



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

Supporto al RUP:

ing. Chiara Ferrari
arch. Federica Sodano
ing. Sara Destro
dott.ssa Silvia Mazza
arch. Giulia Maroni

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 Rio Maggiore - Sasso Marconi**

SCALA	FORMATO
--	A4
CODICE	DATA
REL_5_3	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	3
3	MATERIALI	4
3.1	Calcestruzzo	4
3.2	Acciaio per armature lente	5
4	ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	6
4.1	Peso proprio degli elementi strutturali (G_1).....	6
4.2	Spinta delle terre (G_3).....	6
4.3	Azioni variabili (Q_k).....	6
4.4	Azioni sismiche (EQK).....	6
4.5	Combinazioni di carico	8
5	VERIFICHE STRUTTURALI	9
5.1	Stato di sollecitazione	10
5.2	Verifica dei pali di fondazione.....	12
5.2.1	Verifica strutturale.....	13
5.2.2	Verifica geotecnica.....	14
5.3	Verifica della fondazione.....	14
5.4	Verifica del paraghiaia.....	15
	APPENDICE A – VERIFICHE DELLE SEZIONI IN CLS ARMATO.....	17

1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti strutturali relativi le opere di fondazione a sostegno della ciclovia da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovia 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 alla passerella sul Rio Maggiore nel Comune di Sasso Marconi.

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-clt, di lunghezza 16.50 m.

L'impalcato è sostenuto da una fondazione-spalla di spessore 0.80m e larghezza 1.35m, con un paraghiaia di altezza circa 1.2 m e spessore 0.3 m a contenimento de terreno a tergo.

La fondazione è sostenuta da due pali con perforo Ø600mm di lunghezza 12.0 m.

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	PALI
Classe di resistenza		C32/40	C30/37
Classe di esposizione		XC2	XC2
Classe di lavorabilità		S4	S5
Dimensione massima degli inerti		32 mm	22 mm
Copriferro		50 mm	60 mm
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	32	30
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	40	37
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40	38
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.02	2.90
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	2.12	2.03
Resistenza a trazione caratteristica per flessione	f_{ctfk}	2.54	2.43
Modulo elastico	E_{cm}	33.35	32.84
Coefficiente di Poisson	ν	0.20	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 α_{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	ν	[-]	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:

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

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 B e categoria topografica T2, in Tabella 4-2.

Latitudine	44.427581
Longitudine	11.229710
Tipo di costruzione (V_N)	2 (50 anni)
Classe d’uso (C_U)	II ($C_U = 1.0$)
Categoria Stratigrafica	B
Categoria Topografica	T2

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

SL	V _R	P _{VR}	T _R	a _g	F _o	T _C *	F _v	S _s	S _T	C _c	T _c	T _B	T _D	d _g	v _g	a _{max}
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	50	81	31	0.550	2.490	0.257	2.493	1.000	1.200	1.443	0.371	0.124	3.800	228.09	0.384	0.660
SLD	50	63	51	0.068	2.487	0.270	0.876	1.332	1.200	1.429	0.386	0.129	1.872	19.25	0.066	0.109
SLV	50	10	475	0.163	2.431	0.297	1.325	1.241	1.200	1.402	0.416	0.139	2.252	55.84	0.159	0.243
SLC	50	5	975	0.205	2.440	0.310	1.491	1.200	1.200	1.390	0.431	0.144	2.420	75.48	0.200	0.295

