



Comune di  
Crevalcore



Comune di  
San Giovanni in Persiceto



Comune di  
Casalecchio di Reno



Comune di  
Bologna



Comune di  
Sasso Marconi



Comune di  
Marzabotto

Ciclovia del Sole: tratto 3 attraversamento dei centri abitati di Crevalcore,  
San Giovanni in Persiceto, Sala Bolognese -  
tratto 4: Casalecchio - Marzabotto

CUP n° C61B21013060002

**PROGETTO DEFINITIVO**



**Coordinamento e integrazione delle prestazioni specialistiche:**

arch. Enrico Guaitoli Panini

**Il Responsabile Unico del Procedimento:**

ing. Maurizio Martelli

**Progettazione ciclabile e paesaggistica:**

arch. Irene Esposito, paes. Giulia Mazzali, arch. Eleonora Vaccari,  
arch. Michela Gessani, dott. paes. Sara Martignoni, arch. Alberto Coppi

**Progettazione delle strutture:**

prof. ing. Massimo Majowiecki, ing. Giovanni Berti,  
ing. Monica Mingozzi, ing. Elisa Sammarco, ing. Mario Chinni

**Geologia, Ambiente, Idraulica:**

geol. Pierluigi Dallari, geol. Arianna Casarini, geol. Lisa Gasparini,  
geol. Emiliano Quadernari, ing. Yos Zorzi

**Coordinamento della sicurezza:**

ing. Fausto Gallarello, ing. Roberto Perlangeli

**Relazione di calcolo delle opere in cemento armato e relative  
fondazioni - Passerella ciclopedonale Via del Papa - Crevalcore**

SCALA --	FORMATO A4
CODICE REL_5_1	DATA 30/11/2023

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	30/11/2023		M.C.	M.C.	M.M

## Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORME DI RIFERIMENTO .....	4
3	MATERIALI .....	5
3.1	Calcestruzzo .....	5
3.2	Acciaio per armature lente .....	6
3.3	Acciaio per armatura pali.....	6
3.4	Pioli connettori.....	7
4	ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	8
4.1	Peso proprio degli elementi strutturali ( $G_1$ ).....	8
4.2	Spinta delle terre ( $G_3$ ).....	8
4.3	Azioni variabili ( $Q_k$ ).....	8
4.4	Azioni sismiche (EQK).....	8
4.5	Combinazioni di carico .....	10
5	VERIFICHE STRUTTURALI .....	11
5.1	Stato di sollecitazione .....	12
5.2	Verifica dei pali di fondazione.....	14
5.2.1	Verifica strutturale .....	15
5.2.2	Verifica geotecnica.....	16
5.3	Verifica dei pioli.....	16
5.4	Verifica della fondazione.....	18
5.5	Verifica del paraghiaia.....	18

## 1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti strutturali relativi le opere di fondazione a sostegno della ciclovìa da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovìa del Sole" (percorso Verona-Firenze) e in particolare dei seguenti tratti:

- Tratto 3: attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e Sala Bolognese;
- Tratto 4: Casalecchio – Marzabotto.

In particolare i calcoli contenuti all'interno della relazioni sono riferiti allo scavalco di Via del Papa nel Comune di Crevalcore (BO). La ciclovìa si sviluppa parallelamente alla linea ferroviaria preesistente che collega le località di San Felice sul Panaro, Crevalcore e San Giovanni in Persiceto alla Stazione di Bologna Centrale; tale tracciato prevede, però, la necessità di bypassare la strada Provinciale 9 in corrispondenza di via del Papa, presso Crevalcore. In questo punto è, infatti, presente un sottopasso della strada stessa, al fine di evitare interferenze tra traffico veicolare e ferroviario. Per questo motivo è necessario prevedere una struttura che permetta di scavalcare la strada sottostante.

In Figura 1-1 si riporta l'ubicazione dell'area d'intervento.



Figura 1-1 – Inquadramento dell'area d'intervento

Lo scavalco della Via del Papa avviene con una passerella costituita da un impalcato a struttura mista acciaio-cl, di lunghezza 18.50 m.

L'impalcato è sostenuto da una fondazione-spalla di spessore 0.80m e larghezza 1.35m, posizionata ad una quota tale da garantire il rispetto dell'altezza del sottotrave con la sede stradale sottostante pari a 5.50m.

La fondazione è sostenuta da due pali con perforo  $\varnothing 600\text{mm}$  e l'armatura costituita da un profilato metallico di sezione HEB400 di lunghezza 12.0m, solidarizzato alla fondazione mediante ammorsamento per una lunghezza di 0.60m con pioli connettori.

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

I calcoli contenuti nella relazione vengono eseguiti in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018. - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 42 del 20/01/2018 SO);
- C.S.LL.PP. Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018 (GU n. 35 del 11/02/2019 SO);
- UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali”
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

## 3 MATERIALI

### 3.1 Calcestruzzo

In Tabella 3-1 sono riportati i valori di resistenza caratteristici e di deformabilità del cls:

CLS [ EN 206-1, UNI 11104, EN 1992-1-1, NTC18]		SPALLA
Classe di resistenza		C32/40
Classe di esposizione		XC2
Classe di lavorabilità		S4
Dimensione massima degli inerti		32 mm
Copriferro		50 mm
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck}$	32
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	40
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm}$	40
Resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	3.02
Resistenza a trazione caratteristica	$f_{ctk}$	2.12
Resistenza a trazione caratteristica per flessione	$f_{ctfk}$	2.54
Modulo elastico	$E_{cm}$	33.35
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.20

Tabella 3-1 – Prestazioni del cls

Il coefficiente di sicurezza per le verifiche di resistenze SLU risulta:  $\gamma_{cls} = 1.5$ . La resistenza di progetto SLU risulta quindi data dall'espressione:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_{cls}$

dove  $\alpha_{cc}$  è un coefficiente che assume il valore 0.85 per azioni di lunga durata e 1.00 per azioni di breve durata.

