



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA  
 DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL  
 TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

# SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

### CONCESSIONARIO



**SPV srl**  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino



SIS Scpa  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino

Consorzio Stabile fra le Imprese:



Sacyr Construcción S.A.U.L. INC S.p.A.



SIPAL S.p.A.



INFRAESTRUCTURAS S.A.  
 Paseo de la Castellana, 83-85  
 28046 Madrid

### PROGETTISTA



Your global engineering partner

**SIPAL S.p.A.**  
 Via Inverio, 24/A  
 10146 Torino



### RESPONSABILE PROGETTAZIONE



ORDINE DEGLI INGEGNERI  
 DELLA PROVINCIA DI CUNEO  
 1211 Dott. Ing. Claudio Dogliani

### RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



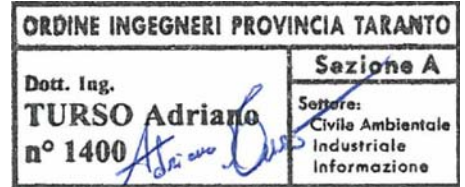
### SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



### COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



### GEOLOGO



N. Progr. \_\_\_\_\_  
 Cartella N. \_\_\_\_\_

**PROGETTO DEFINITIVO**  
 (C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"  
 dal Km. 74+075 al Km 75+625

**TITOLO ELABORATO:** **PROGETTO DELL'INFRASTRUTTURA**  
**OPERE D'ARTE MINORI: OPERE DI ATTRAVERSAMENTO (Strutture)**  
**CAVALCAVIA SVINCOLO MONTEBELLUNA EST**  
 Relazione di calcolo spalle

P V D S R A P C A 3 C 0 0 2 - 0 0 1 0 0 0 3 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SICS	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

### IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

### IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

### VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : \_\_\_\_\_

DEL: \_\_\_\_\_



**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA  
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA  
MOBILITA' NEL TERRITORIO DELLE PROVINCE DI  
TREVISO E VICENZA**

**SUPERSTRADA A PEDAGGIO  
PEDEMONTANA VENETA**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**OPERE D'ARTE MINORI  
OPERE DI ATTRAVERSAMENTO  
CAVALCAVIA SVINCOLO MONTEBELLUNA EST  
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE**

## INDICE

<b><u>INDICE</u></b> .....	<b>2</b>
<b><u>1. DESCRIZIONE DELLE OPERE</u></b> .....	<b>4</b>
1.1. LE OPERE PROGETTATE.....	4
1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA.....	4
1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	5
1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI.....	5
1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	10
<b><u>2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI</u></b> .....	<b>11</b>
2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI.....	11
2.2. DATI SISMICI.....	12
2.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
<b><u>3. MODELLO DI CALCOLO - SPALLA</u></b> .....	<b>16</b>
3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA.....	16
3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA.....	16
3.3. SPINTA DEL TERRENO.....	17
3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	19
3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA.....	22
3.6. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA.....	23
3.7. SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	27
3.8. UNITÀ MISURA.....	28
3.9. TERRENO.....	28
3.10. GEOMETRIA IMPALCATO.....	28
3.11. GEOMETRIA SPALLA.....	28
3.12. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA.....	30
3.13. AZIONI SISMICHE IMPALCATO.....	30
3.14. COEFFICIENTI SISMICI.....	31
3.15. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA.....	31
3.16. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE.....	31
3.17. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO.....	32
3.18. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO.....	32

<b>3.19. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO .....</b>	<b>33</b>
<b>3.20. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO .....</b>	<b>34</b>
<b>3.21. AZIONI SISMA PESO PROPRIO .....</b>	<b>34</b>
<b>3.22. AZIONI SISMA MODALE TERRENO .....</b>	<b>35</b>
<b>3.23. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PALIFICATA .....</b>	<b>36</b>
<b>3.24. SOLLECITAZIONI SLU SUI PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>38</b>
<b>3.25. VERIFICA SLU PALO .....</b>	<b>40</b>
<b>3.26. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE .....</b>	<b>41</b>
<b>3.27. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE .....</b>	<b>42</b>
<b>3.28. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PALIFICATA .....</b>	<b>43</b>
<b>3.29. SOLLECITAZIONI SLE TENSIONALI SUI PALI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>43</b>
<b>3.30. VERIFICA SLE TENSIONALE PALO .....</b>	<b>44</b>
<b>3.31. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE .....</b>	<b>45</b>
<b>3.32. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE .....</b>	<b>46</b>
<b>3.33. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PALO .....</b>	<b>48</b>
<b>3.34. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE .....</b>	<b>48</b>
<b>3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE .....</b>	<b>49</b>
<b>3.36. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE .....</b>	<b>50</b>
<b>3.37. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA .....</b>	<b>52</b>
<b>3.38. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO FRONTALE .....</b>	<b>53</b>
<b>3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA .....</b>	<b>54</b>
<b>3.40. PRESSOFLESSIONE .....</b>	<b>54</b>
<b>3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE .....</b>	<b>54</b>
<b>3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA .....</b>	<b>55</b>
<b><u>4. VERIFICA ORECCHIO .....</u></b>	<b><u>56</u></b>
<b><u>5. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI .....</u></b>	<b><u>59</u></b>
<b><u>6. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI .....</u></b>	<b><u>61</u></b>
<b>6.1. ISOLATORI .....</b>	<b>61</b>
<b>6.2. GIUNTI DI DILATAZIONE .....</b>	<b>62</b>
<b><u>7. VERIFICA DI PORTANZA PALO .....</u></b>	<b><u>63</u></b>
<b>7.1. CALCOLO EFFICIENZA PALIFICATA .....</b>	<b>64</b>

## 1. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo delle spalle del Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est, descritto in questo documento, è stato affrontato sulla base dei metodi di calcolo indicati dalla normativa vigente in materia e più dettagliatamente riportate nei paragrafi successivi.

Nella relazione si descrivono i problemi di carattere strutturale che sono stati affrontati nel corso della progettazione e per essi vengono esposte le modalità di soluzione e le procedure di calcolo adottate per la determinazione delle dimensioni delle strutture principali.

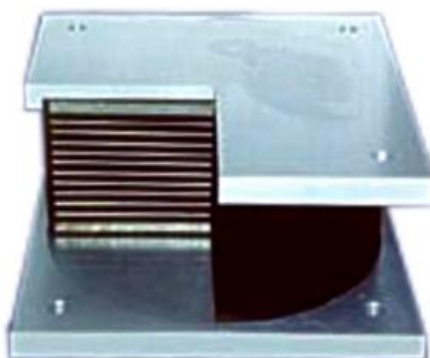
La relazione si completa mediante una serie di elaborati che consistono in tabelle schematiche riportanti le caratteristiche della sollecitazione utilizzate alla base della verifica degli elementi strutturali costituenti l'opera, nonché le verifiche di resistenza dei materiali, eseguite nelle sezioni più significative e maggiormente sollecitate.

### 1.1. LE OPERE PROGETTATE

L'opera sarà realizzata da una zattera di fondazione, sulla quale si innesterà il paramento verticale della spalla ed il paraghiaia;

### 1.2. STRATEGIA DI PROTEZIONE SISMICA

La protezione sismica dell'opera è garantita mediante l'isolamento totale del cavalcavia. In particolare verranno disposti isolatori elastomerici sulle spalle.



**Figura 1.1: Isolatore elastomerico**

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi. Sono caratterizzati da ridotta rigidità orizzontale (per garantire il disaccoppiamento del moto orizzontale della struttura da quella del terreno), elevata rigidità verticale (per sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti) ed opportune capacità dissipative.

Il dimensionamento dell'isolatore viene fatto in modo da mantenere lo stesso in campo elastico per terremoti di progetto derivanti dalla mappatura sismica come da D.M. 14/01/2008.

### 1.3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione degli elementi strutturali è stata condotta in conformità al quadro legislativo attualmente vigente in merito al dimensionamento delle strutture e per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. Le norme di riferimento adottate sono riportate nel seguito:

- Legge 5 Novembre 1971 n° 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- NTC2008 – Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008;
- Norma tecnica UNI ENV 1992-1-1:1993, Eurocodice 2 progettazione delle strutture di calcestruzzo;

### 1.4. DURABILITÀ E PRESCRIZIONI DEI MATERIALI

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita, ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

#### 1.4.1. Classi di esposizione ambientale

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

## Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – Relazione di calcolo spalle

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	



## Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – Relazione di calcolo spalle

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	<b>XS1</b>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	<b>XS2</b>	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	<b>XS3</b>	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	<b>XF1</b>	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	<b>XF2</b>	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	<b>XF3</b>	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	<b>XF4</b>	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	<b>XA1</b>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	<b>XA2</b>	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	<b>XA3</b>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Tabella 1.1: Classi di esposizione e requisiti minimi del calcestruzzo in funzione della classe d'esposizione

Le resistenze caratteristiche  $R_{ck}$  della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione. Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di  $280 \text{ kg/m}^3$ . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento, risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di  $R_{ck}$  e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

Facendo riferimento alla tabella precedente, la classe di esposizione attribuita ai vari elementi strutturali costituenti le opere è così riassunta:

- Plinti XC2;
- Elevazione spalle, muri, paraghiaia XF3.

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI - SPALLA

<b>SOTTOFONDAZIONI :</b>	Resistenza cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	250	Kg/cm <sup>2</sup>	Classe di resistenza <b>C20/25</b>
<b>FONDAZIONI :</b>	Resistenza cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	300	kg/cm <sup>2</sup>	Classe di resistenza <b>C25/30</b>
	Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	18	kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	141	kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza di calcolo a trazione	f <sub>ctd</sub>	12	kg/cm <sup>2</sup>	
	Modulo di elasticità	E <sub>c</sub>	314'472	Kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	249	Kg/cm <sup>2</sup>	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.50		
<b>STRUTTURE IN ELEVAZIONE :</b>	Resistenza cubica a compressione	R <sub>ck</sub>	350	kg/cm <sup>2</sup>	Classe di resistenza <b>C28/35</b>
	Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	20	kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	165	kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza di calcolo a trazione	f <sub>ctd</sub>	13	kg/cm <sup>2</sup>	
	Modulo di elasticità	E <sub>c</sub>	325'881	Kg/cm <sup>2</sup>	
	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f <sub>ck</sub>	291	Kg/cm <sup>2</sup>	
	Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	1.50		

### ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Tipo	B450C
<i>Caratteristiche dell'acciaio</i>	
f <sub>yk</sub> = tensione caratteristica di snervamento	450 [MPa]
<i>Resistenze di calcolo</i>	
f <sub>yd</sub> = resistenza di progetto	391 [MPa]
γ <sub>s</sub> = coefficiente parziale sicurezza dell'acciaio	1.15
E <sub>s</sub> = modulo elastico	206000 [MPa]

## 1.4.2. Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c<sub>nom</sub> è somma di due contributi, il copriferro minimo c<sub>min</sub> e la tolleranza di posizionamento h. Vale pertanto: c<sub>nom</sub> = c<sub>min</sub> + h.

I valori di copriferro minimo in funzione delle classi di esposizione del calcestruzzo sono indicati nella tabella seguente. La tolleranza di posizionamento delle armature h, nel caso di strutture gettate in opera, dovrà essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerando la classe di esposizione ambientale delle diverse sottostrutture, si dovranno adoperare dei copriferri adeguati come prescritti nella tavola delle prescrizioni dei materiali allegata al progetto. Nel caso specifico sarà considerato un valore pari a 4 cm per i plinti di elevazione e per le elevazioni delle spalle, muri e paraghiaia.

PV\_D\_SR\_AP\_CA\_3\_C\_002-001\_0\_003\_R\_A\_0

<b>Ambiente</b>	<b>Classe di esposizione</b>	<b>C<sub>min</sub> (mm)</b>
Molto secco	X0	15
Umido senza gelo	XC1 XC2	20
Debolmente aggressivo	XC3 XA1 XD1	
Umido con gelo	XF1	
Marino senza gelo	XS1 XD2	30
Moderatamente aggressivo	XA2 XC4	
Umido con gelo e sali disgelanti	XF3	
Marino con gelo	XF2	
Fortemente aggressivo	XS2 XS3XA3 XD3 XF4	40

**Tabella 1.2 – Copriferro minimo e classi di esposizione**

### 1.4.3. Caratteristiche dei costituenti il calcestruzzo

#### ***Cemento***

Si utilizzeranno unicamente i cementi previsti nella Legge 26 Maggio 1965 n° 595 che soddisfino i requisiti di accettazione elencati nella norma UNI ENV 197/1, con esclusione del cemento alluminoso e dei cementi per sbarramenti di ritenuta.

#### ***Acqua d'impasto***

L'acqua d'impasto, di provenienza nota, dovrà avere caratteristiche costanti nel tempo, conformi a quelle della norma UNI EN 1008.

#### ***Aggregati***

Gli aggregati impiegati per il confezionamento del calcestruzzo dovranno avere caratteristiche conformi a quelle previste nella parte 1<sup>a</sup> della norma UNI 8520. Le caratteristiche dovranno essere verificate in fase di qualifica delle miscele. In caso di fornitura di aggregati da parte di azienda dotata di Sistema Qualità certificato secondo norme UNI EN ISO 9000, saranno ritenuti validi i risultati delle prove effettuate dall'Azienda.