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

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

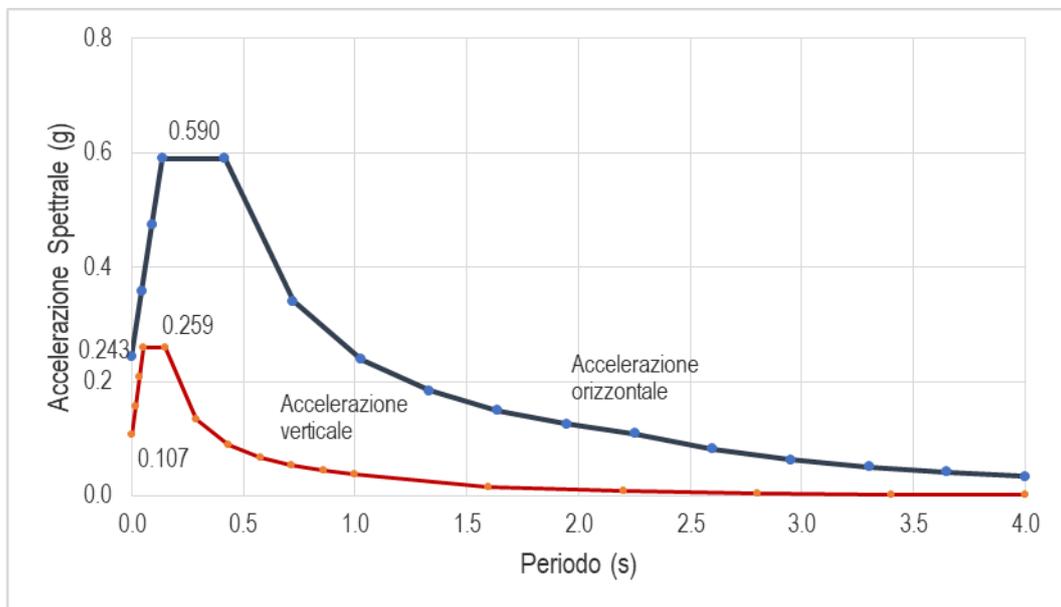


Figura 4-1 – Spettri in accelerazione orizzontale e verticale

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 β_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 ₁ e G ₃)	Favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali (G ₂)	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili (Q)	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	0.00	1.30

Tabella 4-3 Coefficienti parziali

Azioni	Gruppo di azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_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/m³ (considerando la larghezza del palo di 0.6 m al modello è applicato un modulo pari a 12000 kN/m²).

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.

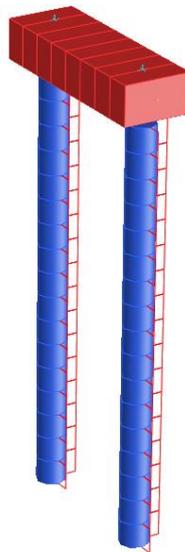
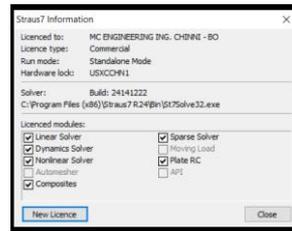


Figura 5-1 – Modello di calcolo agli elementi finiti

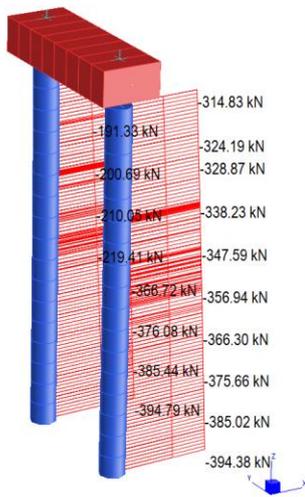
Le analisi della testata sono eseguite con il codice ad elementi finiti Strand7, commercializzato in Italia da HSH Srl (PD) con il nome di Straus7, che permette di eseguire analisi statica e dinamica in regime di non linearità dei materiali e geometrica, al sito della quale si rimanda per gli elementi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



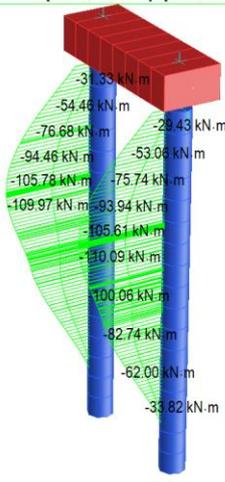
5.1 Stato di sollecitazione

Pali di fondazione

	MIN	MAX
AxForce (kN)	-394.79	-177.30
	[Bm:15;Case:238]	[Bm:2;Case:271]



	MIN	MAX
BM1 (kN.m)	-24.48	19.65
	[Bm:4;Case:277]	[Bm:2;Case:274]
BM2 (kN.m)	-110.09	0.00
	[Bm:25;Case:250]	[Bm:8;Case:238]