In ambienti non aggressivi (classe di esposizione XC2) l'apertura delle fessure nel calcestruzzo allo SLE deve risultare:

Per combinazione di carico (SLE FREQ):  $w_{max} \leq 0.4 \text{ mm}$

Per combinazione di carico (SLE QP):  $w_{max} \leq 0.3 \text{ mm}$

Per combinazioni di carico SLE RARE e SLE QP esistono le seguenti limitazioni sui valori tensionali del cls:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  (SLE RARE)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  (SLE QP)

### 3.2 Acciaio per armature lente

In Tabella 3-2 sono riportati i valori di resistenza caratteristica e la deformabilità dell'acciaio per armatura:

BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA [ EN 10080 ]			
Grado	B450C		
Parametri di resistenza e deformabilità			
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk}$	[MPa]	450
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$	[MPa]	540
Rapporto rottura/snervamento	k	[-]	1.2
Allungamento a rottura	$(A_g)_t$	[%]	7.5
Modulo elastico	$E_s$	[GPa]	210.00
Coefficiente di Poisson	$\nu$	[-]	0.33

Tabella 3-2 – Prestazioni dell'acciaio in barre

Il coefficiente di sicurezza per le verifiche di resistenza SLU risulta:  $\gamma_s = 1.15$ . La resistenza di progetto SLU risulta quindi data dall'espressione:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ .

Per le sollecitazioni di esercizio in combinazione caratteristica (SLE RARA) deve risultare:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

### 3.3 Acciaio per armatura pali

Nella Tabella 3-3 sono riportati i valori di resistenza caratteristici e di deformabilità dell'acciaio per carpenterie metalliche. Si richiede una classe di esecuzione EXC3 (UNI EN 1090-2).

ELEMENTI STRUTTURALI		ARMATURA PALI
Grado per spessori $\leq 40$ mm		S355JR
Parametri di resistenza e deformabilità	Simbolo	
Resistenza caratteristica allo snervamento	$f_{yk}$ [MPa]	355
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$ [MPa]	510
Rapporto rottura/snervamento	k [-]	1.44
Modulo elastico	$E_s$ [GPa]	210
Modulo di elasticità trasversale	$G_s$ [Gpa]	80.77
Coefficiente di Poisson	$\nu$ [-]	0.3
Coeff. di espansione termica lineare (per $T \leq 100^\circ\text{C}$ )	$\alpha$ [ $^\circ\text{C}^{-1}$ ]	$12 \cdot 10^{-6}$

Tabella 3-3 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio per la carpenteria metallica

La resistenza di progetto dell'acciaio agli SLU è data dall'espressione:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_M$$

dove: -  $f_{yk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio;

-  $\gamma_M$  è il coefficiente di sicurezza assunto pari a 1.05 per le verifiche di resistenze SLU, mentre per le verifiche agli SLE si assume pari a 1.00.

I valori dei parametri di resistenza assunti ai fini delle verifiche sono di seguito riepilogati.

In Tabella 3-4 sono riportati i dati generali di massa dell'armatura:

Profilo	A (cm <sup>2</sup> )	J <sub>min</sub> (cm <sup>4</sup> )	J <sub>max</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,min</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,max</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,min</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,max</sub> (cm <sup>3</sup> )
HEB400	197.8	10820	57680	721.3	2884	1104	3232

Tabella 3-4 – Dati dell'acciaio di armatura dei pali

### 3.4 Pioli connettori

Si utilizzano pioli connettori tipo S235 J2 + C450 conformi alle indicazioni riportate nella norma UNI EN ISO 13918, le cui caratteristiche minime di resistenza vengono riportate in Tabella 3-5.

f <sub>t,k</sub>	f <sub>y,k</sub>	A <sub>gt</sub>	E <sub>s</sub>
450 MPa	350 MPa	15%	210 GPa

Tabella 3-5 Caratteristiche dei pioli connettori



## 4 ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI

I carichi sono determinati dalle reazioni vincolari agli appoggi del modello di calcolo dell’impalcato, invertite di segno. A tali azioni, per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (strutturale e sismico) e allo stato limite di esercizio, sono aggiunti i carichi dovuti al peso proprio delle sottostrutture e le azioni orizzontali conseguenti la spinta delle terre, sia in condizioni statiche sia sismiche.

### 4.1 Peso proprio degli elementi strutturali ( $G_1$ )

Il peso proprio viene automaticamente calcolato dal codice di calcolo utilizzando quale peso di volume  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Essendo la spalla stata modellata con un elemento rettangolare, non considerando la geometria del paraghiaia, si è tenuto conto del peso del paraghiaia assegnando un peso di volume equivalente alla geometria reale ( $\rho_{eq} = 3187.5 \text{ kg/m}^3$ ).

### 4.2 Spinta delle terre ( $G_3$ )

La spinta delle terre è determinata a partire dal peso specifico del terreno ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ), considerando per la spinta orizzontale il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ , considerando l’angolo d’attrito del terreno  $\varphi = 30^\circ$ .

Il coefficiente di spinta attiva risulta  $k_a = 0.333$ .

### 4.3 Azioni variabili ( $Q_k$ )

Le azioni variabili risultano quale sovraccarico spinta orizzontale del terreno per effetto della presenza del carico accidentale costituito dalla folla compatta agente sul piano viabile con intensità, in valore caratteristico, pari a 5 kPa.

I valori di carico assegnati sono di seguito riportati e risultano:

$$q_k = k_a * 5 \text{ kPa} = 1.66 \text{ kPa}$$

### 4.4 Azioni sismiche (EQK)

Le azioni sismiche sono definite, in accordo alle NTC2018, per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari e classe d’uso di tipo II, con periodo di riferimento per l’azione sismica pari a  $V_R = 50$  anni.

Nei prospetti seguenti sono riportati, i dati per la definizione dell’azione sismica per le strutture, in Tabella 4-1, e i parametri sismici principali per la categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1, in Tabella 4-2.

