU	S5	-105	-46	61			-121	120	
	S6	-2	36				149	120	

Le verifiche tensionali allo SLE (c.c. rara e quasi permanente) sono soddisfatte, in quanto la tensione è inferiore al limite ammesso:

- c.c. rara       $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$       per le sezioni S1 ed S2  
                   $\sigma_{cls} < 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa}$       per le sezioni S3/S4/S5/S6  
                   $\sigma_{acc} < 0.8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- c.c. q. perm.       $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 11.2 \text{ MPa}$       per le sezioni S1 ed S2  
                   $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$       per le sezioni S3/S4/S5/S6

Le verifiche a fessurazione, condotte col metodo tabellare per ambiente "aggressivo" e armature "poco sensibili", sono soddisfatte, in quanto le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite ammesso.

- c.c. frequente       $\sigma_{acc} < \min [240, 240] = 240 \text{ MPa}$       per  $\Phi=16\text{mm}$  e  $s=200\text{mm}$   
 c.c. q.perm       $\sigma_{acc} < \min [200, 160] = 160 \text{ MPa}$       per  $\Phi=16\text{mm}$  e  $s=200\text{mm}$

#### 2.1.4. Verifiche strutturali in caso d'urto

È interessato da tale azione il cordolo posto a lato della soletta superiore; l'altezza di tale elemento è di 0.20m, e lo spessore è di 0.30m.

Ipotizzando una diffusione dell'azione d'urto di 45° nel cordolo, e un interasse dei montanti di 1.50m, si ha:

$$L_{\text{diff}} = \min [2 \cdot H + 0.20; 1.50] = 0.60\text{m}$$

$$M_{\text{SD,max}} = 100 \cdot 1.0 = 100 \text{ kNm}$$

$$V_{\text{SD,max}} = 100 \text{ kN}$$

La sezione di incastro è armata con barre  $\Phi 16/10$  sul lato esterno ed interno; la resistenza è pari a:

$$M_{\text{Rd}} \approx 0.9 \cdot 240 \cdot (200 \cdot 6) \cdot 450 / 10^6 = 116 \text{ kNm} > M_{\text{SD,max}}$$

$$V_{\text{Rd}} = (600 \cdot 240) \cdot 1.029 / 1000 = 148 \text{ kN} > V_{\text{SD,max}}$$

#### 2.1.5. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è banalmente verificata per la semplice geometria dell'opera, che è completamente interrata.

Allo stesso modo la verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante	$F_{\text{SD}} = 79 \text{ kN/m}$	
azione resistente per attrito	$F_{\text{RD}} = 113 \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) = 49 \text{ kN/m}$	
resistenza passiva del terreno	$F_{\text{RD}} = 0.5 \cdot 18 \cdot 2.1^2 \cdot 6.1 \cdot 1.00\text{m} = 242 \text{ kN/m}$	(con $\delta = 2/3 \cdot \varphi = 20^\circ$ )

$$\text{resistenza richiesta} = 1.1 \cdot 79 - 49 = 37.9 \text{ kN/m}$$

La percentuale di resistenza passiva utilizzata è quindi pari al 16%, valore questo che non richiede significativi spostamenti permanenti per il suo sviluppo.

Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m <sup>3</sup>	m		
$\varphi'$	$c'$	cu	angolo attrito	coesione	$\gamma$	B		
35	0	0	1	1	19	4.1		
0.610865								
tg $\varphi_d$	0.70020754		$\varphi_d=$	35.00 °			$c'_d$	0 kPa
							$c_{ud}$	0 kPa
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat.	coeff. mat.	KN/m <sup>3</sup>	m	m	
$\varphi'$	$c'$	cu	angolo attrito	coesione	$\gamma$	D	L	
30	0	0	1	1	18	1.5	5	
0.523599								
tg $\varphi_d$	0.57735027		$\varphi_d=$	30.00 °			$c'_d$	0 kPa
							$c_{ud}$	0 kPa
Carico verticale (V)		72 kN						
Carico orizzontale (H <sub>B</sub> )		41 kN		(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H <sub>L</sub> )		0 kN		(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		41 kN						
Eccentricità "e <sub>B</sub> "		0.68 m						
Eccentricità "e <sub>L</sub> "		0.00 m						
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	2.733 m		m <sub>B</sub> =	1.6466				
L' =	5.000 m		m <sub>L</sub> =	1.3534				
A' =	13.667 mq							
$\theta =$	90 °							
			→	m =	1.647			
a <sub>lat</sub> =	6.13	(=e <sup>T tg <math>\varphi_d</math></sup> )						
a <sub>fond</sub> =	9.02	(=e <sup>T tg <math>\varphi_d</math></sup> )						
			$s_q$	$d_q$	$i_q$	$b_q$	$g_q$	$z_q$
N <sub>q, lat</sub> =	18.40		1.383	1.218	0.250	1.000	1.000	0.61
N <sub>q, fond</sub> =	33.30				0.250			
			$s_c / s'_c$	$d_c / d'_c$	$i_c / i'_c$	$b_c / b'_c$	$g_c / g'_c$	$z_c$
N <sub>c, lat</sub> =	30.14		1.395	1.146	0.222	1.000	1.000	0.91
N <sub>c, fond</sub> =	46.12		0.109	0.146	1.000	0.000	0.000	
			$s_\gamma$	$d_\gamma$	$i_\gamma$	$b_\gamma$	$g_\gamma$	$z_\gamma$
N <sub>γ, lat</sub> =	15.07		0.781	1.000	0.108	1.000	1.000	0.61
N <sub>γ, fond</sub> =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	45	contributo terreno di fondazione						
	128	contributo terreno laterale						
						$\gamma_R =$	2.30	
q <sub>ult</sub> =	174	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q <sub>ud</sub> =	76	kPa
Q <sub>ult</sub> =	2376	kN	Capacità portante di progetto			Q <sub>ud</sub> =	1033	kN

La capacità portante è superiore alla massima pressione al suolo (=42 kPa nella c.c. considerata)



### 3. CALCOLO SOMMARIO E VERIFICA DEL PONTICELLO DA 8.0M

Si riporta nel seguito l'aggiornamento dell'analisi delle sezioni dei muri di sostegno posti a ridosso del nastro stradale, applicando il nuovo set di carichi, e le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

L'analisi è condotta col programma di calcolo SAP2000, programma agli elementi finiti; si riporteranno nel seguito i principali dati di input ed output in formato grafico.

La sezione di calcolo presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

larghezza netta	8.50m
altezza totale	3.30m
spessore piedritti	0.50m
spessore traverso superiore	0.50m

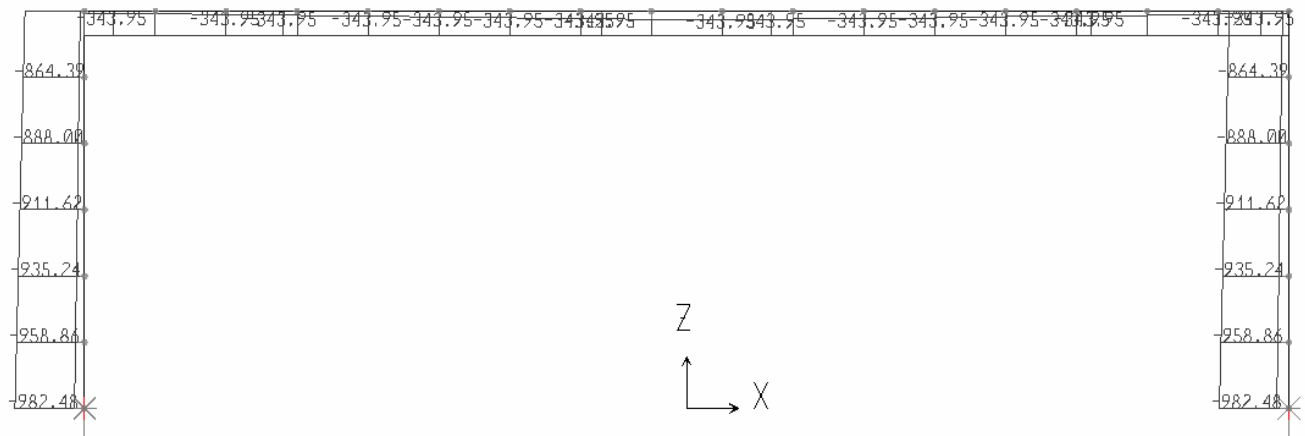
Le impronte di carico tandem sono applicate in maniera puntuale trascurandone la diffusione nella soletta.