	MIN	MAX
SF1 (kN)	-16.89	13.38
	[Bm:4;Case:277]	[Bm:2;Case:274]
SF2 (kN)	-28.70	48.74
	[Bm:12;Case:250]	[Bm:29;Case:250]

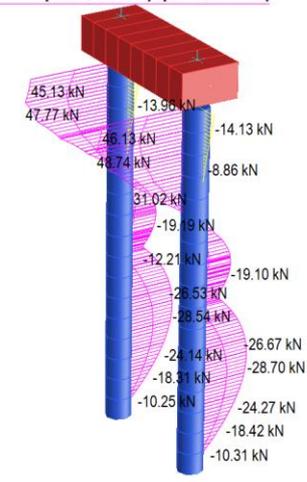
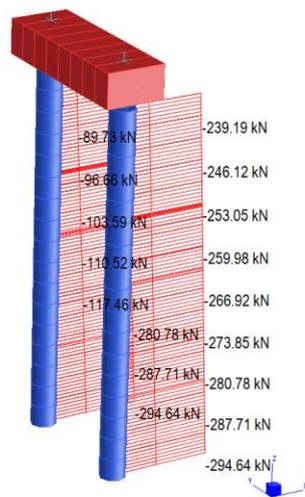
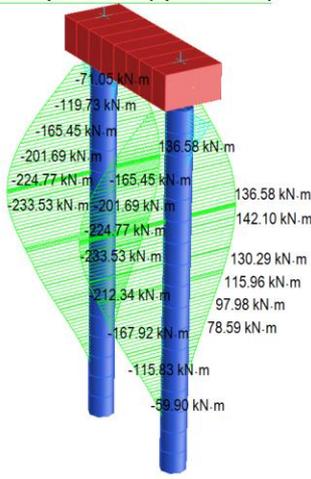


Figura 5-2 - Involuppo Comb. SLU/STR

	MIN	MAX
AxForce (kN)	-294.64	-79.33
	[Bm:15;Case:307]	[Bm:2;Case:306]



	MIN	MAX
BM1 (kN.m)	-112.01	112.01
	[Bm:4;Case:308]	[Bm:2;Case:311]
BM2 (kN.m)	-233.53	142.10
	[Bm:33;Case:291]	[Bm:33;Case:294]



	MIN	MAX
SF1 (kN)	-83.84	83.84
	[Bm:4;Case:308]	[Bm:2;Case:312]
SF2 (kN)	-57.56	98.74
	[Bm:20;Case:291]	[Bm:37;Case:291]