Latitudine	44.72947
Longitudine	11.14798
Tipo di costruzione ( $V_N$ )	2 (50 anni)
Classe d’uso ( $C_U$ )	II ( $C_U = 1.0$ )
Categoria Stratigrafica	C
Categoria Topografica	T1

Tabella 4-1 – Parametri di riferimento per la determinazione dell’azione sismica

SL	V <sub>R</sub>	P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>C</sub> *	F <sub>v</sub>	S <sub>S</sub>	S <sub>T</sub>	C <sub>c</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>B</sub>	T <sub>D</sub>	d <sub>g</sub>	v <sub>g</sub>	a <sub>max</sub>
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	75	81	46	0.053	2.492	0.266	0.774	1.500	1.000	1.625	0.432	0.144	1.812	15.27	0.054	0.080
SLD	75	63	76	0.068	2.472	0.275	0.870	1.500	1.000	1.608	0.442	0.147	1.872	20.70	0.071	0.102
SLV	75	10	712	0.184	2.557	0.276	1.481	1.418	1.000	1.606	0.443	0.148	2.336	66.21	0.181	0.261
SLC	75	5	1463	0.244	2.490	0.285	1.660	1.335	1.000	1.589	0.453	0.151	2.576	93.18	0.232	0.326

Tabella 4-2 – Parametri sismici di riferimento per la categoria di sottosuolo C

In Figura 4-1 vengono riportati gli spettri di risposta elastica in accelerazione orizzontale e verticale.

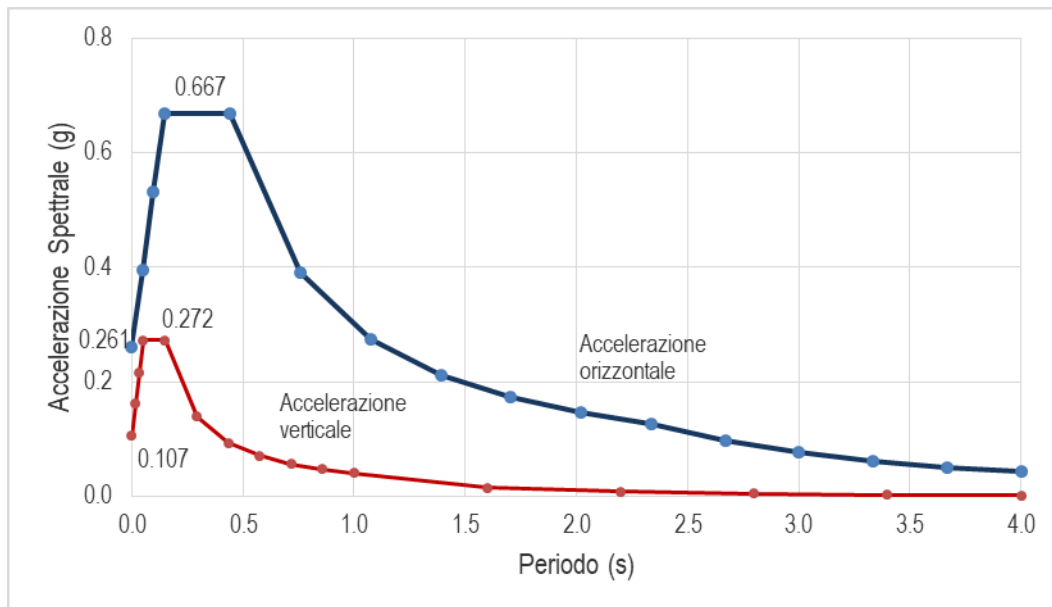


Figura 4-1 – Spettri in accelerazione orizzontale e verticale

Si considerano inoltre i coefficienti sismici per azioni orizzontali e verticali relativamente ad opere di contenimento, legati alla massima accelerazione attesa al suolo (definita dall’espressione  $a_{max} = S_T S_S a_g$ ) dalle relazioni:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5k_h$$

dove  $\beta_m$  è un fattore di riduzione che assume i seguenti valori (cfr §7.11.6 – opere di contenimento – NTC18):

$$\beta_m = 0.38 \text{ (verifiche allo SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ (verifiche allo SLD)}$$

In caso di opere di contenimento impedito allo spostamento  $\beta_m = 1.00$ .

L'incremento di pressione esercitata dal terreno in condizioni sismiche è definito dalla relazione,

$$\Delta E_{T,h} = k_h * \gamma * H \quad \text{per sisma in direzione orizzontale}$$

$$\Delta E_{T,v} = k_v * \gamma * H \quad \text{per sisma in direzione verticale}$$

essendo H l'altezza totale del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le combinazioni sismiche risultano quindi da un'analisi statica equivalente di tipo lineare applicando alle azioni relative ai singoli carichi elementari i rispettivi coefficienti sismici.

#### 4.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

Combinazione SLU/STR  $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G3} * G_3 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} * \Psi_{0i} * Q_{ki}$

Combinazione SLU/EQK  $E + G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE RARA  $G_1 + G_3 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE FREQ  $G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{11} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE QP  $G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU risultano in Tabella 4-3 (Tab. 5.1.V NTC 2018), mentre in Tabella 4-4 sono riportati i coefficienti di combinazione per le azioni variabili agenti (Tab. 5.1.VI NTC 2018):

Azioni		Coefficiente	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti (G <sub>1</sub> e G <sub>3</sub> )	Favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali (G <sub>2</sub> )	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili (Q)	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	0.00	1.30

Tabella 4-3 Coefficienti parziali

Azioni	Gruppo di azioni	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Folla (schema 5)	SLU/SLE	0.4	0.4	0.0

Tabella 4-4 Coefficienti di combinazione

## 5 VERIFICHE STRUTTURALI

Il calcolo delle sollecitazioni è svolto mediante implementazione di un modello ad elementi finiti, costituito da elementi beam a simulare la spalla in cls armato e l'armatura dei pali in carpenteria metallica.