$Q_{ik} = 240 \text{ kN}$  per asse  
 $q_{ik} = 7.20 \text{ kN/mq}$  su tutta la larghezza ( $w < 5.40\text{m}$  e quindi una sola corsia convenzionale)

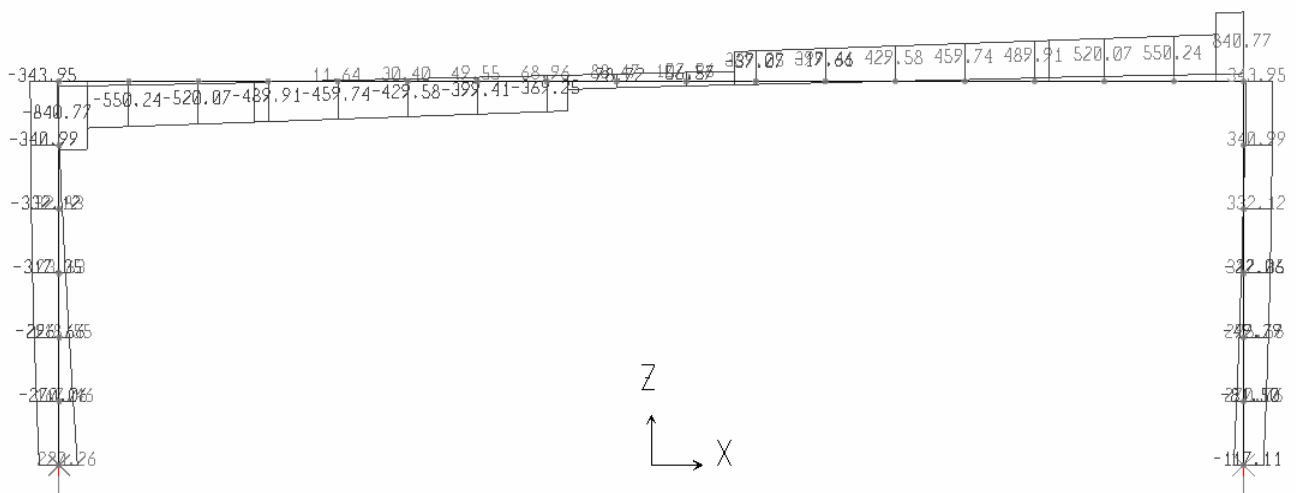
L'analisi è condotta secondo l'Approccio 2, applicando i coefficienti parziali sulle azioni definiti nella tabella 5.1.V delle NTC08.

#### 3.1.1. Risultati delle analisi

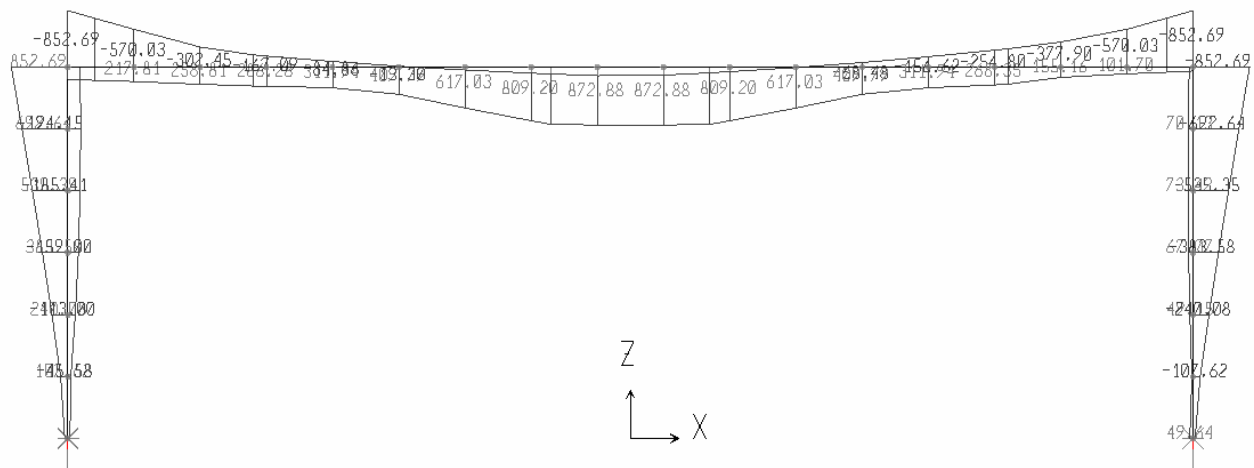
Si riportano i principali risultati delle analisi svolte.