### 1.4.4. Caratteristiche delle miscele

#### ***Granulometria degli aggregati***

Per la realizzazione di calcestruzzi con classi di resistenza maggiori di C 12/15 gli aggregati dovranno appartenere ad almeno tre classi granulometriche diverse. Nella composizione della curva granulometrica nessuna frazione sarà dosata in percentuale maggiore del 55%, salvo preventiva autorizzazione del Direttore dei Lavori.

Le classi granulometriche saranno mescolate tra loro in percentuali tali da formare miscele rispondenti ai criteri di curve granulometriche di riferimento, teoriche o sperimentali, scelte in modo che l'impasto fresco e indurito abbia i prescritti requisiti di resistenza, consistenza, omogeneità, aria inglobata, permeabilità, ritiro e acqua essudata. Si dovrà adottare una curva granulometrica che, in relazione al dosaggio di cemento, garantisca la massima compattezza e la migliore lavorabilità del calcestruzzo.

**Dimensione massima nominale dell'aggregato**

La massima dimensione nominale dell'aggregato è scelta in funzione dei valori di copriferro ed interferro, delle dimensioni minime dei getti, delle modalità di getto e del tipo di mezzi d'opera utilizzati per la compattazione dei getti; come previsto nel punto 5.4. della norma UNI 9858, la dimensione massima nominale dell'aggregato non dovrà essere maggiore:

- di un quarto della dimensione minima dell'elemento strutturale;
- della distanza tra le singole barre di armatura o tra gruppi di barre d'armatura (interferro) diminuita di 5 mm;
- di 1,3 volte lo spessore del copriferro che vale 30 mm.

Dalla analisi dei dati citati si evince che la massima dimensione dell'inerte non potrà superare i 40 mm di diametro.

**Rapporto acqua/cemento**

La quantità d'acqua totale da impiegare per il confezionamento dell'impasto dovrà essere calcolata tenendo conto dell'acqua libera contenuta negli aggregati. Si dovrà fare riferimento alla norma UNI 8520 parti 13<sup>a</sup> e 16<sup>a</sup> per la condizione "satura a superficie asciutta", nella quale l'aggregato non assorbe né cede acqua all'impasto. Facendo riferimento inoltre alla classe di esposizione ambientale, il rapporto acqua cemento non potrà superare il valore  $a/c = 0,60$ .

**1.5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI**

In questo paragrafo, sono indicate le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni utilizzati per la determinazione della spinta agente sulla spalla.

**RILEVATO**

▶ Peso di volume del terreno.....	19,00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Peso di volume saturo del terreno.....	20,00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Angolo di attrito interno.....	35°	
▶ Angolo di attrito terra- muro.....	23,33°	
▶ Coesione .....	0.00	Mpa

**TERRENO FONDAZIONE – AL1**

▶ Peso di volume del terreno.....	19.00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Peso di volume saturo del terreno.....	20.00	kN/m <sup>3</sup>
▶ Angolo di attrito interno.....	38°	
▶ Angolo di attrito terra- muro.....	38°	
▶ Coesione .....	0.000	Mpa

## 2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

Il calcolo delle azioni agenti sulle spalle, è stato svolto secondo le prescrizioni impartite dalla normativa vigente in materia e già citata nella parte introduttiva della relazione. Sono stati considerati quindi i carichi permanenti determinati dal peso proprio delle strutture e dal peso degli allestimenti fissi presenti, nonché la spinta attiva esercitata dai terrapieni agenti a ridosso della spalla. I carichi accidentali presi in considerazione sono quelli derivanti dalle istruzioni tecniche in merito ai carichi mobili agenti sui ponti, le azioni del vento e le forze sismiche impresse dal terremoto di progetto.

### 2.1. CARICHI SUGLI IMPALCATI

#### 2.1.1. Peso proprio struttura (g1) e carichi permanenti (g2)

E' costituito dal peso di tutti gli elementi strutturali e degli elementi di finitura che vanno a costituire l'impalcato completo.

#### 2.1.2. Carichi mobili (q1)

Questi sono i carichi stabiliti convenzionalmente dalla normativa specifica per il calcolo dei ponti. I carichi vanno applicati su una "corsia convenzionale" avente un ingombro trasversale stabilito in 3,00m, e sulla "zona rimanente" avente un ingombro trasversale pari a  $w-(3.00 \times n_l)$ , dove "w" è la larghezza della carreggiata e "n<sub>l</sub>" è il numero di corsie convenzionali. Nel caso specifico si ha:

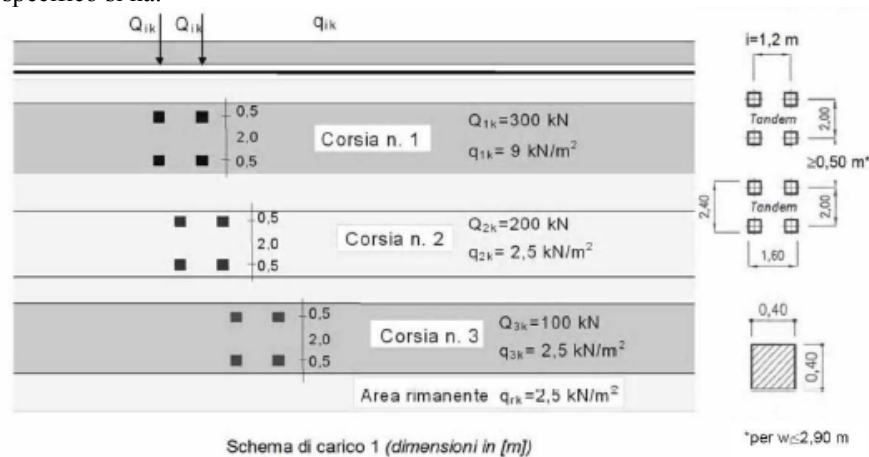


Figura 2.1: Schema di carico 1.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Tabella 2.1: Definizione dei valori dei carichi

### 2.1.3. Incremento dinamico (q2)

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

### 2.1.4. Azione longitudinale di frenamento (q3)

L'azione di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n 1 ed è uguale a:

$$18 \text{ t} \leq q_3 = 0.6 * (2Q_{1k}) + 0.10 * q_{1k} * w_1 * L \leq 90 \text{ t}$$

con  $w_1$  larghezza della corsia ed L lunghezza della zona caricata.

### 2.1.5. Azione del vento (q5)

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. La superficie dei carichi transianti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

### 2.1.6. Azione del sisma (q6)

Si rimanda al capitolo dedicato.

Dal momento che la risposta viene valutata mediante un'analisi dinamica lineare, la stessa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$E = 1 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

### 2.1.7. Resistenze passive dei vincoli (q7)

Sono dovute essenzialmente alle forze d'attrito esercitate dagli apparecchi d'appoggio in occasione dei movimenti dell'impalcato dovuti a fenomeni viscosi, di ritiro o termici, sia giornalieri che stagionali. A causa della tipologia di appoggio adottata si tratta di forze di richiamo elastiche e dipendono quindi dalle deformazioni assiali dell'impalcato. Nel presente calcolo si assumerà un valore di  $\Delta T$  equivalente complessivo dovuto a ritiro e temperatura pari a 32°.

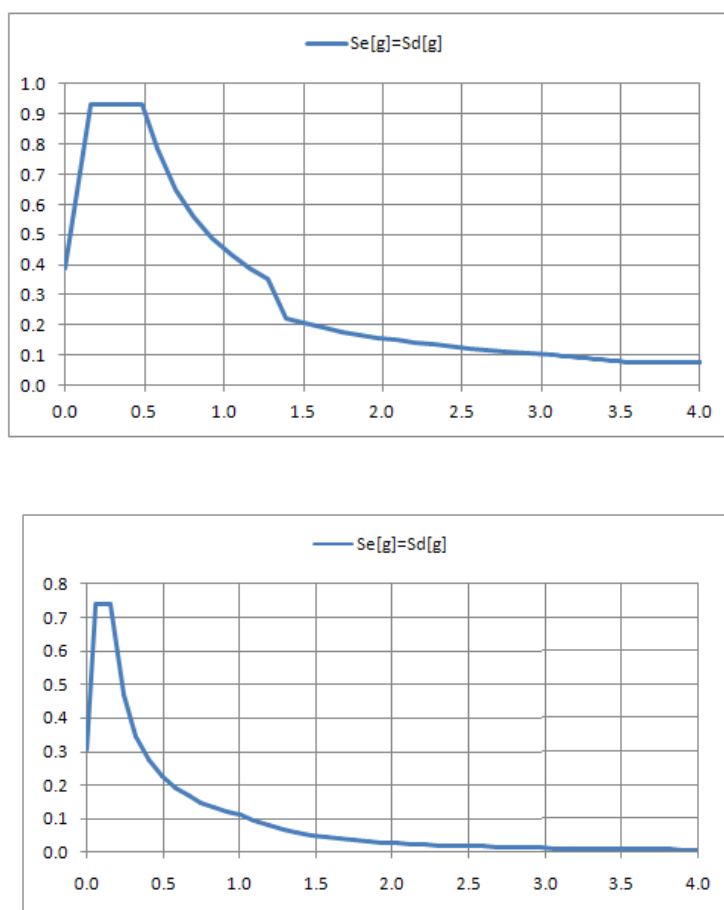
## 2.2. DATI SISMICI

Di seguito si riportano i dati sismici adoperati per l'analisi strutturale dell'opera in oggetto. Per il sito di riferimento è stato considerato il comune all'interno del quale ricade il ponte oggetto di studio.

Accelerazione al suolo $a_g$ [ $m/s^2$ ]	<b>ag/g = 0.372</b>	3.649
Massimo fattore amplificazione spettro orizz. $F_0$		2.408
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante $T_c^*$		0.359
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico $S_s$	Tipo B <input type="button" value="v"/>	<b>1.042</b>

### **PARAMETRI SPETTRO DI RISPOSTA**

Per l'analisi sismica delle sovrastrutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV). Per strutture isolate sismicamente lo spettro di progetto corrisponde allo spettro elastico ridotto per tutto il campo di periodi  $T > 0.8T_{iso}$  assumendo per il coefficiente riduttivo  $n$  il valore al corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$  del sistema di isolamento. (7.10.5.3.2)



**Figura 2.2: Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite:SLV**

## 2.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito si riportano i coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU ed i coefficienti  $\psi$  adoperati per le definizioni delle combinazioni di carico.

## COEFFICIENTI PARZIALI

## COEFFICIENTI PARZIALI PER GLI STATI LIMITE ULTIMI

CARICHI	EQU	A1	A2	SISM
Permanenti ( $\gamma_{G1}$ )	0.90	1.00	1.00	1.00
	1.10	1.35	1.00	1.00
Permanenti non strutturali ( $\gamma_{G2}$ )	0.00	0.00	0.00	1.00
	1.50	1.50	1.30	1.00
Variabili ( $\gamma_{Qi}$ )	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.50	1.30	0.00
Variabili da traffico	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.50	1.35	1.15	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI PER AZIONE  $\psi$ 

CARICHI	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Carichi mobili: tandem	0.7	0.75	0.00
	5		
Carichi mobili: UDL	0.4	0.40	0.00
	0		
Vento	0.6	0.20	0.00
	0		

## COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI

PARAMETRO		M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	1.00	1.25
Coazione efficace	$c'_k$	1.00	1.25
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	1.00	1.00



## INDIVIDUAZIONE DEI GRUPPI DI AZIONI

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

COEFFICIENTI PARZIALI PER GRUPPO DI AZIONI $\psi$			
GRUPPO	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
1: tandem	0.75	0.75	0.00
1: UDL	0.40	0.40	0.00
2	0.00	0.00	0.00

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni si fa riferimento alle NTC08, in cui è indicata la seguente espressione, da adottare ai fini delle verifiche di resistenza:

$$\gamma_E \cdot E + G_k + P_k$$

Dove:

- $\gamma_E$  coefficiente parziale pari a 1;
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- $G_k$  carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- $P_k$  valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute.

### 3. MODELLO DI CALCOLO - SPALLA

#### 3.1. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI GLOBALMENTE SULLA SPALLA

##### 3.1.1. Azioni statiche

Le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la spinta statica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi trasmessi dall'impalcato
- le reazioni del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

##### 3.1.2. Azioni sismiche

Le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio del terreno di riempimento
- la sovraspinta sismica trasmessa dal terreno esterno alla spalla attraverso l'interfaccia con il terreno di riempimento e con la platea di fondazione
- i carichi sismici trasmessi dall'impalcato
- le reazioni sismiche del terreno o dei pali, a seconda del tipo di fondazione considerata

#### 3.2. SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI AGENTI SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA

##### 3.2.1. Azioni statiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni statiche considerate agenti sono:

- il peso proprio
- la spinta attiva trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi trasmessi dall'impalcato

##### 3.2.2. Azioni sismiche

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) le azioni sismiche considerate agenti sono:

- la forza d'inerzia dovuta al peso proprio
- la sovraspinta attiva sismica trasmessa dal terreno
- gli eventuali carichi sismici trasmessi dall'impalcato

### 3.3. SPINTA DEL TERRENO

Come spinta del terreno è stata considerata la spinta attiva, in considerazione dei modesti valori di spostamento in testa muro che sono sufficienti a mobilitarla.