Il collegamento tra l'elemento trave che simula la spalla e la testa del palo è ottenuto mediante elementi rigid link, inoltre per considerare l'incremento delle sollecitazioni flettenti sul palo dovuto alle azioni orizzontali sono stati inseriti due ulteriori rigid link dal baricentro dell'elemento trave della spalla, fino alla quota degli appoggi.

L'interazione del palo con il terreno è considerata assegnando un modulo di reazione pari a 20000 kN/m<sup>3</sup> (considerando la larghezza del palo di 0.6 m al modello è applicato un modulo pari a 12000 kN/m<sup>2</sup>).

Essendo la spalla in prossimità di un muro di sostegno esistente, si assume quale schema a mensola del palo, in direzione longitudinale, differenziando i moduli di reazione lungo il palo:

- Si trascura il contributo favorevole del terreno nella direzione longitudinale per un'altezza di 4.50 m a partire dall'intradosso della spalla, e assegnando il modulo di reazione nella sola direzione trasversale;
- Nella restante parte del palo il modulo di reazione è assegnato in entrambe le direzioni.

In Figura 5-1 è riportato il modello ad elementi finiti della rampa in cui sono visibili i moduli di reazione assegnati.

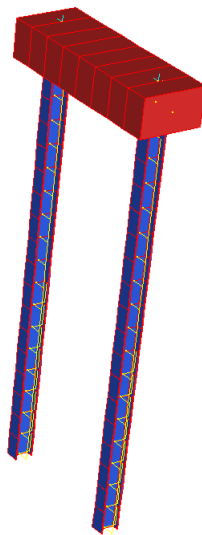
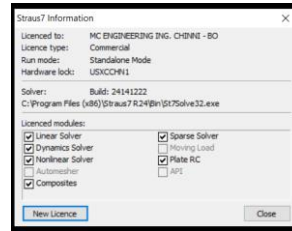


Figura 5-1 – Modello di calcolo agli elementi finiti

Le analisi della testata sono eseguite con il codice ad elementi finiti Strand7, commercializzato in Italia da HSH Srl (PD) con il nome di Straus7, che permette di eseguire analisi statica e dinamica in regime di non linearità dei materiali e geometrica, al sito della quale si rimanda per gli elementi di validazione del codice ([www.hsh.com](http://www.hsh.com), [www.strand7.com](http://www.strand7.com)).