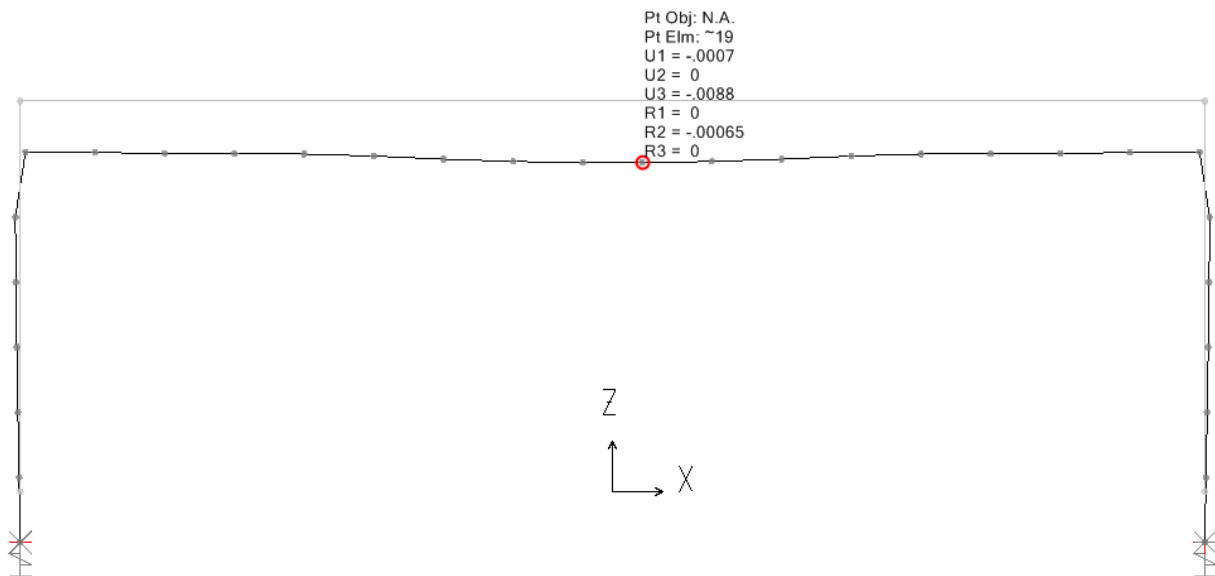
Involuppo sollecitazione Nsd (combinazioni statiche e sismiche)



Involuppo sollecitazione Vsd (combinazioni statiche e sismiche)



Inviluppo sollecitazione Msd (combinazioni statiche e sismiche)



Deformata della struttura nella condizione a stato limite d'esercizio combinazione rara

### 3.1.2. Verifica delle sezioni strutturali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate nelle varie combinazioni di carico.

#### **Sezione al piede della parete (S1)**

B= 5.60m      H=0.50m      As,est=28Φ16      As,int=28Φ16

#### Verifiche in esercizio

M<sub>SD</sub>= **23** (140) kNm

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

M<sub>SD</sub>= **62** (160) kNm      M<sub>RD</sub>= 900 kNm  
M<sub>SD</sub>= **-56** (-320) kNm      M<sub>RD</sub>= -900 kNm  
V<sub>SD</sub>= **442** (710) kN < V<sub>RD1</sub>= 910 kN

#### Verifiche in condizioni sismiche

M<sub>SD</sub>= **93** (280) kNm      M<sub>RD</sub>= 900 kNm  
V<sub>SD</sub>= **411** (305) kN < V<sub>RD1</sub>= 910 kN

### Sezione superiore della parete (S2)

B= 5.60m H=0.50m As,est=28Φ26 As,int=28Φ16

#### Verifiche in esercizio

M<sub>SD</sub>= **1182** (1382) kNm/m (rara)

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

M<sub>SD</sub>= **-1592** (-1900) kNm M<sub>RD</sub>= -2300 kNm

V<sub>SD</sub>= **642** (1020) kN < V<sub>RD1</sub>= 1070 kN

#### Verifiche in condizioni sismiche

M<sub>SD</sub>= **-1243** (-750) kNm M<sub>RD</sub>= -2300 kNm

V<sub>SD</sub>= **523** (120) kN < V<sub>RD1</sub>= 1070 kN

### Sezione di incastro soletta superiore (S3)

B= 5.60m H=0.50m As,sup=28Φ16+14Φ26 As,inf=28Φ26  
barre piegate a 45° Φ10/40 passo s=250mm

#### Verifiche in esercizio

M<sub>SD</sub>= **-1181** (-1325) kNm (rara)