Il coefficiente di spinta attiva viene ricavato dalla relazione di Coulomb, qui riportata nella formulazione di Mononobe-Okabe estesa al caso sismico.

$$\varepsilon \leq \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \varepsilon - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$\varepsilon > \phi' - \theta \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui risulta

- $\phi'$  angolo di attrito interno del terreno
- $\delta$  angolo di attrito muro - terreno
- $\psi$  inclinazione del paramento rispetto all'orizzontale
- $\theta = \tan^{-1} \left[ k_h / (1 \pm k_v) \right]$ , con  $k_h$  coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  coefficiente sismico verticale
- $\varepsilon$  inclinazione sull'orizzontale del terreno

Il coefficiente di spinta così calcolato viene poi diviso nelle sue due componenti orizzontale e verticale

$$K_a^h = K_a \cdot \cos \delta \quad K_a^v = K_a \cdot \sin \delta$$

#### 3.3.1. Spinta statica

In condizioni statiche nella relazione di Mononobe-Okabe si pone

$$k_h = k_v = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta = 0$$

riducendosi così al valore del coefficiente di spinta attiva derivato dalla teoria di Coulomb.

La spinta attiva del terreno sul paramento risulta essere linearmente crescente con la profondità (diagramma triangolare) e pari a

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot K_a^v \cdot H^2$$

con  $\gamma_t$  peso specifico del terreno e  $H$  altezza del paramento. Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota  $1/3 H$  dallo spiccatto del paramento.

La spinta attiva derivante da un carico uniformemente distribuito  $q$  a tergo del paramento risulta invece essere costante con la profondità (diagramma rettangolare) e pari a

$$S_a^h = q \cdot K_a^h \cdot H \quad S_a^v = q \cdot K_a^v \cdot H$$

Tale spinta risulta dunque applicata ad una quota  $1/2 H$  dallo spiccatto del paramento.

#### 3.3.2. Sovrappinta sismica

La spinta attiva del terreno in condizioni sismiche si calcola a partire dalla relazione di Mononobe-Okabe, con coefficienti sismici

$$k_h, k_v \neq 0 \Rightarrow \theta \neq 0.$$

Per la spinta attiva sismica del terreno risulta allora

$$S_a^h = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^h \cdot H^2 \quad S_a^v = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot (1 \pm k_v) \cdot K_a^v \cdot H^2$$

La sovraspinta sismica si calcola poi come differenza tra la spinta in condizioni sismiche e la corrispondente spinta in condizioni statiche

$$\Delta S_a^h = S_a^{h,sisma} - S_a^{h,statica} \quad \Delta S_a^v = S_a^{v,sisma} - S_a^{v,statica}$$

Tale sovraspinta risulta essere linearmente decrescente con la profondità (diagramma triangolare inverso), e risulta dunque applicata ad una quota  $2/3 H$  dallo spiccatto del paramento.

### 3.4. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, quali le verifiche tensionali

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, quali le verifiche a fessurazione

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) che descrivono effetti a lungo termine, quali le verifiche tensionali e a fessurazione

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) connessi all'azione sismica  $E$

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  e i coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili impiegati sono quelli riportati dal DM 2008 nel capitolo riguardante i ponti:

- Tabella 5.1.V: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU
- Tabella 5.1.VI: Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate nella Tabella 5.1.IV (Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico).

#### 3.4.1. Stati limite ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- **STR – stati ultimi strutturali:** stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di tipo A1 per le azioni e di tipo M1 per il terreno
- **GEO – stati ultimi geotecnici:** stato limite di resistenza del terreno. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di tipo A2 per le azioni e di tipo M2 per il terreno
- **EQU:** stato limite di equilibrio come corpo rigido. Nelle verifiche vengono utilizzati i coefficienti parziali  $\gamma_F$  di tipo EQU per le azioni e di tipo M2 per il terreno

Tabella dei coefficienti  $\Psi$ 

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip. Max N	Assi max $M_t$	Car. rip. Max $M_t$	Frena- mento	Forza centrifuga	Vento imp. scarico	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
3	1	1	1	1	$\Psi_0$	$\Psi_0$	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
4	1	1	1	1	$\Psi_0$	$\Psi_0$	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
5	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
6	1	1	1	1	0	0	1	1	0	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
7	1	1	1	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$	0	0	0	1	$\Psi_0$
8	1	1	1	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$	0	0	0	1	$\Psi_0$
9	1	1	1	1	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	0	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
10	1	1	1	1	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	0	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
11	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
12	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
13	1	1	1	1	0	0	$\Psi_1$	$\Psi_1$	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
14	1	1	1	1	0	0	$\Psi_1$	$\Psi_1$	1	0	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
15	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
16	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
17	1	1	1	1	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	0	0	1	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
18	1	1	1	1	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	0	0	1	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
19	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
20	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
21	1	1	1	1	0	0	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	1	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
22	1	1	1	1	0	0	$\Psi_1$	$\Psi_1$	0	1	0	$\Psi_0$	$\Psi_0$
23	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
24	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	1	$\Psi_0$
25	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	$\Psi_0$
26	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	$\Psi_0$

## Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – Relazione di calcolo spalle

Tabella dei coefficienti  $\gamma$ 

Comb SLU	Peso proprio	Perm.	Ritiro	Attrito	Assi max N	Car. rip. Max N	Assi max M <sub>t</sub>	Car. rip. Max M <sub>t</sub>	Frenamento	Forza centrifuga	Vento imp. scarico	Vento imp. carico	Gradiente termico
1	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
2	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
3	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
4	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
5	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
6	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
7	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
8	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
9	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
10	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
11	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
12	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
13	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
14	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
15	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
16	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
17	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
18	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
19	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
20	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
21	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
22	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
23	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
24	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$
25	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{fav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$
26	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	$\gamma_{sfav}$	0	0	0	0	0	0	$\gamma_{sfav}$	0	$\gamma_{sfav}$

### 3.5. VERIFICHE GLOBALI DELLA SPALLA

#### 3.5.1. Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove  $N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

Le sollecitazioni in testa palo vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali del palo e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante verticale e orizzontale del terreno.

#### 3.5.2. Calcolo delle pressioni di contatto terreno – platea di fondazione

Le pressioni di contatto fondazione – terreno vengono determinate per mezzo di un calcolo a pressoflessione deviata, a partire dalle caratteristiche di sollecitazione  $N, M_l, M_t$  agenti al baricentro della platea, considerando il terreno non reagente a trazione e ammettendo dunque la possibilità di parzializzazione della sezione di contatto.

Le pressioni di contatto vengono calcolate secondo l'approccio STR (A1+M1) per le verifiche strutturali della platea di fondazione e secondo l'approccio GEO (A2+M2) per le verifiche di capacità portante del terreno.

#### 3.5.3. Verifica a ribaltamento (diretta)

Le azioni agenti sulla spalla vengono tutte riportate al filo anteriore della platea di fondazione, separando i momenti longitudinali così ottenuti in momenti ribaltanti (segno negativo nel riferimento assunto) e momenti stabilizzanti (segno positivo nel riferimento assunto). Si individuano così un momento ribaltante totale  $M^{rib}$  e un momento stabilizzante totale  $M^{stab}$ .

La verifica a ribaltamento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{M^{stab}}{M^{rib}} \geq \eta$$

con  $\eta$  coefficiente di sicurezza di normativa.

I momenti totali ribaltante e stabilizzante vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).



### 3.5.4. Verifica a scorrimento (diretta)

La forza orizzontale motrice applicata alla fondazione risulta pari a

$$F^{motrice} = \sqrt{H_l^2 + H_t^2}$$

dove  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro fondazione.

La forza orizzontale resistente applicata alla fondazione risulta invece pari a

$$F^{resistente} = N \cdot \tan \delta$$

dove  $\delta$  è l'angolo di attrito terreno – platea di fondazione e  $N$  è lo sforzo normale agente all'intradosso fondazione.

La verifica a scorrimento consiste allora nel verificare la disuguaglianza

$$\frac{F^{resistente}}{F^{motrice}} \geq \eta$$

con  $\eta$  coefficiente di sicurezza di normativa.

Le forze resistente e motrice vengono calcolati utilizzando l'approccio GEO (A2+M2).

## 3.6. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELLA SPALLA

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, muri di risvolto, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU). Le caratteristiche di sollecitazione di verifica vengono calcolate utilizzando l'approccio STR (A1+M1)
- verifiche tensionali per le combinazioni rare e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni frequenti e quasi permanenti (SLE)

### 3.6.1. Pali

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risulta

$$M = T \cdot \frac{L_0}{2}$$

con  $L_0$  lunghezza elastica del palo, funzione del modulo di Winkler del terreno  $K_w$ , della larghezza di influenza  $b$  del palo e dei moduli di elasticità e di inerzia del palo  $E_{palo}$  e  $J_{palo}$

$$L_0 = \left[ \frac{4E_{palo}J_{palo}}{K_w b} \right]^{1/4}$$

Le verifiche del palo vengono condotte nei riguardi delle condizioni di massimo momento flettente, con sforzo normale minimo e massimo associato, e di minimo sforzo normale, con momento flettente associato.

### 3.6.2. Unghia anteriore platea fondazione (pali)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale.

Per ciascun palo sollecitante l'unghia viene operata una diffusione a 45° del momento flettente  $N \cdot e_{palo}$  su detta sezione di incastro. I singoli valori di momento flettente così ottenuti vengono poi cumulati sulle rispettive larghezze di diffusione, ottenendo per sovrapposizione dei singoli contributi una distribuzione di momento flettente complessivo sulla sezione di verifica.

### 3.6.3. Unghia anteriore platea fondazione (diretta)

Viene verificata la sezione di incastro con il muro frontale in presenza di momento longitudinale ribaltante.

Nell'ipotesi che l'unghia anteriore sia interamente a contatto con il terreno, la distribuzione delle pressioni di contatto sotto l'unghia stessa viene approssimata per mezzo della somma di un carico uniforme  $q_u$  e un carico triangolare  $q_t$  (ciò che equivale a trascurare il contributo del momento trasversale).

Il momento flettente di verifica risulta allora essere pari a

$$M = \left[ \frac{q_u}{2} + \frac{q_t}{3} \right] \cdot l^2$$

con  $l$  lunghezza dell'unghia.

Se viceversa si ha parzializzazione della superficie di contatto sotto l'unghia, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

### 3.6.4. Unghia posteriore platea fondazione (pali)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

In considerazione degli usuali spessori della platea di fondazione, del diametro dei pali e dell'interasse tra gli stessi, le aree di influenza sulla fibra media della platea dei pali adiacenti risultano praticamente sempre sovrapposte. E' dunque possibile considerare le reazioni dei pali interni all'unghia posteriore come un carico distribuito, anziché come una somma di carichi concentrati.

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme  $q_u$  dovuto agli effetti del solo sforzo normale  $N$  agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare  $q_t$  (massimo all'incastro con il muro frontale) dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale  $M_l$ . Risulta, con  $R_i$  reazione del palo  $i$ -esimo,  $n$  numero di pali della fondazione e  $n_{unghia}$  numero di pali all'interno dell'unghia posteriore

$$\bar{R} = \frac{1}{n_{platea}} \sum R_i \Rightarrow \bar{N}_{unghia} = \bar{R} \cdot n_{unghia}$$

$$N_{unghia} = \sum_{unghia} R_i \quad \Delta N_{unghia} = N_{unghia} - \bar{N}_{unghia}$$

$$\Delta N_{unghia} \leq 0 \Rightarrow q_u = -\frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento ribaltante}$$

$$\Delta N_{unghia} > 0 \Rightarrow q_u = -\left[ \frac{\bar{N}_{unghia}}{A_{unghia}} + 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \right] \quad q_t = 2 \frac{\Delta N_{unghia}}{A_{unghia}} \quad \text{momento stabilizzante}$$

Nel caso di una singola fila di pali sollecitanti l'unghia posteriore, per meglio descrivere gli effetti dell'eccentricità dei pali alla somma dei due detti carichi agenti sull'intera unghia posteriore si sostituisce un carico uniforme agente sulla sola fascia di influenza della fila di pali.

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto  $\hat{\gamma}$  cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto  $\gamma$ .

### 3.6.5. Unghia posteriore platea fondazione (diretta)

L'unghia posteriore viene considerata come una piastra incastrata su tre lati (in presenza di entrambi i muri di risvolto), su due lati (in presenza di un solo muro di risvolto) o come una mensola (in assenza di muri di risvolto).