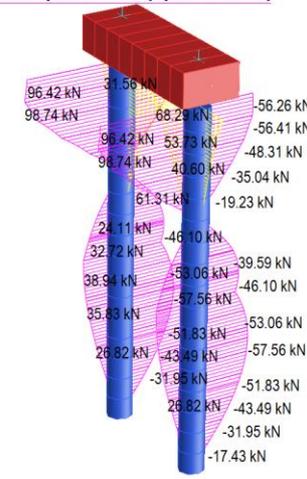


Figura 5-3 - Involuppo Comb. SLU/SLV

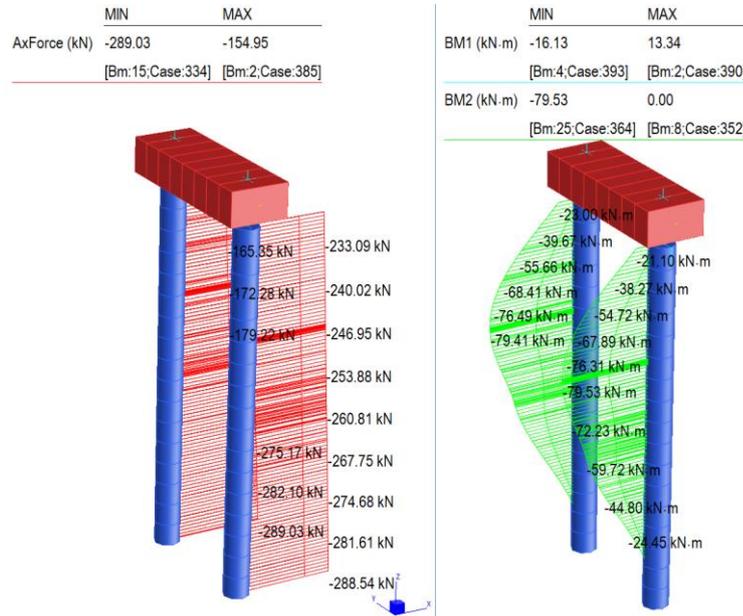


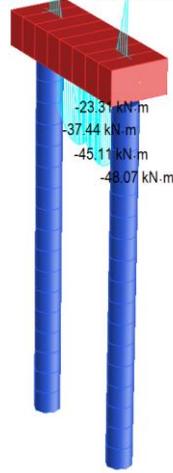
Figura 5-4 - Involuppo Comb. SLE

Fondazione spalla

MIN	MAX	
AxForce (kN)	-1.89	0.00
	[Bm:38;Case:237]	[Bm:6;Case:207]



MIN	MAX	
BM1 (kN.m)	-48.07	46.65
	[Bm:42;Case:277]	[Bm:38;Case:279]
BM2 (kN.m)	-19.07	2.38
	[Bm:41;Case:250]	[Bm:5;Case:211]



MIN	MAX	
SF1 (kN)	-92.75	87.22
	[Bm:38;Case:277]	[Bm:5;Case:272]
SF2 (kN)	-28.60	28.60
	[Bm:38;Case:250]	[Bm:5;Case:250]