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

M<sub>SD</sub>= **-1592** (-1820) kNm M<sub>RD</sub>= -2050 kNm

V<sub>SD</sub>= **1568** (1600) kN < V<sub>Rd2</sub>=1708 kN

#### Verifiche in condizioni sismiche

M<sub>SD</sub>= **-989** (-767) kNm M<sub>RD</sub>= -2050 kNm

V<sub>SD</sub>= **650** (422) kN < V<sub>Rd2</sub>=1708 kN

### Sezione di mezzeria soletta superiore (S4)

B= 5.60m H=0.50m As,inf=28Φ26 As,sup=28Φ16

#### Verifiche in esercizio

M<sub>SD</sub>= **1204** (1320) kNm

#### Verifiche allo Stato Limite Ultimo

M<sub>SD</sub>= **1628** (1810) kNm M<sub>RD</sub>= 2300 kNm

V<sub>SD</sub>= **691** (200) kN < V<sub>RD1</sub>= 1185 kN/m

#### Verifiche in condizioni sismiche

M<sub>SD</sub>= **549** (316) kNm

V<sub>SD</sub>= **224** (90) kN < V<sub>RD1</sub>= 1185 kN/m

La verifica a fessurazione conduce ai seguenti risultati:

#### Sezione S1:

c.c. frequente M<sub>SD</sub>= **-18** (-63) kNm

c.c. quasi permanente M<sub>SD</sub>= **-7** (-44) kNm

#### Sezione S2:

c.c. frequente M<sub>SD</sub>= **974** (792) kNm σ<sub>cls</sub>= -5.23 N/mm<sup>2</sup> σ<sub>s</sub>= 163 N/mm<sup>2</sup>

c.c. quasi permanente M<sub>SD</sub>= **520** (540) kNm

#### Sezione S3:

c.c. frequente M<sub>SD</sub>= **-974** (-756) kNm σ<sub>cls</sub>= -5.23 N/mm<sup>2</sup> σ<sub>s</sub>= 163 N/mm<sup>2</sup>

c.c. quasi permanente M<sub>SD</sub>= **-521** (-508) kNm σ<sub>cls</sub>= -2.80 N/mm<sup>2</sup> σ<sub>s</sub>= 87 N/mm<sup>2</sup>

Sezione S4:

c.c. frequente

$$M_{SD} = 971 \text{ (703) kNm}$$

$$\sigma_{cls} = -5.21 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 163 \text{ N/mm}^2$$

c.c. quasi permanente

$$M_{SD} = 461 \text{ (434) kNm}$$

$$\sigma_{cls} = -2.48 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 77 \text{ N/mm}^2$$

### 3.1.3. Verifiche strutturali in caso d'urto

È interessato da tale azione il cordolo posto a lato della soletta superiore; l'altezza di tale elemento è di 0.20m, e lo spessore è di 0.30m.

Ipotizzando una diffusione dell'azione d'urto di 45° nel cordolo, e un interasse dei montanti di 1.50m, si ha:

$$L_{diff} = \min [2 \cdot H + 0.20; 1.50] = 0.60 \text{ m}$$

$$M_{SD,max} = 100 \cdot 1.0 = 100 \text{ kNm}$$

$$V_{SD,max} = 100 \text{ kN}$$

La sezione di incastro è armata con barre  $\Phi 16/10$  sul lato esterno ed interno; la resistenza è pari a:

$$M_{Rd} \approx 0.9 \cdot 240 \cdot (200 \cdot 6) \cdot 450 / 1e6 = 116 \text{ kNm} > M_{SD,max}$$

$$V_{Rd} = (600 \cdot 240) \cdot 1.029 / 1000 = 148 \text{ kN} > V_{SD,max}$$

### 3.1.4. Verifiche geotecniche

La verifica a ribaltamento dell'opera è banalmente verificata per la semplice geometria dell'opera, che è completamente interrata.

Allo stesso modo la verifica a scorrimento può considerarsi soddisfatta: nel caso peggiore si ha infatti:

azione orizzontale sollecitante

$$F_{SD} = 127 \text{ kN/m}$$

azione resistente per attrito

$$F_{RD} = 176 \cdot \tan(2/3 \cdot 35^\circ) = 76 \text{ kN/m}$$

resistenza passiva

$$F_{RD} = 0.5 \cdot 18 \cdot 3.3^2 \cdot 3 \cdot 1 = 294 \text{ kN/m}$$

$$\text{resistenza richiesta} = 1.1 \cdot 127 - 76 = 64 \text{ kN/m}$$

La percentuale di resistenza passiva utilizzata è quindi pari al 22%, valore questo che non richiede significativi spostamenti permanenti per il suo sviluppo.