Trascurando allora il contributo del momento trasversale, il carico agente sull'unghia posteriore può essere riguardato come somma di un carico uniforme  $q_u$  agente sull'intera unghia, dovuto agli effetti del solo sforzo normale  $N$  agente al baricentro della fondazione, e di un carico triangolare  $q_t$  (massimo all'incastro con il muro frontale), eventualmente agente su una sola porzione dell'unghia nel caso di sezione parzializzata, dovuto agli effetti del solo momento flettente longitudinale  $M_l$ . Risulta, con  $p_1$  pressione di contatto all'incastro con il muro frontale,  $p_2$  pressione di contatto sul bordo libero,  $y$  estensione - a partire dal muro frontale - della porzione di unghia a contatto con il terreno e  $b$  dimensione longitudinale dell'unghia

$$\begin{aligned} y = b &\Rightarrow q_u = -p_2 & q_t = -[p_1 - p_2] & \text{unghia non parzializzata} \\ y < b &\Rightarrow q_u = 0 & q_t = -p_1 & \text{unghia parzializzata} \end{aligned}$$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sull'unghia, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale, all'incastro con i muri di risvolto e a centro piastra (longitudinale e trasversale) si ottengono, in corrispondenza del rapporto  $\hat{\gamma}$  cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto  $\gamma$ .

Quanto esposto è valido nell'ipotesi che l'unghia posteriore sia, nella sezione di incastro con il muro frontale, a contatto con il terreno; se viceversa si ha parzializzazione in tale sezione, la verifica si considera sempre non soddisfatta per considerazioni di comportamento globale della spalla.

### 3.6.6. Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

### 3.6.7. Muro paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale.

Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

### 3.6.8. Muro risvolto

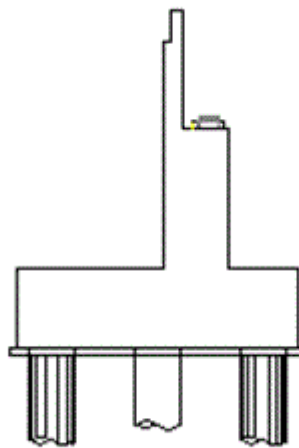
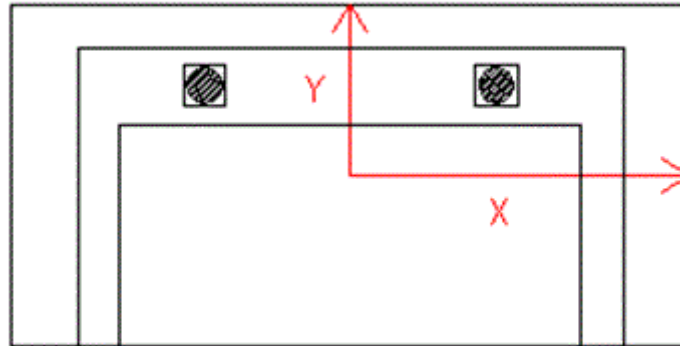
Il muro di risvolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione).

Il carico agente sul muro di risvolto viene riguardato come somma di un carico uniforme  $q_u$  e di un carico triangolare  $q_t$  (massimo allo spiccato del muro), agenti sull'intera superficie del muro. Risulta infatti

- Spinta attiva statica terreno:  $q_t = \gamma_t \cdot K_a^h \cdot H_{muro}$
- Sovraccarico:  $q_u = q_s \cdot K_a^h$
- Sovrappinta sismica terreno:  $\Delta q_u = \gamma_t \cdot \left[ (1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$   
 $\Delta q_t = -\gamma_t \cdot \left[ (1 \pm k_v) K_a^{h,sisma} - K_a^{h,statica} \right] \cdot H_{muro}$
- Inerzia peso proprio muro:  $\Delta q_u = \gamma_{csl} \cdot s_{muro} \cdot k_h$

Una volta ottenuti i carichi distribuiti equivalenti agenti sul muro, i momenti flettenti di verifica all'incastro con il muro frontale e con la platea di fondazione si ottengono, in corrispondenza del rapporto  $\hat{\gamma}$  cercato tra i lati della piastra, mediante interpolazione spline cubica dei valori riportati nelle tabelle pubblicate da Richard Bares per vari valori di detto rapporto  $\gamma$ .

### 3.7. SISTEMA DI RIFERIMENTO



### 3.8. UNITÀ MISURA

Forze	kN
Tensioni	MPa

### 3.9. TERRENO

Peso specifico terreno $\gamma_t =$	19
Angolo di attrito interno $\phi =$	35
Angolo di attrito muro-terreno $\delta =$	23.3
Angolo di attrito fondazione-terreno $\alpha =$	38
Costante di Winkler	20000

### 3.10. GEOMETRIA IMPALCATO

Interasse appoggi	39	m
Interasse spalla - pila	40.8	m

### 3.11. GEOMETRIA SPALLA

#### 3.11.1. Muro frontale

Spessore	2	m
Larghezza trasversale	11.91	m
Altezza	8.13	m
Distanza longitudinale bar. appoggi - paraghiaia	0.9	m
Distanza trasversale bar. appoggi - bar. muro	0	m

#### 3.11.2. Muro paraghiaia

Spessore	0.5	m
Altezza	2.82	m

#### 3.11.3. Muri risolto

Spessore in testa	--	m
Spessore allo spiccato	--	m
Lunghezza	--	m
Altezza	--	m
Muro risolto sx presente	No	
Muro risolto dx presente	No	

#### 3.11.4. Platea di fondazione

Altezza zattera	1.5	m
Dimensione longitudinale	6.9	m
Dimensione trasversale	12.1	m
Lunghezza unghia anteriore	1.75	m

## 3.11.5. Palificata

Pali	x m	y m
1	5.1	2.55
2	1.7	2.55
3	-1.7	2.55
4	-5.1	2.55
5	3.4	0
6	0	0
7	-3.4	0
8	5.1	-2.55
9	1.7	-2.55
10	-1.7	-2.55
11	-5.1	-2.55

## 3.11.6. Permanenti

N impalcato su appoggi	3400
$M_t$ impalcato su appoggi	0

## 3.11.7. Carichi mobili

n° colonne carico max N	3	
n° colonne carico max $M_t$	2	
Larghezza carreggiata	9	m
Eccentricità baric. carreggiata - baric. appoggi	0	m

## 3.11.8. Forza centrifuga

Forza centrifuga $H_t$	23
------------------------	----

## 3.11.9. Frenamento

Frenamento presente	Si
Lunghezza complessiva campate collegate	39 m

## 3.11.10. Resistenza parassita dei vincoli – isolatori in gomma armata

Rigidità orizzontale dell'isolatore k	860	
Distanza appoggi da asse simmetria long. viadotto d	19.5	m
Coeff. dilatazione termica cls $\alpha$	1E-05	
Variazione termica impalcato $\Delta T$	25	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. ritiro $\Delta T_r$	15	variazione uniforme
Variazione termica impalcato equiv. viscosità $\Delta T_v$	0	variazione uniforme
n° appoggi sul pulvino	3	

## 3.12. AZIONI CARATTERISTICHE SPALLA

### 3.12.1. Vento

Zona	1	
Altitudine	95	m
Periodo di ritorno $T_R$	500	anni
Coeff. topografia $c_t$	1	
Coeff. forma $c_p$	1	
Coeff. dinamico $c_d$	1	
Categoria esposizione sito	2	
Coeff. pressione esterna superfici sopravento	1.4	
Coeff. pressione esterna superfici sottovento	0.4	
Altezza esposta al vento impalcato scarico	2.3	m
Altezza esposta al vento impalcato carico	5.3	m

### 3.12.2. Sovraccarico accidentale sul terreno

$Q_s$  20

### 3.12.3. Terreno di riempimento

Terreno spingente True

## 3.13. AZIONI SISMICHE IMPALCATO

### 3.13.1. Analisi modale

#### Spettro elastico

	N	$H_1$	$H_t$	$M_1$	$M_t$
sisma x	0	522	140.9	0	324
sisma y	0	140.9	522	0	1200.7
sisma z	600	0	0	0	0

### 3.13.2. Azioni sismiche terreno

$a_g/g$	0.3720
$F_0$	2.4080
$T_c^*$	0.3590
Coeff. amplificazione topografica $S_t$	1
Categoria suolo di fondazione	B
Spostamenti relativi spalla terreno ammessi	Sì



### 3.14. COEFFICIENTI SISMICI

Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.120
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.060

### 3.15. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA

		0.224	STR
		0.290	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	$K_a^h$	0.290	EQU
		0.097	STR
		0.100	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	$K_a^v$	0.100	EQU

### 3.16. COEFFICIENTI DI SPINTA ATTIVA IN SISMA – ANALISI MODALE

#### 3.16.1. Sisma orizzontale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h \neq 0 \quad k_v = 0$$

		0.294	STR
		0.371	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	$K_a^h$	0.371	EQU
		0.127	STR
		0.128	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	$K_a^v$	0.128	EQU

#### 3.16.2. Sisma verticale

Il coefficiente di spinta attivo viene calcolato per la condizione

$$k_h = 0 \quad k_v \neq 0$$

		0.224	STR
		0.290	GEO
Coefficiente spinta attiva orizzontale	$K_a^h$	0.290	EQU
		0.097	STR
		0.100	GEO
Coefficiente spinta attiva verticale	$K_a^v$	0.100	EQU

### 3.17. AZIONI CARATTERISTICHE IMPALCATO

#### 3.17.1. Baricentro zattera

	<b>N</b>	<b>H<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Peso impalcato	3400.00	0.00	0.00	-3740.00	0.00
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max N	1209.23	0.00	0.00	-1330.15	1209.23
ripartito	857.24	0.00	0.00	-942.96	1194.01
Accidentali max M <sub>t</sub>	1007.69	0.00	0.00	-1108.46	1813.85
ripartito	704.16	0.00	0.00	-774.57	1653.24
Forza centrifuga	0.00	0.00	23.00	0.00	221.49
Vento impalcato scarico	0.00	0.00	142.11	0.00	1516.21
Vento impalcato carico	0.00	0.00	327.47	0.00	4021.38
Frenamento	0.00	465.30	0.00	-4480.84	0.00
Attrito vincoli	0.00	20.12	0.00	-193.79	0.00

#### 3.17.2. Baricentro spiccato muro frontale

	<b>N</b>	<b>H<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Peso impalcato	3400.00	0.00	0.00	-1360.00	0.00
Ritiro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Grad. termico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Accidentali max N	1209.23	0.00	0.00	-483.69	1209.23
ripartito	857.24	0.00	0.00	-342.89	1194.01
Accidentali max M <sub>t</sub>	1007.69	0.00	0.00	-403.08	1813.85
ripartito	704.16	0.00	0.00	-281.66	1653.24
Forza centrifuga	0.00	0.00	23.00	0.00	186.99
Vento impalcato scarico	0.00	0.00	142.11	0.00	1318.79
Vento impalcato carico	0.00	0.00	327.47	0.00	3530.17
Frenamento	0.00	465.30	0.00	-3782.89	0.00
Attrito vincoli	0.00	20.12	0.00	-163.61	0.00

### 3.18. AZIONI CARATTERISTICHE PESO PROPRIO

#### 3.18.1. Baricentro zattera

<b>N</b>	<b>H<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
8392.12	0.00	0.00	-3682.87	0.00

#### 3.18.2. Baricentro spiccato muro frontale

<b>N</b>	<b>H<sub>1</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>1</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
5261.24	0.00	0.00	314.87	0.00

## 3.18.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

N	H <sub>1</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>t</sub>
35.25	0.00	0.00	0.00	0.00

## 3.18.4. Baricentro spiccato muro risolto

N	H <sub>1</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>t</sub>
679.59	0.00	0.00	0.00	0.00

## 3.19. AZIONI CARATTERISTICHE TERRENO

## 3.19.1. Baricentro zattera

		N	H <sub>1</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>t</sub>
SLU strutturale	terreno	9652.35	3999.65	0.00	4212.57	0.00
	sovraccarico	1053.57	676.33	0.00	-1775.95	0.00
SLU geotecnica	terreno	9652.35	3999.65	0.00	4212.57	0.00
	sovraccarico	1053.57	676.33	0.00	-1775.95	0.00
SLU equilibrio	terreno	9707.89	5160.76	0.00	-414.42	0.00
	sovraccarico	1062.97	872.67	0.00	-2965.77	0.00
SLE	terreno	9652.35	3999.65	0.00	4212.57	0.00
	sovraccarico	1053.57	676.33	0.00	-1775.95	0.00

## 3.19.2. Baricentro spiccato muro frontale

		N	H <sub>1</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>t</sub>
SLU strutturale	terreno	1311.54	3045.36	0.00	-9804.02	0.00
	sovraccarico	252.16	585.50	0.00	-2953.48	0.00
SLU geotecnica	terreno	1353.82	3929.43	0.00	-12988.59	0.00
	sovraccarico	260.29	755.48	0.00	-3875.95	0.00
SLU equilibrio	terreno	1353.82	3929.43	0.00	-12988.59	0.00
	sovraccarico	260.29	755.48	0.00	-3875.95	0.00
SLE	terreno	1311.54	3045.36	0.00	-9804.02	0.00
	sovraccarico	252.16	585.50	0.00	-2953.48	0.00

## 3.19.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

		N	H <sub>1</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>t</sub>
SLU strutturale	terreno	7.30	16.96	0.00	-14.12	0.00
	sovraccarico	5.45	34.26	0.00	-69.92	0.00
SLU geotecnica	terreno	7.54	21.88	0.00	-18.68	0.00
	sovraccarico	5.63	37.94	0.00	-75.06	0.00
SLU equilibrio	terreno	7.54	21.88	0.00	-18.68	0.00
	sovraccarico	5.63	37.94	0.00	-75.06	0.00
SLE	terreno	7.30	16.96	0.00	-14.12	0.00
	sovraccarico	5.45	34.26	0.00	-69.92	0.00