## 5.1 Stato di sollecitazione

### Pali di fondazione

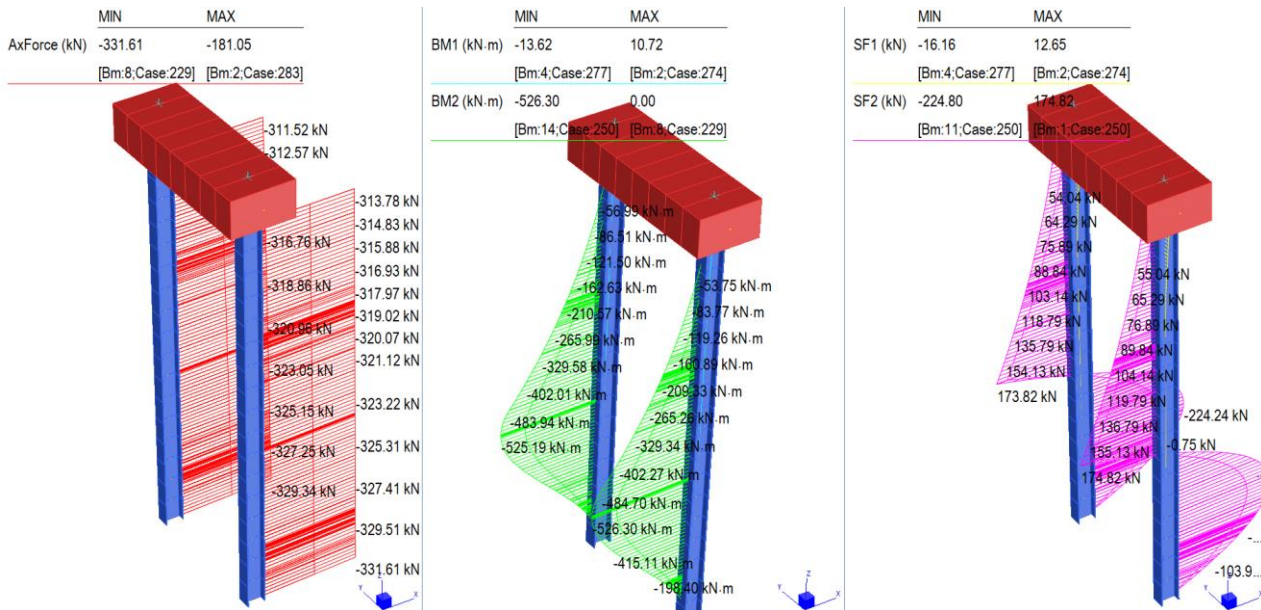


Figura 5-2 - Involupto Comb. SLU/STR

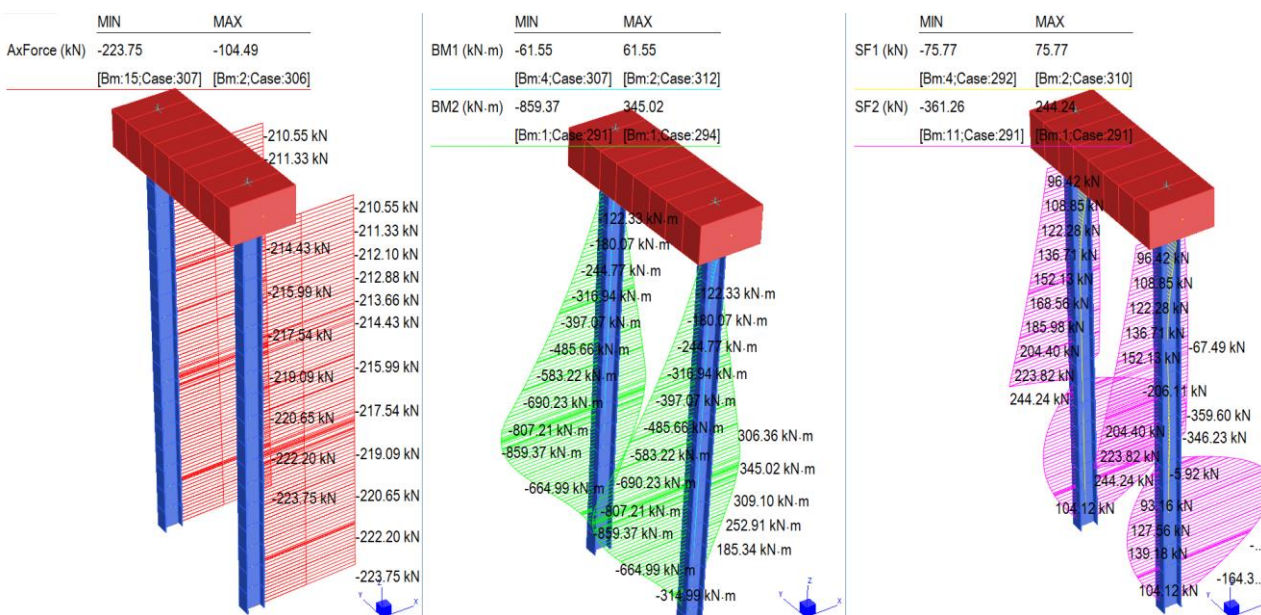


Figura 5-3 - Involupto Comb. SLU/SLV

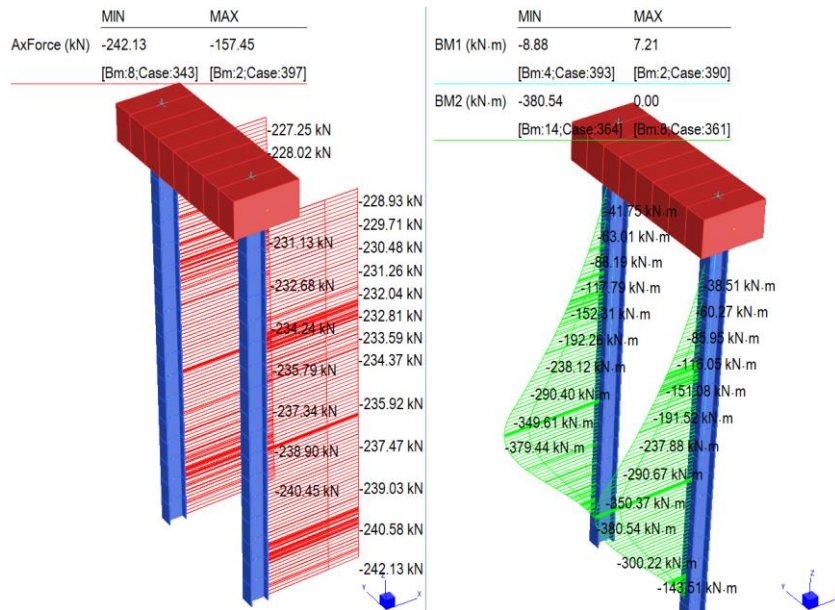


Figura 5-4 - Involuppo Comb. SLE

**Fondazione spalla**

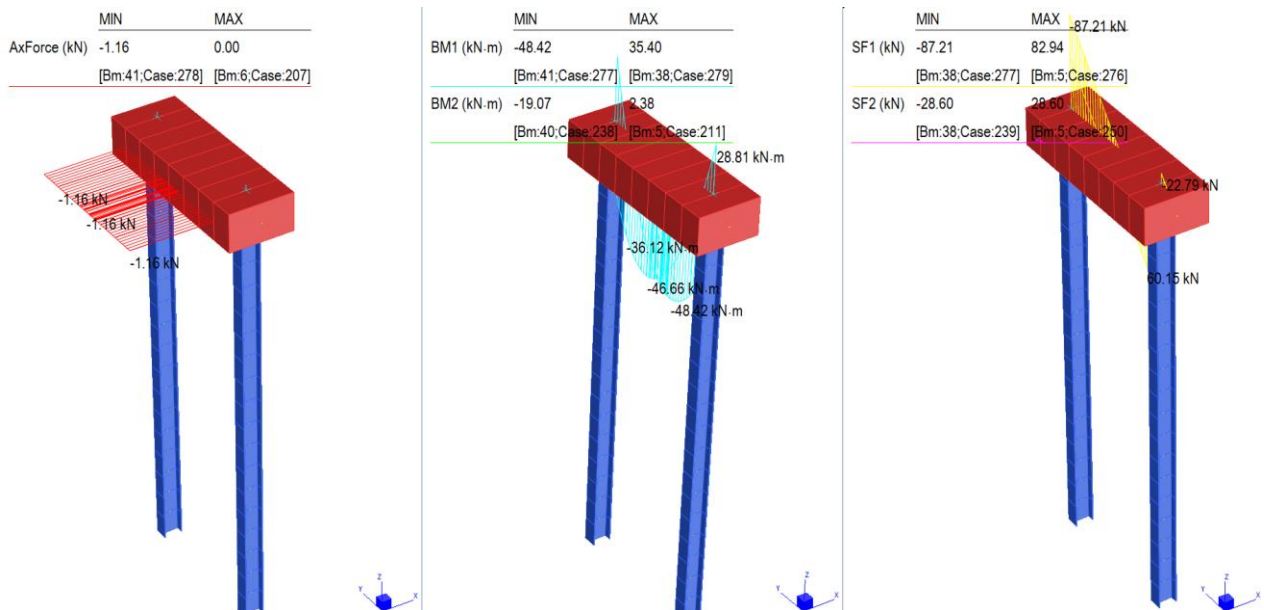


Figura 5-5 - Involuppo Comb. SLU/STR

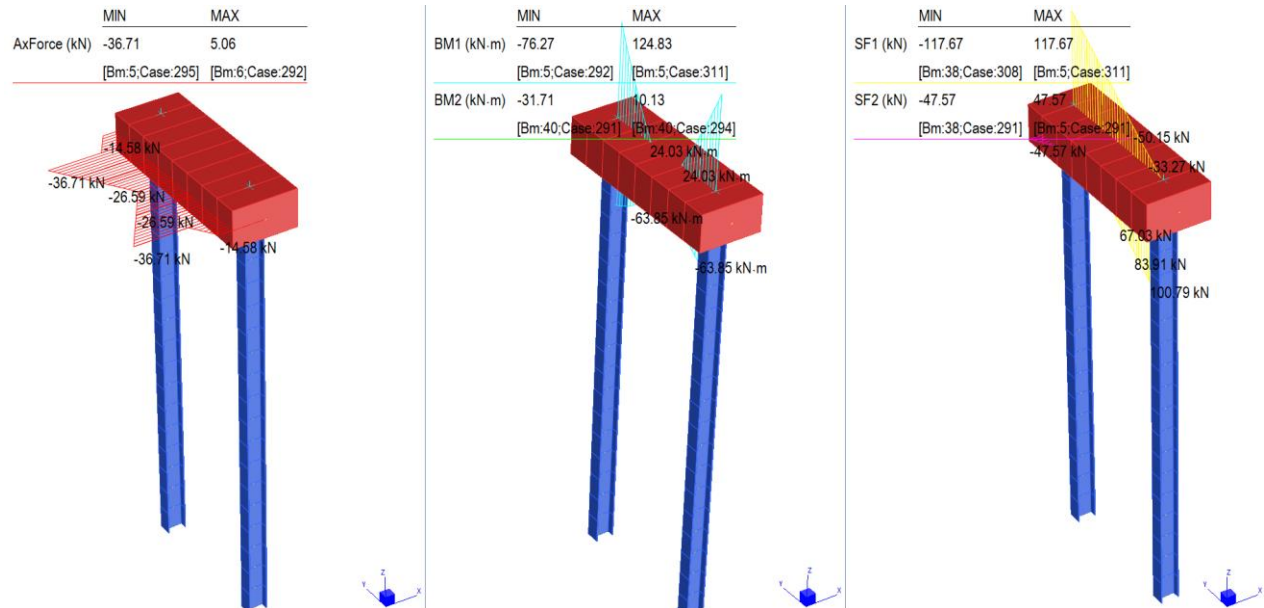


Figura 5-6 - Inviluppo Comb. SLU/SLV

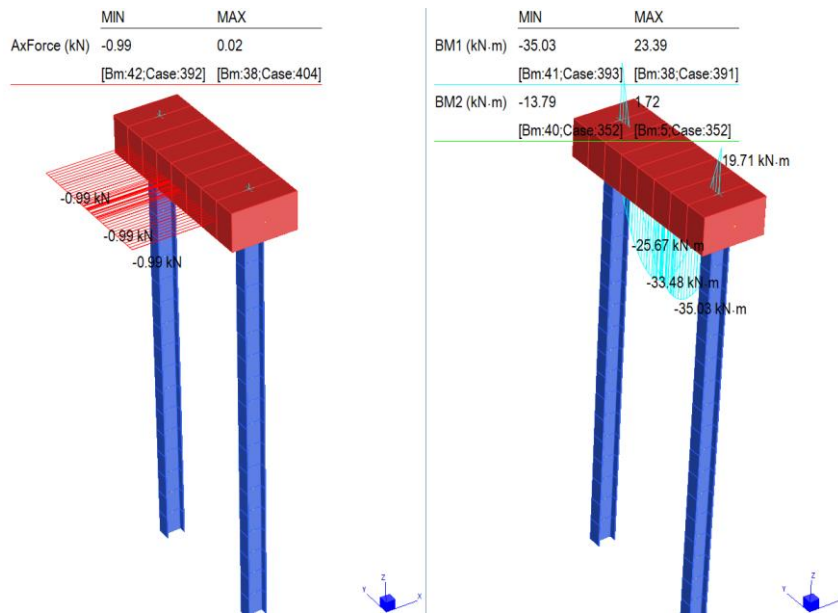


Figura 5-7 - Inviluppo Comb. SLE

## 5.2 Verifica dei pali di fondazione

Le fondazioni profonde sono eseguite mediante pali avente diametro del perforo  $\varnothing 600$  mm, l'armatura è costituita da un profilato metallico di sezione HEB400 con acciaio di grado S355.

### 5.2.1 Verifica strutturale

Le verifiche di resistenza della carpenteria metallica sono eseguite per via grafica, considerando i valori di resistenza flessionale della sezione in campo plastico, ridotti per effetto dell'azione assiale mediante la valutazione del dominio di resistenza per il calcolo dei profilati con sezioni di tipo HE<sup>1</sup>, fornito dalle espressioni:

- In caso di flessione sul piano di massima rigidezza

$$M_{Rd} = 1.11 \cdot M_{pl} \left[ 1 - \frac{N}{N_{pl}} \right] \quad \text{se } N > 0.10N_{pl}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} \quad \text{se } N \leq 0.10N_{pl}$$

- In caso di flessione sul piano di minima rigidezza

$$M_{Rd} = 1.11 \cdot M_{pl} \left[ 1 - \left( \frac{N/N_{pl} - 0.2}{0.8} \right)^2 \right] \quad \text{se } N > 0.20N_{pl}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} \quad \text{se } N \leq 0.20N_{pl}$$

Essendo  $M_{pl}$  e  $N_{pl}$ , rispettivamente il momento plastico nel caso di flessione semplice e la resistenza assiale della sezione, riepilogati in Tabella 5-1.