Figura 5-5 - Involuppo Comb. SLU/STR

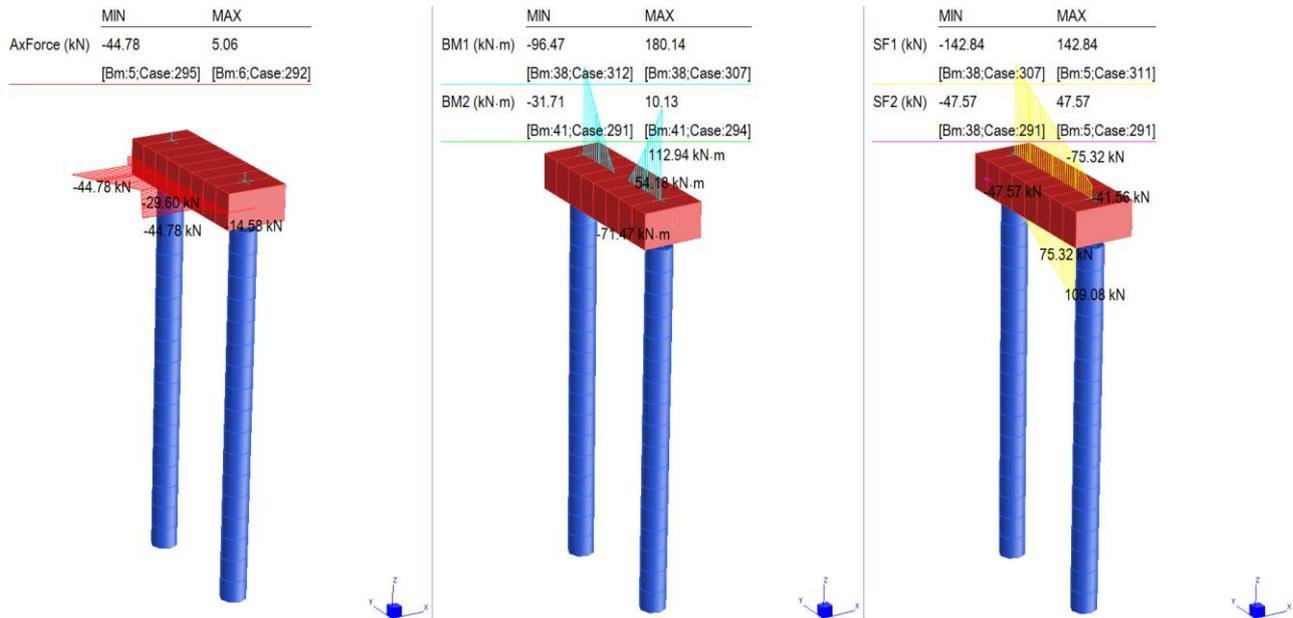


Figura 5-6 - Involuppo Comb. SLU/SLV

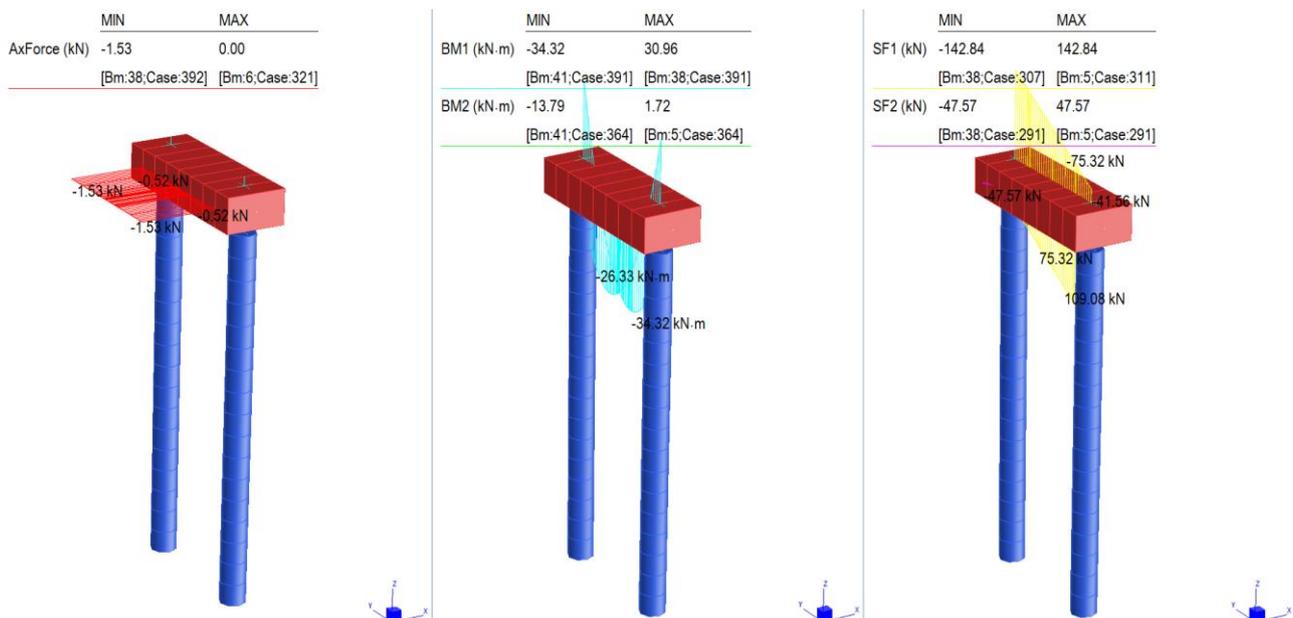


Figura 5-7 - Involuppo Comb. SLE

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 10 $\varnothing 26$ barre longitudinali, e una staffatura elicoidale costituita da $\varnothing 12/20$ cm.

5.2.1 Verifica strutturale

In Figura 5-8, vengono eseguite graficamente le verifiche a presso-tenso flessione dei pali di fondazione, riportando i domini di resistenza allo stato limite ultimo per le azioni statiche e sostanzialmente elastico per le azioni sismiche, e le rispettive coppie M-N per tutte le combinazioni di carico per ciascun palo, mediante associazione cromatica tra la coppia di azioni e il rispettivo dominio di resistenza del palo.