## 3.19.4. Baricentro spiccato muro risolto

		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
SLU strutturale	terreno	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	sovraccarico	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
SLU geotecnica	terreno	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	sovraccarico	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
SLU equilibrio	terreno	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	sovraccarico	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
SLE	terreno	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	sovraccarico	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un

## 3.20. AZIONI SISMA MODALE IMPALCATO

## 3.20.1. Baricentro zattera

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	522.00	140.90	-5026.86	1680.87
Sisma Y	0.00	140.90	522.00	-1356.87	6227.56
Sisma Z	600.00	0.00	0.00	-660.00	0.00

## 3.20.2. Baricentro spiccato muro frontale

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	522.00	140.90	-4243.86	1469.52
Sisma Y	0.00	140.90	522.00	-1145.52	5444.56
Sisma Z	600.00	0.00	0.00	60.00	0.00

## 3.21. AZIONI SISMA PESO PROPRIO

## 3.21.1. Baricentro zattera

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	0.00	3252.02	0.00	13146.43
Sisma Y	0.00	3252.02	0.00	-13146.43	0.00
Sisma Z+	1626.01	0.00	0.00	-652.56	0.00
Sisma Z-	-1626.01	0.00	0.00	652.56	0.00

## 3.21.2. Baricentro spiccato muro frontale

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	0.00	2038.78	0.00	9178.34
Sisma Y	0.00	2038.78	0.00	-9178.34	0.00
Sisma Z+	1019.39	0.00	0.00	61.01	0.00
Sisma Z-	-1019.39	0.00	0.00	-61.01	0.00

## 3.21.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	0.00	13.66	0.00	19.26
Sisma Y	0.00	13.66	0.00	-19.26	0.00
Sisma Z+	6.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	-6.83	0.00	0.00	0.00	0.00

## 3.21.4. Baricentro spiccato muro risolto

	<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
Sisma X	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z+	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma Z-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## 3.22. AZIONI SISMA MODALE TERRENO

## 3.22.1. Baricentro zattera

		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
SLU strutturale	Sisma X	0.00	0.00	3072.88	0.00	21433.30
	Sisma Y	1341.27	6187.27	0.00	-36193.00	0.00
	Sisma Z+	1639.90	240.23	0.00	1742.30	0.00
	Sisma Z-	-1639.90	-240.23	0.00	-1742.30	0.00
SLU geotecnica	Sisma X	0.00	0.00	3072.88	0.00	21433.30
	Sisma Y	1341.27	6187.27	0.00	-36193.00	0.00
	Sisma Z+	1639.90	240.23	0.00	1742.30	0.00
	Sisma Z-	-1639.90	-240.23	0.00	-1742.30	0.00

## 3.22.2. Baricentro spiccato muro frontale

		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
SLU strutturale	Sisma Y	407.38	945.92	0.00	-4771.56	0.00
	Sisma Z+	78.78	182.92	0.00	-922.69	0.00
	Sisma Z-	78.78	-182.92	0.00	1080.24	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y	378.40	1098.31	0.00	-5634.82	0.00
	Sisma Z+	81.32	236.02	0.00	-1210.87	0.00
	Sisma Z-	81.32	-236.02	0.00	1373.51	0.00

## 3.22.3. Baricentro spiccato muro paraghiaia

		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
SLU strutturale	Sisma Y Z+	2.69	6.24	0.00	-8.13	0.00
	Sisma Y Z-	-1.85	4.30	0.00	-6.52	0.00
SLU geotecnica	Sisma Y Z+	2.54	7.38	0.00	-9.77	0.00
	Sisma Y Z-	-1.68	4.86	0.00	-7.27	0.00

## 3.22.4. Baricentro spiccato muro risolto

		<b>N</b>	<b>H<sub>l</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>l</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
SLU strutturale	Sisma X Z+	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	Sisma X Z-	Non un	0.00	Non un	Non un	0.00
SLU geotecnica	Sisma X Z+	Non un	0.00	Non un	0.00	Non un
	Sisma X Z-	Non un	0.00	Non un	Non un	0.00

## 3.23. COMBINAZIONI SLU AL BARICENTRO PALIFICATA

Esercizio - A1+M1					
COMB.	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
1	25656.52	4936.85	294.73	-8909.10	6863.61
2	33162.09	6336.73	294.73	-10032.70	6863.61
3	23700.65	4389.02	491.21	-6257.85	7901.18
4	31206.21	5788.90	491.21	-7381.46	7901.18
5	25177.79	4936.85	294.73	-8382.49	8299.81
6	32683.35	6336.73	294.73	-9506.10	8299.81
7	23413.93	4389.02	491.21	-5942.46	8761.34
8	30919.49	5788.90	491.21	-7066.07	8761.34
9	23700.65	5017.18	294.73	-12306.98	5488.35
10	31206.21	6417.05	294.73	-13430.59	5488.35
11	21444.47	4023.80	491.21	-3442.86	6032.07
12	28950.03	5423.68	491.21	-4566.46	6032.07
13	23413.93	5017.18	294.73	-11991.59	6348.51
14	30919.49	6417.05	294.73	-13115.20	6348.51
15	21444.47	4023.80	491.21	-3442.86	6032.07
16	28950.03	5423.68	491.21	-4566.46	6032.07
17	23700.65	4389.02	325.78	-6257.85	5787.36
18	31206.21	5788.90	325.78	-7381.46	5787.36
19	21444.47	4023.80	491.21	-3442.86	6032.07
20	28950.03	5423.68	491.21	-4566.46	6032.07
21	23413.93	4389.02	325.78	-5942.46	6647.52
22	30919.49	5788.90	325.78	-7066.07	6647.52
23	21444.47	4023.80	491.21	-3442.86	6032.07
24	28950.03	5423.68	491.21	-4566.46	6032.07
25	21444.47	4023.80	213.17	-3442.86	2297.94
26	28950.03	5423.68	213.17	-4566.46	2297.94

Sisma - A1+M1					
COMB.	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
1	23006.62	7467.78	6622.39	-23317.13	38128.87
2	20687.07	7323.64	6622.39	-23574.97	38128.87
3	23945.51	13808.50	2461.74	-55285.74	17105.74
4	21625.96	13664.36	2461.74	-55543.59	17105.74
5	25712.75	7270.54	2096.34	-19497.52	12746.45
6	17980.94	6790.07	2096.34	-20356.99	12746.45

<b>Esercizio – A2+M1</b>					
<b>COMB.</b>	<b>N</b>	<b>H<sub>i</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>i</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
1	25032.51	4797.56	255.43	-8060.52	5900.40
2	25032.51	4797.56	255.43	-8060.52	5900.40
3	23366.40	4330.89	425.72	-5802.06	6820.00
4	23366.40	4330.89	425.72	-5802.06	6820.00
5	24624.71	4797.56	255.43	-7611.93	7123.83
6	24624.71	4797.56	255.43	-7611.93	7123.83
7	23122.16	4330.89	425.72	-5533.39	7552.72
8	23122.16	4330.89	425.72	-5533.39	7552.72
9	23366.40	4865.98	255.43	-10955.02	4728.88
10	23366.40	4865.98	255.43	-10955.02	4728.88
11	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
12	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
13	23122.16	4865.98	255.43	-10686.35	5461.61
14	23122.16	4865.98	255.43	-10686.35	5461.61
15	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
16	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
17	23366.40	4330.89	281.88	-5802.06	4983.59
18	23366.40	4330.89	281.88	-5802.06	4983.59
19	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
20	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
21	23122.16	4330.89	281.88	-5533.39	5716.32
22	23122.16	4330.89	281.88	-5533.39	5716.32
23	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
24	21444.47	4019.78	425.72	-3404.10	5227.79
25	21444.47	4019.78	184.74	-3404.10	1991.55
26	21444.47	4019.78	184.74	-3404.10	1991.55

<b>Sisma – A2+M1</b>					
<b>COMB.</b>	<b>N</b>	<b>H<sub>i</sub></b>	<b>H<sub>t</sub></b>	<b>M<sub>i</sub></b>	<b>M<sub>t</sub></b>
1	23006.62	7467.78	6622.39	-23317.13	38128.87
2	20687.07	7323.64	6622.39	-23574.97	38128.87
3	23945.51	13808.50	2461.74	-55285.74	17105.74
4	21625.96	13664.36	2461.74	-55543.59	17105.74
5	25712.75	7270.54	2096.34	-19497.52	12746.45
6	17980.94	6790.07	2096.34	-20356.99	12746.45

## 3.24. SOLLECITAZIONI SLU SUI PALI DI FONDAZIONE

<b>Esercizio - A1+M1</b>			
<b>COMB.</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	<b>N<sub>min</sub></b>	<b>V<sub>max</sub></b>
1	3021.47	1643.35	449.60
2	3758.87	2270.60	576.69
3	2751.85	1557.36	401.49
4	3489.25	2184.61	528.15
5	3004.94	1572.84	449.60
6	3742.34	2200.09	576.69
7	2741.94	1515.13	401.49
8	3479.35	2142.38	528.15
9	2959.67	1349.54	456.89
10	3697.07	1976.79	583.98
11	2340.03	1558.96	368.52
12	3077.43	2186.21	495.08
13	2949.76	1307.32	456.89
14	3687.17	1934.56	583.98
15	2340.03	1558.96	368.52
16	3077.43	2186.21	495.08
17	2674.13	1635.08	400.10
18	3411.54	2262.32	527.10
19	2340.03	1558.96	368.52
20	3077.43	2186.21	495.08
21	2664.23	1592.85	400.10
22	3401.63	2220.09	527.10
23	2340.03	1558.96	368.52
24	3077.43	2186.21	495.08
25	2202.75	1696.25	366.31
26	2940.15	2323.49	493.44

<b>Sisma - A1+M1</b>			
<b>COMB.</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	<b>N<sub>min</sub></b>	<b>V<sub>max</sub></b>
1	4636.30	-453.28	907.38
2	4438.08	-676.79	897.62
3	5515.84	-1162.11	1275.11
4	5317.61	-1385.62	1262.21
5	3761.90	913.14	687.88
6	3101.14	168.12	646.03

<b>Sintesi</b>		
	<b>Esercizio A1+M1</b>	<b>Sisma A1+M1</b>
<b>N<sub>max</sub></b>	3758.87	5515.84
<b>N<sub>min</sub></b>	1307.32	-1385.62
<b>V<sub>max</sub></b>	583.98	1275.11



## Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – Relazione di calcolo spalle

<b>Esercizio – A2+M1</b>			
<b>COMB.</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	<b>N<sub>min</sub></b>	<b>V<sub>max</sub></b>
1	2887.73	1663.63	436.76
2	2887.73	1663.63	436.76
3	2659.37	1589.07	395.61
4	2659.37	1589.07	395.61
5	2873.65	1603.57	436.76
6	2873.65	1603.57	436.76
7	2650.93	1553.10	395.61
8	2650.93	1553.10	395.61
9	2835.09	1413.35	442.97
10	2835.09	1413.35	442.97
11	2308.56	1590.43	367.48
12	2308.56	1590.43	367.48
13	2826.65	1377.38	442.97
14	2826.65	1377.38	442.97
15	2308.56	1590.43	367.48
16	2308.56	1590.43	367.48
17	2591.85	1656.58	394.55
18	2591.85	1656.58	394.55
19	2308.56	1590.43	367.48
20	2308.56	1590.43	367.48
21	2583.42	1620.61	394.55
22	2583.42	1620.61	394.55
23	2308.56	1590.43	367.48
24	2308.56	1590.43	367.48
25	2189.58	1709.41	365.82
26	2189.58	1709.41	365.82

<b>Sisma – A2+M1</b>			
<b>COMB.</b>	<b>N<sub>max</sub></b>	<b>N<sub>min</sub></b>	<b>V<sub>max</sub></b>
1	4636.30	-453.28	907.38
2	4438.08	-676.79	897.62
3	5515.84	-1162.11	1275.11
4	5317.61	-1385.62	1262.21
5	3761.90	913.14	687.88
6	3101.14	168.12	646.03

<b>Sintesi</b>		
	<b>Esercizio A2+M1</b>	<b>Sisma A2+M1</b>
<b>N<sub>max</sub></b>	2887.73	5515.84
<b>N<sub>min</sub></b>	1377.38	-1385.62
<b>V<sub>max</sub></b>	442.97	1275.11

## 3.25. VERIFICA SLU PALO

## 3.25.1. Pressoflessione

Lunghezza elastica palo  $L_0$  3.79 mCondizione  $M_{max}$ 

	Esercizio	Sisma
$V_{max}$	583.98	1275.11
$M_{max}$	1105.97	2414.85
$N_{max}(M_{max})$	3697.07	5515.84
$N_{min}(M_{max})$	1934.56	-1162.11

Condizione  $N_{min}$ 

	Esercizio	Sisma
$V_{max}(N_{min})$	456.89	1262.21
$M_{max}(N_{min})$	865.28	2390.43
$N_{min}$	1307.32	-1385.62