HEB400	$N_{pl}$ [kN]	$M_{pl}$
Fless. con rigidezza max	6687.52	1092.72
Fless. con rigidezza min	6687.52	373.26

Tabella 5-1 – Valori di resistenza dei tubi di armatura dei micropali

In Figura 5-8 è riportato il dominio di resistenza del tubo di armatura dei micropali e le coppie M-N per tutte le combinazioni di carico sismiche allo SLV, associando il colore della coppia di azioni al dominio di resistenza del micropalo corrispondente.

<sup>1</sup> P. Pozzati, C. Ceccoli (1987) - Teoria e tecnica delle strutture Vol. 3



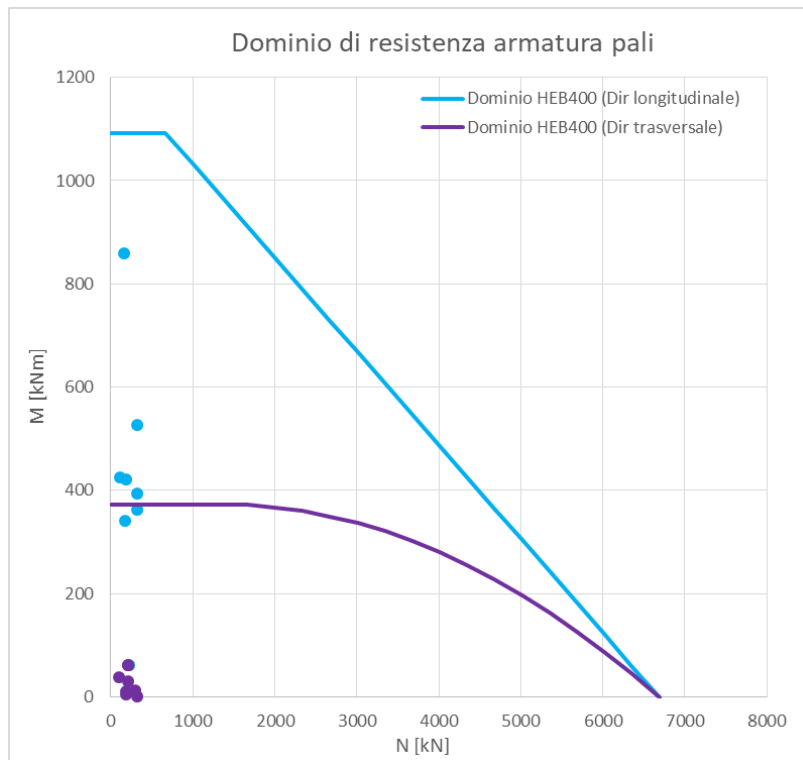


Figura 5-8 – Verifica a presso-flessione dei pali

Tutte le coppie di azioni M-N risultano interne al dominio di resistenza, la verifica è pertanto soddisfatta.

### 5.2.2 Verifica geotecnica

L'azione assiale massima agente sui pali, sempre di compressione, risulta pari a  $N = 331.61$  kN (cfr. Figura 5-2). Rimandando al §5.1.2 della relazione geotecnica per i calcoli di dettaglio, si riporta il valore di resistenza a compressione dei diaframmi da confrontare con le azioni assiali in combinazione SLU/STR che risulta essere la più gravosa. La resistenza di progetto risulta:

$$Q_{cd} = 391.61 \text{ kN (cfr. Tabella 8-3, REL-4-1)}$$

$$Q_{cd} > N$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Essendo inoltre il carico assiale pari a  $N_{SLE} = 242.13$  kN (cfr. Figura 5-4), si indica quale carico di collaudo il valore pari a  $1.5 \times N_{SLE}$

$$Q_{coll} = 365 \text{ kN}$$

### 5.3 Verifica dei pioli

L'ancoraggio dell'armatura del palo alla fondazione in c.a. è garantita ammorsando la sezione metallica per una lunghezza di 60 cm solidarizzando i due elementi mediante inserimento di 32 pioli connettori (16 per flangia) del tipo S235 J2 + C450  $\varnothing 16$  di altezza 75 mm, disposti come nella configurazione riportata in Figura 5-9.



Figura 5-9 – Schema disposizione pioli

L'azione di taglio dimensionante sul singolo piolo risulta dalla combinazione sismica in direzione trasversale, considerando l'azione assiale e l'incremento momento di sollecitazione conseguente la presenza del momento agente in testa al palo.

L'azione assiale in testa al palo risulta  $N_{Ed} = 210.55 \text{ kN}$ , il momento agente in testa al palo risulta  $M_{Ed} = 61.55 \text{ kNm}$ , si considera l'incremento di azione tagliante sui pioli dalla relazione  $V = M_{Ed} / b = 341.94 \text{ kN}$ , essendo  $b = 0.18 \text{ m}$  la distanza tra le due file di pioli nella direzione trasversale della flangia.

L'azione sul singolo piolo risulta quindi dalla relazione:

$$N_p = \frac{210.55 \text{ kN}}{32} + \frac{341.94 \text{ kN}}{16} = 27.95 \text{ kN}$$

La resistenza del singolo piolo è calcolata in accordo al §4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 e risulta dal minore delle seguenti:

$$P_{Rd,s} = 0.8 \cdot f_{tk} \cdot \frac{\pi d^2 / 4}{\gamma_v} = 57.91 \text{ kN}$$

$$P_{Rd,c} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 61.36 \text{ kN}$$

Essendo  $f_{tk} = 450 \text{ MPa}$  la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo,  $f_{ck} = 32 \text{ MPa}$  la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo ed  $E_{cm} = 33350 \text{ MPa}$  il suo modulo elastico,  $d = 16 \text{ mm}$  il diametro del piolo,  $\alpha \leq 1$  un fattore riduttivo della resistenza del calcestruzzo funzione della lunghezza del piolo e del diametro,  $\gamma_v = 1.25$  il fattore parziale per le connessioni.

$$N_p = 27.95 \text{ kN} < \min(P_{Rd,s}; P_{Rd,c}) = 57.91 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

## 5.4 Verifica della fondazione

Si considera quale elemento resistente della fondazione la base avente sezione rettangolare a contatto col terreno di dimensioni 1.35m x 0.80m.