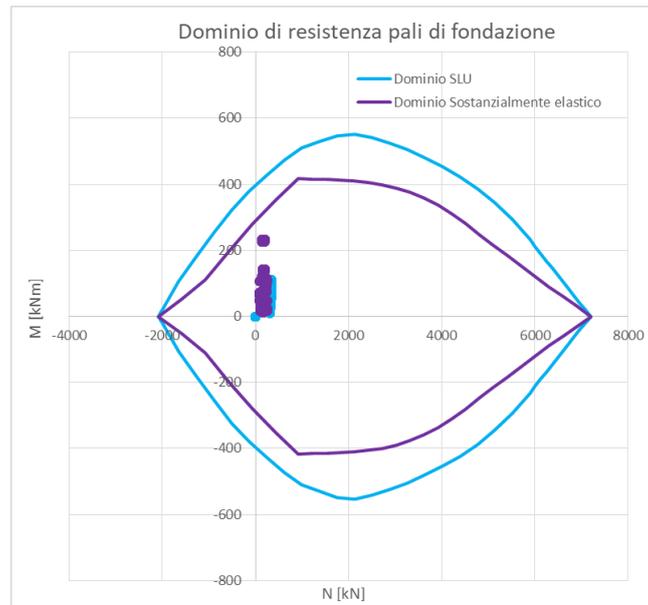


Figura 5-8 – Verifica a presso-tenso flessione dei pali

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

Le verifiche sulle sezioni dei pali risultano pertanto integralmente soddisfatte per tutte le combinazioni analizzate, in condizioni sia statiche sia sismiche, e si rimanda all'Appendice A per i calcoli di dettaglio, dove sono riportate le combinazioni dimensionanti più gravose.

La resistenza al taglio del palo con sezione circolare, di diametro D, e armatura elicoidale formata da staffe avente passo s, è valutata mediante l'espressione (Norma ACI318M-08):

$$V_{Rd} = 0.8D f_{yd} A_{sw}/s$$

Riportando in Tabella 5-1 la resistenza al taglio della sezione

Elemento	Posizione	D (mm)	Ø (mm)	A _{sw} (mm ²)	s (mm)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)
Spalla	Testa palo	600	12	226.19	200	212.42	101.39

Tabella 5-1 – Resistenza a taglio della sezione

Le verifiche a taglio dei pali risultano soddisfatte, essendo la resistenza superiore alla rispettiva azione.

5.2.2 Verifica geotecnica

L'azione assiale massima agente sui pali, sempre di compressione, risulta pari a $N = 294.64$ 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:

$$Q_{cd} = 1664.11 \text{ kN} \quad (\text{cfr. Tabella 5-3, REL-4-3})$$

$$Q_{cd} > N$$

La verifica è quindi soddisfatta.

Essendo inoltre il carico assiale pari a $N_{SLE} = 289.03$ kN (cfr. Figura 5-4), si indica quale carico di collaudo il valore pari a $1.5 \times N_{SLE}$

$$Q_{coll} = 434 \text{ kN}$$

5.3 Verifica della fondazione

Si considera quale elemento resistente della fondazione la base avente sezione rettangolare a contatto col terreno di dimensioni $1.35\text{m} \times 0.80\text{m}$.

Le azioni dimensionanti risultano le seguenti:

$$M = 96.47 \text{ kNm} \quad (\text{combinazione SLU/SLV})$$

$$V = 142.84 \text{ kN} \quad (\text{combinazione SLU/STR})$$

La sezione è armata con $7+7\phi 20$ ($A_s = 2660.9 \text{ mm}^2$) e staffe a 2 bracci in numero di 1 $\phi 16/20\text{cm}$ in corrispondenza dei micropali e staffe 2 bracci in numero di 1 $\phi 16/40\text{cm}$ 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 34.42 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 $w_3 = 0.4$ mm (per $\sigma_s = 160$ MPa, diametro massimo 40 mm, spaziatura massima 300 mm).

Si omettono ulteriori verifiche di esercizio.

5.4 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 kN/m^3 , e dal sovraccarico dovuto alla folla compatta pari a 5 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 ³	1.20	1.92	4.80
Pacchetto stradale	(G2)	1.15	kPa	1.20	0.28	0.46
Carichi mobili	(q _{ks})	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
Comb. SLU/SLV					9.02	16.63
Comb. SLU/STR					4.63	9.87
Comb. SLE R					3.40	-
Comb. SLE F					3.10	-
Comb. SLE QP					2.20	-

Tabella 5-2 – Sollecitazioni massime sul paraghiaia

Tipologia di carico		Carico		H (m)	m	v (kN/m)
Spinta terreno	(G1)	20.00	kN/m ³	2.50	4.00	10.00
Pacchetto stradale	(G2)	1.15	kPa	2.50	0.58	1.15
Carichi mobili	(q _{ks})	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
Comb. SLU/SLV					20.09	31.70
Comb. SLU/STR					5.07	10.91
Comb. SLE R					3.70	-
Comb. SLE F					3.40	-
Comb. SLE QP					2.50	-

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.