Diametro barre 26 mm  
 n° barre 40  
 Copriferro 8 cm

		N	M	$M_u$	C.s. $\eta$
Esercizio	$N_{max}(M_{max})$	3697.07	1105.97	3336.83	3.02
	$N_{min}(M_{max})$	1934.56	1105.97	3149.60	2.85
	$N_{min}$	1307.32	865.28	3046.08	3.52
Sisma	$N_{max}(M_{max})$	5515.84	2414.85	3397.82	1.41
	$N_{min}(M_{max})$	-1162.11	2414.85	2551.49	1.06
	$N_{min}$	-1385.62	2390.43	2491.65	1.04

## 3.25.2. Taglio

Diametro staffe 16 mm  
 Numero braccia staffe 4  
 Passo staffe 10 cm

		N	V	$V_{Rd \text{ no staffe}}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	C.s. $\eta$
Esercizio	$V_{max}$	1934.56	583.98	407.97	4523.26	1508.85	2.58
	$N_{min}$	1307.32	456.89	339.10	4523.26	1437.61	3.15
Sisma	$V_{max}$	-1162.11	1275.11	0.00	1809.31	1869.21	1.42
	$N_{min}$	-1385.62	1262.21	0.00	1809.31	1869.21	1.43

### 3.26. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

#### Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	10	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

#### Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

#### 3.26.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	Traz.	Traz. U	C.s. $\eta$	Meccanismo resistente
Esercizio	0.00	1096.34	2077.55	1.89	Biella - catena
Sisma	0.00	1608.79	2077.55	1.29	Biella - catena

#### 3.26.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm
Diametro ferri piegati	0	mm
Passo ferri piegati	0	cm
Inclinazione ferri	0	°

	N	V	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Red}$	C.s. $\eta$
Esercizio	0.0	1 272.8				0.00
Sisma	0.0	1 273.8				0.00

## 3.27. VERIFICA SLU PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

## 3.27.1. Pressoflessione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	20	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	40	cm

		N	M	$M_u$	C.s. $\eta$
<b>Esercizio</b>	$M_{max}$	0.00	151.60	2878.78	18.99
	$M_{min}$	0.00	-202.90	1864.58	9.19
<b>Sisma</b>	$M_{max}$	0.00	-260.69	1864.58	7.15
	$M_{min}$	0.00	-1709.54	1864.58	1.09

## 3.27.2. Pressoflessione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M	$M_u$	C.s. $\eta$
<b>Esercizio</b>	$M_{max}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	$M_{min}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
<b>Sisma</b>	$M_{max}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	$M_{min}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito

## 3.27.3. Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M	$M_u$	C.s. $\eta$
<b>Esercizio</b>	$M_{max}$	0.00	232.35	2873.56	12.37
	$M_{min}$	0.00	-70.27	1440.46	20.50
<b>Sisma</b>	$M_{max}$	0.00	-26.49	1440.46	54.38
	$M_{min}$	0.00	-1136.17	1440.46	1.27

## 3.27.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	$M_u$	C.s. $\eta$
<b>Esercizio</b>	$M_{max}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	$M_{min}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
<b>Sisma</b>	$M_{max}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito
	$M_{min}$	0.00	0.00	1228.41	+Infinito

## 3.28. COMBINAZIONI SLE TENSIONALI AL BARICENTRO PALIFICATA

Combinazioni rare					
COMB.	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
1	24564.51	4696.11	196.48	-7453.16	4816.06
2	23115.71	4290.31	327.47	-5489.28	5405.90
3	24209.89	4696.11	196.48	-7063.09	5879.91
4	22903.33	4290.31	327.47	-5255.66	6043.06
5	23115.71	4755.61	196.48	-9970.12	3797.35
6	21444.47	4019.78	327.47	-3404.10	4021.38
7	22903.33	4755.61	196.48	-9736.49	4434.51
8	21444.47	4019.78	327.47	-3404.10	4021.38
9	23115.71	4290.31	219.48	-5489.28	4018.84
10	21444.47	4019.78	327.47	-3404.10	4021.38
11	22903.33	4290.31	219.48	-5255.66	4656.00
12	21444.47	4019.78	327.47	-3404.10	4021.38
13	21444.47	4019.78	142.11	-3404.10	1531.96

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	H <sub>l</sub>	H <sub>t</sub>	M <sub>l</sub>	M <sub>t</sub>
1	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00

## 3.29. SOLLECITAZIONI SLE TENSIONALI SUI PALI DI FONDAZIONE

Combinazioni rare			
COMB.	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	V <sub>max</sub>
1	2775.55	1690.73	427.29
2	2569.26	1633.60	391.16
3	2763.30	1638.50	427.29
4	2561.92	1602.32	391.16
5	2729.77	1473.09	432.70
6	2264.21	1634.79	366.64
7	2722.43	1441.81	432.70
8	2264.21	1634.79	366.64
9	2518.26	1684.60	390.54
10	2264.21	1634.79	366.64
11	2510.93	1653.31	390.54
12	2264.21	1634.79	366.64
13	2172.69	1726.31	365.66

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	N <sub>max</sub>	N <sub>min</sub>	V <sub>max</sub>
1	2116.37	1782.63	365.43

	Sintesi	
	Rare	Q. perm.
$N_{max}$	2775.55	2116.37
$N_{min}$	1441.81	1782.63
$V_{max}$	432.70	365.43

### 3.30. VERIFICA SLE TENSIONALE PALO

	comb. rare	14.94
<b>Tensione ammissibile cls</b>	comb. q. perm.	11.21
	<b>Tensione ammissibile acciaio</b>	360.00

#### 3.30.1. Pressoflessione

	Condizione $M_{max}$	
	Rare	Q. perm.
$V_{max}$	432.70	365.43
$M_{max}$	819.46	692.07
$N_{max}(M_{max})$	2729.77	2116.37
$N_{min}(M_{max})$	1441.81	1782.63

	Condizione $N_{min}$	
	Rare	Q. perm.
$V_{max}(N_{min})$	432.70	365.43
$M_{max}(N_{min})$	819.46	692.07
$N_{min}$	1441.81	1782.63

Diametro barre 26 mm  
 n° barre 40  
 Copriferro 8 cm

		N	M
<b>Comb. rare</b>	$N_{max}(M_{max})$	2729.77	819.46
	$N_{min}(M_{max})$	1441.81	819.46
	$N_{min}$	1441.81	819.46
<b>Comb. q. perm.</b>	$N_{max}(M_{max})$	2116.37	692.07
	$N_{min}(M_{max})$	1782.63	692.07
	$N_{min}$	1782.63	692.07

Cls		Acciaio	C.s. min $\eta$
$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	
8.53	0.00	45.41	1.75
7.84	0.00	91.40	1.91
7.84	0.00	91.40	1.91
7.08	0.00	43.73	1.58
6.88	0.00	54.54	1.63
6.88	0.00	54.54	1.63

### 3.31. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

<b>Tensione ammissibile cls</b>	comb. rare	14.94
	comb. q. perm.	11.21

**Tensione ammissibile acciaio** 360.00

#### Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore	26	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	26	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

#### Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore	24	mm
Passo armatura inferiore	20	cm
Copriferro armatura inferiore	6	cm
Diametro barre armatura superiore	24	mm
Passo armatura superiore	20	cm
Copriferro armatura superiore	6	cm

#### 3.31.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	Traz
<b>Comb. rare</b>	0.00	777.46
<b>Comb. q. perm.</b>	0.00	592.82

Cls		Acciaio	
$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	C.s. min $\eta$
--	--	146.43	--
--	--	111.66	--

### 3.32. VERIFICA SLE TENSIONALI PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

Tensione ammissibile cls  
 comb. rare 14.94  
 comb. q. perm. 11.21

Tensione ammissibile acciaio 360.00

#### 3.32.1. Pressoflessione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva 0 mm  
 Passo armatura inferiore aggiuntiva 0 cm  
 Diametro barre armatura superiore aggiuntiva 20 mm  
 Passo armatura superiore aggiuntiva 40 cm

		N	M
<b>Comb. rare</b>	$M_{max}$	0.00	111.51
	$M_{min}$	0.00	-120.34
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	111.51
	$M_{min}$	0.00	111.51

Cls		Acciaio	
$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	C.s. min $\eta$
0.37	0.00	15.81	22.77
0.43	0.00	25.81	13.95
0.37	0.00	15.81	22.77
0.37	0.00	15.81	22.77

#### 3.32.2. Pressoflessione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva 0 mm  
 Passo armatura inferiore aggiuntiva 0 cm  
 Diametro barre armatura superiore aggiuntiva 0 mm  
 Passo armatura superiore aggiuntiva 0 cm

		N	M
<b>Comb. rare</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00

Cls		Acciaio	
$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	C.s. min $\eta$
0.00	0.00	0.00	+Infinito
0.00	0.00	0.00	+Infinito
0.00	0.00	0.00	+Infinito
0.00	0.00	0.00	+Infinito

#### 3.32.3. Pressoflessione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
<b>Comb. rare</b>	$M_{max}$	0.00	171.55
	$M_{min}$	0.00	-52.16
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	170.45
	$M_{min}$	0.00	-18.71

Cls		Acciaio	
$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	C.s. min $\eta$
0.58	0.00	24.41	14.75
0.20	0.00	14.41	24.99
0.58	0.00	24.25	14.84
0.07	0.00	5.17	69.66



## 3.32.4. Pressoflessione centro piastra ferri trasversali

		N	M	Cls		Acciaio	
				$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$	$\sigma_{\max}$	C.s. min $\eta$
Comb. rare	$M_{\max}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
	$M_{\min}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
Comb. q. perm.	$M_{\max}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito
	$M_{\min}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	+Infinito

## 3.32.5. Combinazioni SLE fessurazione al baricentro palificata

Combinazioni frequenti					
COMB.	N	$H_l$	$H_t$	$M_l$	$M_t$
1	23115.71	4290.31	0.00	-5489.28	1384.53
2	22903.33	4290.31	0.00	-5255.66	2021.68
3	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00
4	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00
5	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00
6	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00
7	21444.47	4019.78	28.42	-3404.10	306.39

Combinazioni quasi permanenti					
COMB.	N	$H_l$	$H_t$	$M_l$	$M_t$
1	21444.47	4019.78	0.00	-3404.10	0.00

## 3.32.6. Sollecitazioni SLE fessurazione sui pali di fondazione

Combinazioni frequenti			
COMB.	$N_{\max}$	$N_{\min}$	$V_{\max}$
1	2421.41	1781.45	390.03
2	2414.08	1750.16	390.03
3	2116.37	1782.63	365.43
4	2116.37	1782.63	365.43
5	2116.37	1782.63	365.43
6	2116.37	1782.63	365.43
7	2127.63	1771.37	365.44

Combinazioni quasi permanenti			
COMB.	$N_{\max}$	$N_{\min}$	$V_{\max}$
1	2116.37	1782.63	365.43

Sintesi		
	Frequenti	Q. perm.
$N_{\max}$	2421.41	2116.37
$N_{\min}$	1750.16	1782.63
$V_{\max}$	390.03	365.43

### 3.33. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PALO

#### 3.33.1. Fessurazione

Condizione $M_{max}$		
	Frequenti	Q. perm.
$V_{max}$	390.03	365.43
$M_{max}$	738.65	692.07
$N_{min}(M_{max})$	1750.16	1782.63

Condizione $N_{min}$		
	Frequenti	Q. perm.
$V_{max}(N_{min})$	390.03	365.43
$M_{max}(N_{min})$	738.65	692.07
$N_{min}$	1750.16	1782.63

Diametro barre 26 mm  
 n° barre 40  
 Copriferro 8 cm

		N	M
<b>Comb. frequenti</b>	$M_{max}$	1750.16	738.65
	$N_{min}$	1750.16	738.65
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	1782.63	692.07
	$N_{min}$	1782.63	692.07

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

### 3.34. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA ANTERIORE

#### Armatura corrente longitudinale

Diametro barre armatura inferiore 26 mm  
 Passo armatura inferiore 10 cm  
 Copriferro armatura inferiore 6 cm  
 Diametro barre armatura superiore 26 mm  
 Passo armatura superiore 20 cm  
 Copriferro armatura superiore 6 cm

#### Armatura corrente trasversale

Diametro barre armatura inferiore 24 mm  
 Passo armatura inferiore 20 cm  
 Copriferro armatura inferiore 6 cm  
 Diametro barre armatura superiore 24 mm  
 Passo armatura superiore 20 cm  
 Copriferro armatura superiore 6 cm

## 3.34.1. Fessurazione

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm

	N	M
<b>Comb. frequenti</b>	0.00	0.00
<b>Comb. q. perm.</b>	0.00	0.00

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì

## 3.35. VERIFICA SLE FESSURAZIONE PLATEA DI FONDAZIONE – UNGHIA POSTERIORE

## 3.35.1. Fessurazione incastro muro frontale

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	20	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	40	cm

		N	M
<b>Comb. frequenti</b>	$M_{max}$	0.00	111.51
	$M_{min}$	0.00	71.82
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	111.51
	$M_{min}$	0.00	111.51

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì

## 3.35.2. Fessurazione incastro muro risolto

Diametro barre armatura inferiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura inferiore aggiuntiva	0	cm
Diametro barre armatura superiore aggiuntiva	0	mm
Passo armatura superiore aggiuntiva	0	cm