Le azioni dimensionanti risultano le seguenti:

$$M = 124.8 \text{ kNm (combinazione SLU/SLV)}$$

$$V = 117.7 \text{ kN (combinazione SLU/STR)}$$

La sezione è armata con 7+7Ø20 ( $A_s = 2660.9 \text{ mm}^2$ ) e staffe a 2 bracci in numero di 1 Ø16/20cm in corrispondenza dei micropali e staffe 2 bracci in numero di 1 Ø16/40cm nel tratto centrale ( $A_w = 402.1 \text{ mm}^2$ ), essendo l'altezza utile della sezione  $d = 749 \text{ mm}$ , il momento e il taglio resistente della sezione risultano dalle relazioni:

$$M_{Rd} = 0.9d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 692.52 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 0.9d \cdot \frac{A_w}{s} \cdot f_{yd} = 523.27 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Il momento flettente in condizioni di esercizio è pari a 35.03 kNm, lo stato tensionale dell'armatura tesa nelle condizioni di esercizio risulta pertanto:

$$\sigma_{s,SLE} = \frac{M_{SLE}}{0.9d \cdot A_s} = 19.79 \text{ MPa}$$

Tali valori di tensione rientrano nelle indicazioni delle tabelle C4.1.II e C4.1.III delle Istruzioni alle NTC 2018 per apertura delle fessure  $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  (per  $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ , diametro massimo 32 mm, spaziatura massima 300 mm), e apertura delle fessure  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$  (per  $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ , diametro massimo 40 mm, spaziatura massima 300 mm).

Si omettono ulteriori verifiche di esercizio.

## 5.5 Verifica del paraghiaia

In Tabella 5-2 sono riportati i carichi e le azioni di momento flettente e taglio massime, per metro di sviluppo, sul paraghiaia per le combinazioni statiche e sismiche, considerando i carichi agenti derivanti dalla spinta delle terre, adottando un peso di volume del terreno pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ , e dal sovraccarico dovuto alla folla compatta pari a  $5 \text{ kPa}$ . Per la combinazione sismica si considera inoltre l'azione inerziale dovuta al peso proprio dell'elemento e l'incremento di spinta del terreno dovuto al sisma.

In Tabella 5-2 è riportato il calcolo delle azioni massime sul paraghiaia, mentre in Tabella 5-3 le azioni massime sul muro d'ala considerando cautelativamente per la spinta del terreno un'altezza pari al paraghiaia (1.20 m) e l'intera lunghezza della mensola pari a 2.50 m.

Tipologia di carico		Carico		H (m)	m (kNm/m)	v (kN/m)
Spinta terreno	(G1)	20.00	kN/m <sup>3</sup>	1.20	1.92	4.80
Pacchetto stradale	(G2)	1.15	kPa	1.20	0.28	0.46
Carichi mobili	(q <sub>ks</sub> )	5.00	kPa	1.20	1.20	2.00
Incremento spinta terreno EQK	(E)	7.52	kPa	1.20	5.41	9.02
Azioni inerziali	(E)	1.96	kPa	1.20	1.41	2.35
<b>Comb. SLU/SLV</b>					<b>9.02</b>	<b>16.63</b>
<b>Comb. SLU/STR</b>					<b>4.63</b>	<b>9.87</b>
<b>Comb. SLE R</b>					<b>3.40</b>	-
<b>Comb. SLE F</b>					<b>3.10</b>	-
<b>Comb. SLE QP</b>					<b>2.20</b>	-

Tabella 5-2 – Sollecitazioni massime sul paraghiaia

Tipologia di carico		Carico		H (m)	m	v (kN/m)
Spinta terreno	(G1)	20.00	kN/m <sup>3</sup>	2.50	4.00	10.00
Pacchetto stradale	(G2)	1.15	kPa	2.50	0.58	1.15
Carichi mobili	(q <sub>ks</sub> )	5.00	kPa	2.50	2.50	5.00
Incremento spinta terreno EQK	(E)	6.26	kPa	2.50	9.40	15.66
Azioni inerziali	(E)	1.96	kPa	2.50	6.12	4.89
<b>Comb. SLU/SLV</b>					<b>20.09</b>	<b>31.70</b>
<b>Comb. SLU/STR</b>					<b>5.07</b>	<b>10.91</b>
<b>Comb. SLE R</b>					<b>3.70</b>	-
<b>Comb. SLE F</b>					<b>3.40</b>	-
<b>Comb. SLE QP</b>					<b>2.50</b>	-

Tabella 5-3 – Sollecitazioni massime sul muro d'ala

La sezione è armata con 1+1Ø16/20 cm ( $A_s = 1005.31 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) e staffe in numero di 9Ø12mq ( $A_w = 339.29 \text{ mm}^2/\text{m}$ ), essendo l'altezza utile della sezione  $d = 292 \text{ mm}$ , il momento e il taglio resistente della sezione risultano dalle relazioni:

$$M_{Rd} = 0.9d \cdot A_s \cdot f_{yd} = 103.38 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd} = 0.9d \cdot \frac{A_w}{s} \cdot f_{yd} = 87.23 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

In condizioni di esercizio, i valori di tensione rientrano nelle indicazioni delle tabelle C4.1.II e C4.1.III delle Istruzioni alle NTC 2018 per apertura delle fessure  $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  (per  $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ , diametro massimo 32 mm, spaziatura massima 300 mm), e apertura delle fessure  $w_3 = 0.4 \text{ mm}$  (per  $\sigma_s = 160 \text{ MPa}$ , diametro massimo 40 mm, spaziatura massima 300 mm).

Si omettono ulteriori verifiche di esercizio.