APPENDICE A – VERIFICHE DELLE SEZIONI IN CLS ARMATO

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE DI PALO IN C.A.

NOME SEZIONE: Passerella Rio Maggiore - Palo Comb. Sismiche

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita di Palo
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Comb. sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C30/37
 Resistenza compress. di progetto fcd:17.00 MPa
 Resistenza compress. ridotta fcd': 8.50 MPa
 Deform. unitaria max resistenza ec2:0.0020
 Deformazione unitaria ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensioni-deformaz.:Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 32836.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 2.90 MPa
 Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 13.5 MPa
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. a snervamento fyk: 450.0 MPa
 Resist. caratt. a rottura ftk: 450.0 MPa
 Resist. a snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa
 Diagramma tensioni-deformaz.:Bilineare finito
 Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1.00
 Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 60.0 cm
 Barre circonferenza: 10Ø26 (53.1 cm²)
 Coprif.(dal baric. barre): 8.7 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
 MT Momento torcente [kN m]

N° Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	256.52	23.77	11.49	0.00
2	79.33	70.80	59.99	0.00
3	199.93	233.43	7.68	0.00
4	168.52	11.23	19.61	0.00
5	179.08	122.44	101.39	0.00
6	164.85	46.92	0.60	0.00

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N° Comb.	N	Mx
1	250.91	43.23 (140.03)
2	154.95	16.77 (258.09)

3	242.26	79.49	(102.41)
4	227.78	6.31	(0.00)
5	228.39	38.63	(142.07)
6	243.50	79.39	(102.61)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.6	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	6.6	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)						
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico						
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)						
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico						
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000						
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,0 sez.						
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm ²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)						

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	256.52	23.77	256.68	324.58	13.657	7.6	---	---	53.1 (8.5)
2	S	79.33	70.80	79.35	299.04	4.224	8.9	---	---	53.1 (8.5)
3	S	199.93	233.43	199.94	316.52	1.356	8.0	---	---	53.1 (8.5)
4	S	168.52	11.23	168.72	312.05	27.790	8.2	---	---	53.1 (8.5)
5	S	179.08	122.44	178.96	313.52	2.561	8.1	---	---	53.1 (8.5)
6	S	164.85	46.92	165.10	311.53	6.640	8.2	---	---	53.1 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,0 sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,0 sez.)					

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00151	30.0	0.00093	21.3	-0.00196	-21.3
2	0.00137	30.0	0.00081	21.3	-0.00196	-21.3
3	0.00147	30.0	0.00089	21.3	-0.00196	-21.3
4	0.00144	30.0	0.00087	21.3	-0.00196	-21.3
5	0.00145	30.0	0.00087	21.3	-0.00196	-21.3
6	0.00144	30.0	0.00086	21.3	-0.00196	-21.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata						
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)						
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa])						
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)						
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]						
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,0)						
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre						
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)						
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)						

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------

1	S	2.58	-30.0	0.00	30.0	-14.0	21.3	21.8	859	15.9	----
2	S	1.06	-30.0	0.00	30.0	-0.6	21.3	0.0	0	0.0	----
3	S	4.81	-30.0	0.00	30.0	-58.8	21.3	21.8	859	15.9	----
4	S	0.86	-30.0	0.40	30.0	7.0	21.3	0.0	0	0.0	----
5	S	2.30	-30.0	0.00	30.0	-12.0	21.3	21.8	859	15.9	----
6	S	4.80	-30.0	0.00	30.0	-58.4	21.3	21.8	859	15.9	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm Distanza massima in mm tra le fessure
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00011	0.00019		0.50	0.40	0.000042 (0.000042)	4900.021	(0.30)	140.03
2	S	-0.00011	0.00019		----	----	----	----	----	258.09
3	S	-0.00040	0.00036		0.50	0.40	0.000176 (0.000176)	4900.086	(0.30)	102.41
4	S	0.00003	0.00006		----	----	----	----	----	0.00
5	S	-0.00010	0.00017		0.50	0.40	0.000036 (0.000036)	4900.018	(0.30)	142.07
6	S	-0.00040	0.00036		0.50	0.40	0.000175 (0.000175)	4900.086	(0.30)	102.61