		N	M
<b>Comb. frequenti</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì

## 3.35.3. Fessurazione centro piastra ferri longitudinali

		N	M
<b>Comb. frequenti</b>	$M_{max}$	0.00	171.55
	$M_{min}$	0.00	-25.06
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	170.45
	$M_{min}$	0.00	-18.71

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w3 =	0.40	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì
0.00	w2 =	0.30	Sì

## 3.35.4. Fessurazione centro piastra ferri trasversali

		N	M
<b>Comb. frequenti</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00
<b>Comb. q. perm.</b>	$M_{max}$	0.00	0.00
	$M_{min}$	0.00	0.00

$w_d$	$w_{d,lim}$		Verificato
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w3 =	0.40	Si
0.00	w2 =	0.30	Si
0.00	w2 =	0.30	Si

## 3.36. VERIFICA SLU SPICCATO MURO FRONTALE

## 3.36.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	6	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	6	cm

Esercizio		
COMB.	N	$M_I$
1	1100.16	-1355.88
2	1393.23	-1674.71
3	990.44	-1117.99
4	1283.52	-1436.81
5	1059.97	-1339.81
6	1353.04	-1658.63
7	966.37	-1108.36
8	1259.44	-1427.19
9	990.44	-1546.78
10	1283.52	-1865.61
11	837.35	-927.41
12	1130.42	-1246.24
13	966.37	-1537.15
14	1259.44	-1855.98
15	837.35	-927.41
16	1130.42	-1246.24
17	990.44	-1117.99
18	1283.52	-1436.81
19	837.35	-927.41
20	1130.42	-1246.24
21	966.37	-1108.36
22	1259.44	-1427.19
23	837.35	-927.41
24	1130.42	-1246.24
25	837.35	-927.41
26	1130.42	-1246.24

$M_u$	C.s. $\eta$
2690.78	1.98
2951.78	1.76
2592.07	2.32
2854.53	1.99
2654.68	1.98
2916.21	1.76
2570.33	2.32
2833.12	1.99
2592.07	1.68
2854.53	1.53
2453.36	2.65
2717.92	2.18
2570.33	1.67
2833.12	1.53
2453.36	2.65
2717.92	2.18
2592.07	2.32
2854.53	1.99
2453.36	2.65
2717.92	2.18
2570.33	2.32
2833.12	1.99
2453.36	2.65
2717.92	2.18
2453.36	2.65
2717.92	2.18

Sisma				
COMB.	N	M <sub>I</sub>	M <sub>u</sub>	C.s. $\eta$
1	890.38	-1756.89	2501.54	1.42
2	808.80	-1676.26	2427.38	1.45
3	914.32	-2361.08	2523.24	1.07
4	832.74	-2280.45	2449.17	1.07
5	990.19	-1550.87	2591.84	1.67
6	718.25	-1282.12	2344.68	1.83

## 3.36.2. Taglio

Diametro staffe 0 mm  
 Numero braccia staffe 0  
 Passo staffe 0 cm

Esercizio						
COMB.	N	V	V <sub>Rd</sub>	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>Rcd</sub>	C.s. $\eta$
1	1100.16	324.09	683.13	0.00	0.00	2.11
2	1393.23	413.59	725.77	0.00	0.00	1.75
3	990.44	284.27	667.17	0.00	0.00	2.35
4	1283.52	373.77	709.81	0.00	0.00	1.90
5	1059.97	324.09	677.28	0.00	0.00	2.09
6	1353.04	413.59	719.92	0.00	0.00	1.74
7	966.37	284.27	663.66	0.00	0.00	2.33
8	1259.44	373.77	706.30	0.00	0.00	1.89
9	990.44	337.01	667.17	0.00	0.00	1.98
10	1283.52	426.51	709.81	0.00	0.00	1.66
11	837.35	257.73	644.89	0.00	0.00	2.50
12	1130.42	347.22	687.53	0.00	0.00	1.98
13	966.37	337.01	663.66	0.00	0.00	1.97
14	1259.44	426.51	706.30	0.00	0.00	1.66
15	837.35	257.73	644.89	0.00	0.00	2.50
16	1130.42	347.22	687.53	0.00	0.00	1.98
17	990.44	284.27	667.17	0.00	0.00	2.35
18	1283.52	373.77	709.81	0.00	0.00	1.90
19	837.35	257.73	644.89	0.00	0.00	2.50
20	1130.42	347.22	687.53	0.00	0.00	1.98
21	966.37	284.27	663.66	0.00	0.00	2.33
22	1259.44	373.77	706.30	0.00	0.00	1.89
23	837.35	257.73	644.89	0.00	0.00	2.50
24	1130.42	347.22	687.53	0.00	0.00	1.98
25	837.35	257.73	644.89	0.00	0.00	2.50
26	1130.42	347.22	687.53	0.00	0.00	1.98

Sisma			$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	C.S. $\eta$
COMB.	N	V				
1	890.38	382.86	652.61	0.00	0.00	1.70
2	808.80	373.65	640.74	0.00	0.00	1.71
3	914.32	535.89	656.09	0.00	0.00	1.22
4	832.74	526.67	644.22	0.00	0.00	1.22
5	990.19	362.93	667.13	0.00	0.00	1.84
6	718.25	332.22	627.56	0.00	0.00	1.89

### 3.37. VERIFICA SLU SPICCATO MURO PARAGHIAIA

#### 3.37.1. Pressoflessione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Esercizio			$M_u$	C.S. $\eta$
COMB.	N	$M_l$		
1	101.08	-174.60	279.54	1.60
2	115.98	-179.54	282.52	1.57

Sisma			$M_u$	C.S. $\eta$
COMB.	N	$M_l$		
1	47.29	-41.51	268.78	6.48
2	38.65	-39.90	267.06	6.69

#### 3.37.2. Taglio

Diametro staffe	0	mm
Numero braccia staffe	0	
Passo staffe	0	cm

Esercizio			$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	C.S. $\eta$
COMB.	N	V				
1	8.49	7.01	219.36	0.00	0.00	31.31
2	9.74	7.51	219.53	0.00	0.00	29.25

Sisma			$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	C.S. $\eta$
COMB.	N	V				
1	3.97	3.10	218.76	0.00	0.00	70.68
2	3.25	2.93	218.66	0.00	0.00	74.58



## 3.39. VERIFICA SLE TENSIONALI SPICCATO MURO PARAGHIAIA

<b>Tensione ammissibile cls</b>	comb. rare	17.43
	comb. q. perm.	13.07

**Tensione ammissibile acciaio** 360.00

## 3.40. PRESSOFLESSIONE

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

Comb. rare		
COMB.	N	M <sub>I</sub>
1	87.27	-150.48

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>max</sub>	
5.59	0.00	207.76	1.73

Comb. quasi permanenti		
COMB.	N	M <sub>I</sub>
1	42.55	-14.12

Cls		Acciaio	C.s. min η
σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	σ <sub>max</sub>	
0.53	0.00	10.24	32.68

## 3.41. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO FRONTALE

## 3.41.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	24	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	6	cm
Diametro barre armatura fuori terra	20	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	6	cm

Comb. frequenti		
COMB.	N	M <sub>I</sub>
1	950.75	-1065.83
2	932.92	-1058.70
3	837.35	-924.66
4	837.35	-924.66
5	837.35	-924.66
6	837.35	-924.66
7	837.35	-924.66

w <sub>d</sub>	w <sub>d,lim</sub>	Verificato
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si
0.00	w3 = 0.40	Si



<b>Comb. quasi permanenti</b>		
<b>COMB.</b>	<b>N</b>	<b>M<sub>I</sub></b>
1	837.35	-924.66

<b>w<sub>d</sub></b>	<b>w<sub>d,lim</sub></b>		<b>Verificato</b>
0.00	w2 =	0.30	Sì

### 3.42. VERIFICA SLE FESSURAZIONE SPICCATO MURO PARAGHIAIA

#### 3.42.1. Fessurazione

Diametro barre armatura controterra	20	mm
Passo armatura controterra	20	cm
Copriferro armatura controterra	5	cm
Diametro barre armatura fuori terra	16	mm
Passo armatura fuori terra	20	cm
Copriferro armatura fuori terra	5	cm

<b>Comb. frequenti</b>		
<b>COMB.</b>	<b>N</b>	<b>M<sub>I</sub></b>
1	74.18	-91.91

<b>w<sub>d</sub></b>	<b>w<sub>d,lim</sub></b>		<b>Verificato</b>
0.00	w3 =	0.40	Sì

<b>Comb. quasi permanenti</b>		
<b>COMB.</b>	<b>N</b>	<b>M<sub>I</sub></b>
1	42.55	-14.12

<b>w<sub>d</sub></b>	<b>w<sub>d,lim</sub></b>		<b>Verificato</b>
0.00	w2 =	0.30	Sì

## 4. VERIFICA ORECCHIO

Di seguito si riporta la verifica dell'orecchio del muro di risvolto. Il modello di calcolo utilizzato per la valutazione delle sollecitazioni agenti è quello di una mensola di lunghezza unitaria incastrata in corrispondenza dei muri di risvolto. Su di essa si considerano le massime pressioni generate dal terreno a tergo per effetto della spinta statica, del sovraccarico stradale agente e dell'azione sismica. Esse valgono:

$$P_{\text{stat}} = 18.5 \text{ kN/mq}$$

$$P_{\text{sovr}} = 7.5 \text{ kN/mq}$$

$$P_{\text{sism}} = 5.5 \text{ kN/mq}$$

La peggiore combinazione di carico è quella che prevede la spinta statica ed il sovraccarico stradale. Le sollecitazioni di taglio e momento valgono:

$$V = 53 \text{ kN}$$

$$M = 159 \text{ kNm}$$

Di seguito si riporta la verifica strutturale dell'elemento.

### Dati

Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	40.0	[cm]

### Caratteristiche geometriche

Area sezione	4000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	3333333.3	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione Y	533333.3	[cm <sup>4</sup> ]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm <sup>4</sup> ]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$	[cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 20.00$	[cm]

### Elenco ferri

#### Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N° numero d'ordine

X Ascissa posizione ferro espresso in [cm]

Y Ordinata posizione ferro espresso in [cm]

d Diametro ferro espresso in [mm]

$\omega$  Area del ferro espresso in [cmq]

*Cavalcavia Svincolo Montebelluna Est – Relazione di calcolo spalle*

N°	X	Y	d	ω
1	96.20	35.20	16	2.01
2	73.10	35.20	16	2.01
3	50.00	35.20	16	2.01
4	26.90	35.20	16	2.01
5	3.80	35.20	16	2.01
6	4.00	5.00	20	3.14
7	27.00	5.00	20	3.14
8	50.00	5.00	20	3.14
9	73.00	5.00	20	3.14
10	96.00	5.00	20	3.14

**Combinazioni***Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

N sforzo normale espresso in [kN]

M<sub>Y</sub> momento lungo Y espresso in [kNm]M<sub>X</sub> momento lungo X espresso in [kNm]M<sub>t</sub> momento torcente espresso in [kNm]T<sub>Y</sub> taglio lungo Y espresso in [kN]T<sub>X</sub> taglio lungo X espresso in [kN]

VD verifica di dominio

VT verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente,

TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M <sub>Y</sub>	M <sub>X</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>Y</sub>	T <sub>X</sub>	VD	VT
1	0.0000	159.0000	0.0000	0.0000	53.0000	0.0000	SI	NO

Risultati analisi

**Sollecitazioni ultime***Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

N<sub>u</sub> Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]M<sub>Xu</sub> Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]M<sub>Yu</sub> Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza

**Combinazione n° 1**

N <sub>u</sub>	M <sub>Xu</sub>	M <sub>Yu</sub>	FS
0.0000	0.0000	<u>201.5294</u>	1.27

**Risultati taglio***Simbologia adottata*

N° numero d'ordine della combinazione

 $V_{Rd}$  Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura trasversali a taglio, espresso in [kN] $V_{Rcd}$  Resistenza di calcolo a “taglio compressione”, espresso in [kN] $V_{Rsd}$  resistenza di calcolo a “taglio trazione”, espresso in [kN]

<b>N°</b>	<b>T</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>Diametro e passo staffe</b>
1	53.0000	175.8032	0.0000	0.0000	–

## 5. VERIFICA ARMATURA BAGGIOLI

La verifica è condotta con lo schema di biella compressa – tirante, considerando la massima azione tagliante tra quelle riportate nelle combinazioni seguenti:

SOLLECITAZIONI GLOBALI COMBinate SU SINGOLO BAGGIOLO						
Combinazione	Azione Variabile Principale	Nmax	Nmin	HI	Ht	
COMB SLU STR (A1) 1	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	3150	1620	108	55	
COMB SLU STR (A1) 2	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	3285	1553	108	55	
COMB SLU STR (A1) 3	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2829	1485	216	55	
COMB SLU STR (A1) 4	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2931	1434	216	55	
COMB SLU STR (A1) 5	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2829	1485	108	55	
COMB SLU STR (A1) 6	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2931	1434	108	55	
COMB SLU STR (A1) 7	Vento scarico	1898	1080	108	92	
COMB SLU STR (A1) 8	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2859	1485	108	92	
COMB SLU STR (A1) 9	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2961	1434	108	92	
COMB SLU STR (A1) 10	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1868	1080	180	55	
COMB SLU STR (A1) 11	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2829	1485	180	55	
COMB SLU STR (A1) 12	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2931	1434	180	55	
COMB SLU GEO (A2) 13	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	2482	1260	90	48	
COMB SLU GEO (A2) 14	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2597	1203	90	48	
COMB SLU GEO (A2) 15	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2208	1145	182	48	
COMB SLU GEO (A2) 16	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2295	1102	182	48	
COMB SLU GEO (A2) 17	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2208	1145	90	48	
COMB SLU GEO (A2) 18	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2295	1102	90	48	
COMB SLU GEO (A2) 19	Vento scarico	1415	800	90	79	
COMB SLU GEO (A2) 20	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2234	1145	90	79	
COMB SLU GEO (A2) 21	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2321	1102	90	79	
COMB SLU GEO (A2) 22	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1389	800	150	48	
COMB SLU GEO (A2) 23	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2208	1145	150	48	
COMB SLU GEO (A2) 24	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2295	1102	150	48	
COMB SLE RARA 25	Gruppo 1 Max N - (Vento carico)	2330	1200	90	37	
COMB SLE RARA 26	Gruppo 1 Max Mt - (Vento carico)	2430	1150	90	37	
COMB SLE RARA 27	Gruppo 2a Max N - (Vento carico)	2093	1100	170	37	
COMB SLE RARA 28	Gruppo 2a Max Mt - (Vento carico)	2168	1063	170	37	
COMB SLE RARA 29	Gruppo 2b Max N - (Vento carico)	2093	1100	90	37	
COMB SLE RARA 30	Gruppo 2b Max Mt - (Vento carico)	2168	1063	90	37	
COMB SLE RARA 31	Vento scarico	1400	800	90	61	
COMB SLE RARA 32	Vento carico - (Gruppo 1 Max N)	2113	1100	90	61	
COMB SLE RARA 33	Vento carico - (Gruppo 1 Max Mt)	2188	1063	90	61	
COMB SLE RARA 34	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento scarico)	1380	800	150	37	
COMB SLE RARA 35	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max N)	2093	1100	150	37	
COMB SLE RARA 36	Att. Vinc. e Var. Term. - (Vento carico+Gr.1 max Mt)	2168	1063	150	37	
COMB SLE FREQUENTE 37	Gruppo 1 Max N	2063	1100	75	0	
COMB SLE FREQUENTE 38	Gruppo 1 Max Mt	2138	1063	75	0	
COMB SLE FREQUENTE 39	Vento scarico	1360	800	75	12	
COMB SLE FREQUENTE 40	Att. Vinc. e Var. Term.	1350	800	90	0	
COMB SLE QUASI PERM 41		1350	800	75	0	
COMB SISMICA 42	(SISMA X preponderante SISMA Z+)	1501	649	263	99	
COMB SISMICA 43	(SISMA X preponderante SISMA Z-)	1381	769	263	99	
COMB SISMICA 44	(SISMA Y preponderante SISMA Z+)	1583	567	174	188	
COMB SISMICA 45	(SISMA Y preponderante SISMA Z-)	1463	687	174	188	
COMB SISMICA 46	(SISMA Z+ preponderante )	1611	539	141	66	
COMB SISMICA 47	(SISMA Z- preponderante )	1211	939	141	66	

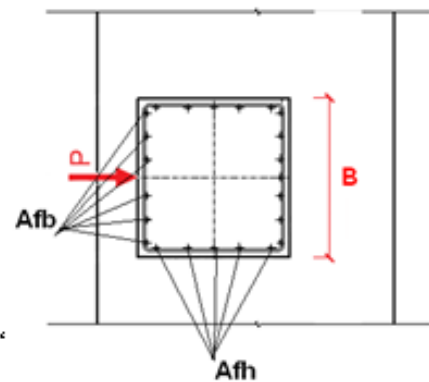
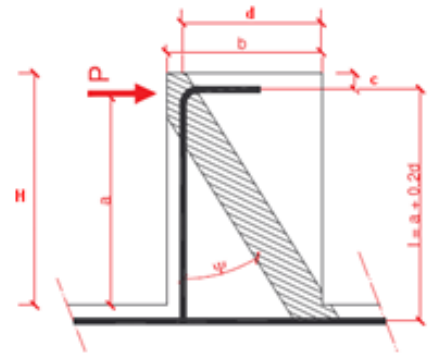
**VERIFICA STRUTTURALE DEI BAGGIOLI**

**CALCESTRUZZO BAGGIOLO**

Classe di resistenza	C	<b>C32/40</b>
Resistenza cubica a compressione	$f_{ck}$	40 MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.2 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.8 MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.45 MPa
Modulo di elasticità	$E_s$	33 643 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	33 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_s$	1.50

**ACCIAIO**

		Acciaio B450 C
Resistenza caratteristica di rottura acciaio	$f_{tk}$	540 MPa
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk}$	450 MPa
Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$\gamma_s$	1.15
Modulo elastico caratteristica acciaio	$E_s$	206 000 MPa



ARMATURA VERTICALE			
	n	s	Area mm²
$A_{s1}$	16	6	1206
$A_{s2}$			-

DATI DI INPUT			
$N_{Ed}$	3285	KN	Aziona verticale max di compressione agente
$P_{Ed}$	263	KN	Aziona orizzontale massima agente
H	0.30	m	Altezza baggiola
b	0.80	m	Lunghezza lato 1 baggiola
B	0.80	m	Lunghezza lato 2 baggiola
c	0.04	m	Capriferro
d	0.76	m	
a	0.3	m	
l	0.45	m	
l	0.66		λ=0.99 (0.98)
$N_u$	315	KN	Aziona nella biella compressa
$N_t$	100	KN	Aziona nel tirante

VERIFICA TIRANTE-PUNTONE			
$P_{t,Rd}$ (kN)	3185	VERIFICATO	Resistenza del puntone di calcestruzzo $P_t = P_{t0} = (A_s f_{yk} - N_{Ed}) \frac{1}{\gamma_s}$
$P_{1,Rd}$ (kN)	714	VERIFICATO	Resistenza della mensola in termini di resistenza dell'armatura $P_{10} = 0.48 M_{yk} \frac{1}{1+\lambda} \geq P_{t0}$ $P_{10} \geq P_{t0}$

Per i baggioli si è assunto cautelativamente il coefficiente c=1  
 c = 1 - Per sbalzi non provvisti di staffatura  
 c = 1.5 - Per sbalzi provvisti di staffatura

VERIFICA A SFORZO NORMALE CENTRATO		
$R_c$	12041	kN
VERIFICATO		

## 6. VERIFICA ISOLATORI E GIUNTI

### 6.1. ISOLATORI

Per la verifica sismica degli apparecchi di isolamento delle strutture si prende in considerazione lo stato limite ultimo di collasso (SLC) con i seguenti parametri sismici di riferimento.

#### Spettro di risposta orizzontale SLC (per la verifica degli isolatori)

Spettro orizzontale SLC			
$a_g/g$	0,414	S	1,002
$F_0$	2,402	$\eta$	0,816
$T_c^*$	0,367	$T_B$	0,164
$S_s$	1,002	$T_C$	0,493
$C_c$	1,344	$T_D$	3,256
$S_t$	1,000		
q	1,414	$\xi =$	10,00

$K_{tot}$	5.160 kN/mm	(Rigidezza tot. Sistema isolamento viadotto)
$mtot$	0.683 kNs <sup>2</sup> /mm	(Massa tot. Impalcato viadotto)
T	2.286	(Periodo proprio tot. impalcato)
	$T_c < T < T_d$	
$S_{e,orizz}(T)$	0.176 g	
$H_{tot}$	1176 kN	(Forza sismica orizzontale totale su viadotto SLC)
$\Delta_{prog}$ sism long	228 mm	(Spostamento max sist. isolamento da progetto per sisma long. SLC)
$\Delta_{prog}$ sism trasv	68 mm	(Spostamento max sist. isolamento da progetto per sisma trasv. SLC)
$\Delta_{prog}$ isol	241 mm	(Spostamento max isolatore da progetto in combinazione)
$\Delta_{isol}$	270 mm	(Spostamento max isolatore da catalogo)

**Spostamento compatibile**

## 6.2. GIUNTI DI DILATAZIONE

Il calcolo degli spostamenti, dovuti alla dilatazione termica in corrispondenza del collegamento con la spalla, è stato effettuato in base a quanto previsto nel Par. 3.5.7 e nel Par. 11.2.10.6 delle Norme Tecniche delle costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008; lo spostamento sismico è stato valutato al punto precedente.

Lo spostamento totale da utilizzare al fine del dimensionamento del giunto di dilatazione è ottenuto seguendo la formulazione prevista da EC8, per un sisma corrispondente allo stato limite di danno, di seguito descritta:

$$\Delta_{\text{tot}} = 0,4 \cdot \Delta_{\text{sisma}} + 0,5 \cdot \Delta_{\text{dil.term.}}$$

dove  $\Delta_{\text{sisma}}$  è lo spostamento in condizioni sismiche e  $\Delta_{\text{dil.term.}}$  è lo spostamento dovuto alla dilatazione termica.

In condizioni di esercizio si sono considerati i massimi spostamenti nella combinazione rara, nella quale lo spostamento dovuto alla dilatazione termica è stato moltiplicato per il coefficiente  $\psi=0.6$ .

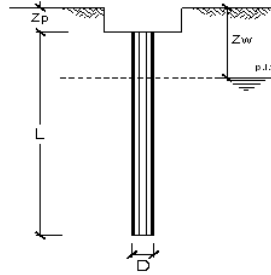
Combinazioni	$\Delta$ long rara (mm)	$\Delta$ trasv rara (mm)	$\Delta$ termico (mm)	$\Delta$ long sisma (mm)	$\Delta$ trasv sisma (mm)	$\Delta$ long tot (mm)	$\Delta$ trasv tot
Esercizio Rara	93	71	5.85	-	-	96.53	74.51
Sismica	-	-	5.85	228	228	94.12	94.12

	Escursione giunto (mm)
Longitudinale	200
Trasversale	190



## 7. VERIFICA DI PORTANZA PALO

Diametro del Palo (D):	1,00	(m)
Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	0,785	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	1,50	(m)
Quota falda dal p.c. (z <sub>q</sub> ):	100,00	(m)
L <sub>palo</sub>	18,000	(m)
n° strati	1,00	
n° verticali indagate	1,00	
ξ <sub>3</sub>	1,70	
ξ <sub>4</sub>	1,70	
Coefficiente di reazione del terreno (K <sub>h</sub> )	20000,00	(kN/m <sup>3</sup> )
Classe di resistenza cls palo	C25/30	
Modulo elasticità palo (E)	31447161	(kN/m <sup>2</sup> )



COMPRESSIONE TRAZIONE		
COMB A1-M1	3760,00	0
COMB A2-M1	2890,00	0
COMB SIM	5516,00	1386,00

### PARAMETRI MEDI

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C' med	φ' med	C <sub>u</sub> med
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	18,00		19,00	0,0	38,0	0,0

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

### PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ	C' min	φ' min	C <sub>u</sub> min
(-)	(m)		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)
1	18,00		19,00	0,0	38,0	0,0

### VERIFICA PORTANZA

	Nmax (kN)	R <sub>cd</sub> (kN)	R <sub>ct</sub> (kN)	FS COMPR	FS TRAZ
COMB A1-M1	4237,13	9498,52	1992,7	2,24	0,00
COMB A2-M1	3243,43	5789,46	1245,4	1,78	0,00
COMB SIM	5869,43	7292,65	1594	1,24	1,15

## 7.1. CALCOLO EFFICIENZA PALIFICATA

Essendo l'interasse minimo tra i pali inferiore a 3 volte il diametro, risulta necessario valutare il coefficiente di efficienza della palificata. Tale coefficiente è definito come:

$$\eta = \frac{R_{d \text{ palificata}}}{n \cdot R_d}$$

in genere minore di 1 o al più posto pari ad 1 nel caso di interasse maggiore o uguale a 3 volte il diametro dei pali.

La formula di Converse-Labarre, che fornisce un valore molto conservativo dell'efficienza di una palificata, definisce l'efficienza come:

$$\eta = 1 - \theta \cdot \left[ \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

dove:

- m è il numero delle righe di pali della palificata;
- n è il numero di pali per ogni riga;
- $\theta$  è pari a  $\theta = \arctan(D/i)$ , con
  - D è il diametro dei pali
  - i è l'interasse fra i pali.

Nel caso in questione il valore di  $\eta$  è pari a 0.68 per cui il gruppo di pali è caratterizzato da una portanza complessiva pari a :

Pertanto il gruppo di pali è caratterizzato da una portanza complessiva pari a:

$R_{d \text{ palificata}}$ (A1)	71508,09 KN	verificato
$R_{d \text{ palificata}}$ (A2)	43585,05 KN	verificato
$R_{d \text{ palificata}}$ (SISMICA)	54901,54 KN	verificato

valori che risultano maggiori dei corrispondenti scarichi assiali al baricentro della palificata.