Calcolo della portanza del terreno con Approccio 2 (A1 + M1 + R3):

In entrambe le condizioni di carico considerate la risultante delle azioni è interna al nocciolo centrale d'inerzia della fondazione.

Le tensioni risultanti sono le seguenti:

- Condizioni statiche (SLU)  $\sigma_{t,max} = 164 \text{ kPa} < 459 \text{ kPa} = q_{ud}$
- Condizioni dinamiche (SLV)  $\sigma_{t,max} = 88 \text{ kPa} < 140 \text{ kPa} = q_{ud}$



Terreno di fondazione								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. mat	coeff. mat	KN/m <sup>3</sup>	m		
$\varphi'$	$c'$	cu	angolo at	coesione	$\gamma$	B	larghezza	
35	0	0	1	1	19	2		
0.61087								
tg $\varphi_d$	0.7002075		$\varphi_{d=}$	35.00 °	$c'_d$	0	kPa	
					$c_{ud}$	0	kPa	
Terreno laterale								
ang. attrito	coesione	coes. non dr	coeff. ma	coeff. mat	KN/m <sup>3</sup>	m	m	
$\varphi'$	$c'$	cu	angolo at	coesione	$\gamma$	D	L	
30	0	0	1	1	18	3.3	5.6	
0.5236								
tg $\varphi_d$	0.5773503		$\varphi_{d=}$	30.00 °	$c'_d$	0	kPa	
					$c_{ud}$	0	kPa	
Carico verticale (V)		1834	kN					
Carico orizzontale (H <sub>B</sub> )		443	kN	(agente in direzione parallela a "B")				
Carico orizzontale (H <sub>L</sub> )		0	kN	(agente in direzione parallela ad "L")				
Risultante orizzontale		443	kN					
Eccentricità "e <sub>B</sub> "		0.02	m					
Eccentricità "e <sub>L</sub> "		0.00	m					
Calcolo dei coefficienti di portanza e della portanza mediante Hansen								
B' =	1.966	m	m <sub>B</sub> =	1.7402				
L' =	5.600	m	m <sub>L</sub> =	1.2598				
A' =	11.007	mq						
$\theta =$	90	°	$\theta =$	1.740				
a <sub>lat</sub> =	6.13	(=e <sup>π tg φ<sub>d</sub>)</sup>						
a <sub>fond</sub> =	9.02	(=e <sup>π tg φ<sub>d</sub>)</sup>						
			s <sub>q</sub>	d <sub>q</sub>	i <sub>q</sub>	b <sub>q</sub>	g <sub>q</sub>	
N <sub>q, lat</sub> =	18.40		1.25	0.95	0.62	1.00	1.00	
N <sub>q, fond</sub> =	33.30				0.62			
			s <sub>c</sub> / s' <sub>c</sub>	d <sub>c</sub> / d' <sub>c</sub>	i <sub>c</sub> / i' <sub>c</sub>	b <sub>c</sub> / b' <sub>c</sub>	g <sub>c</sub> / g' <sub>c</sub>	
N <sub>c, lat</sub> =	30.14		1.25	0.97	0.60	1.00	1.00	
N <sub>c, fond</sub> =	46.12		0.07	-0.03	1.00	0.00	0.00	
			s <sub>y</sub>	d <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	b <sub>y</sub>	g <sub>y</sub>	
N <sub>y, lat</sub> =	15.07		0.86	1.00	0.47	1.00	1.00	
N <sub>y, fond</sub> =	33.92							
In condizioni drenate:								
L	0	contributo coesivo						
	255	contributo terreno di fondazione						
	801	contributo terreno laterale						
					γ <sub>R</sub> =	2.30		
q <sub>ult</sub> =	1056	kPa	Capacità portante unitaria di progetto			q <sub>ud</sub> =	459	kPa
Q <sub>ult</sub> =	11627	kN	Capacità portante di progetto			Q <sub>ud</sub> =	5055	kN



### **3.2. CONCLUSIONI**

Considerato che le modalità di calcolo delle spinte contro le pareti non cambiano passando al nuovo quadro normativo (NTC08), che gli effetti delle impronte di carico dei mezzi mobili e dell'azione sismica sono meno gravosi rispetto quanto considerato nella relazione di calcolo, le strutture progettate sono compatibili con le richieste di resistenza previste dalle "Nuove norme tecniche sulle costruzioni", di cui al d.m. 14.01.2008.