

LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

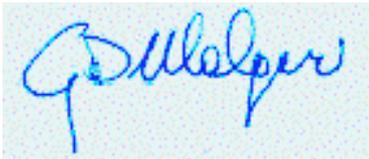
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 STUDIO CORONA Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-28211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Società designata: GA&M Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 INGEGNERIA S.r.l. Via Imperatore Traiano 11/4 - 70126 Bari Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILLO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

HF03

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

HF - PO03 - PONTE NAVIGLIO BEREGUARDO

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. LO203 E 1801	HF03-P03PO03STRRE03_B.dwg	B	-----
	CODICE ELAB. P03 PO03 STR RE03		

C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-01-ATF-RA-00001	FEBBRAIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
1.1	Normativa	4
2	UNITA' DI MISURA	4
3	MATERIALI	5
3.1	Calcestruzzo	5
3.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
3.1.2	Calcestruzzo per opere di fondazione (UNI 11104-2016).....	5
3.1.3	Calcestruzzo per opere in elevazione (UNI 11104-2016).....	5
3.2	Acciaio.....	6
3.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
3.3	Calcolo dei copriferri minimi	6
4	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7
5	ANALISI DEI CARICHI.....	11
5.1	Peso proprio degli elementi in cemento armato	11
5.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	11
5.3	Azione sismica connessa alla zattera di fondazione	11
6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
7	PILE 1 E 2.....	12
7.1	Sezione di base del fusto della pila - Valutazione delle azioni sollecitanti	12
7.2	Sezione di base del fusto della pila – Verifiche strutturali.....	12
7.2.1	Sezione e armatura di verifica.....	12
7.2.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	14
7.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	15
7.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	16
7.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	16
7.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione deviata.....	17
7.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio biassiale	18
7.3	Valutazione delle azioni sollecitanti alla base della zattera di fondazione	20
7.4	Valutazione delle azioni sollecitanti sui pali di fondazione	22
7.5	Zattera di fondazione – Verifiche strutturali	23
7.6	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Quasi Permanente.....	24
7.7	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Frequente	24
7.8	Stato Limite di Esercizio – Combinazione rara.....	24
7.9	Stato Limite Ultimo – STR.....	25
7.10	Stato Limite di Salvaguardia della Vita	25
7.11	Baggioli di appoggio – Verifiche strutturali.....	26
7.11.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	26
7.11.2	Sezione e armatura di verifica.....	28
7.11.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per punzonamento	28
7.11.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento	29

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici relativi alla progettazione esecutiva del viadotto di scavalco del Naviglio Bereguardo, di una strada locale e di un fosso irriguo, nell'ambito della Tratta "C" del "Collegamento tra la S.S. 11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale ovest di Milano, con variante di Abbiategrasso e adeguamento in sede del tratto del Tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

L'opera in oggetto presenta uno schema statico di trave continua su tre campate aventi luci tra gli assi di appoggio pari a 31+38+31 m.

L'impalcato è composto, da quattro travi continue in acciaio a doppio T ad altezza variabile sostenenti la soletta di scorrimento stradale in calcestruzzo armato ordinario.

In riguardo agli aspetti sismici, l'impalcato è isolato alla sommità delle pile e spalle mediante isolatori elastomerici armati.

Dimensioni dell'impalcato:

Larghezza cordoli	= 0.75 m
Larghezza carreggiata, categoria C1	= 10.50 m
Larghezza totale soletta	= 12.00 m
Numero delle travi	= 4
Interasse travi	= 3.20 m
Altezza delle travi (variabile)	= 1.00÷2.00 m
Spessore soletta	= 30 cm (lastra 6 cm + getto 24 cm)

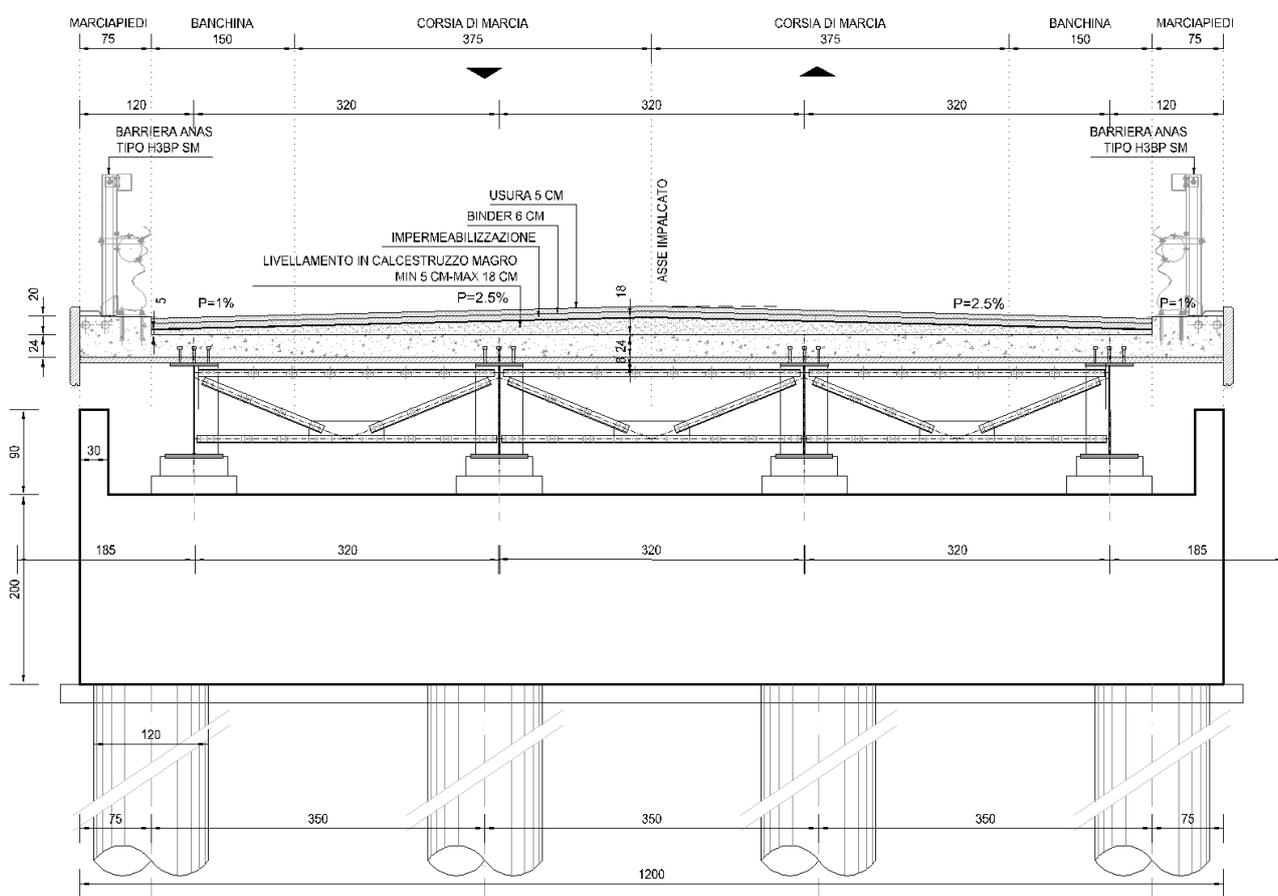


FIGURA 1 - SEZIONE TIPICA IMPALCATO (SU SPALLA)

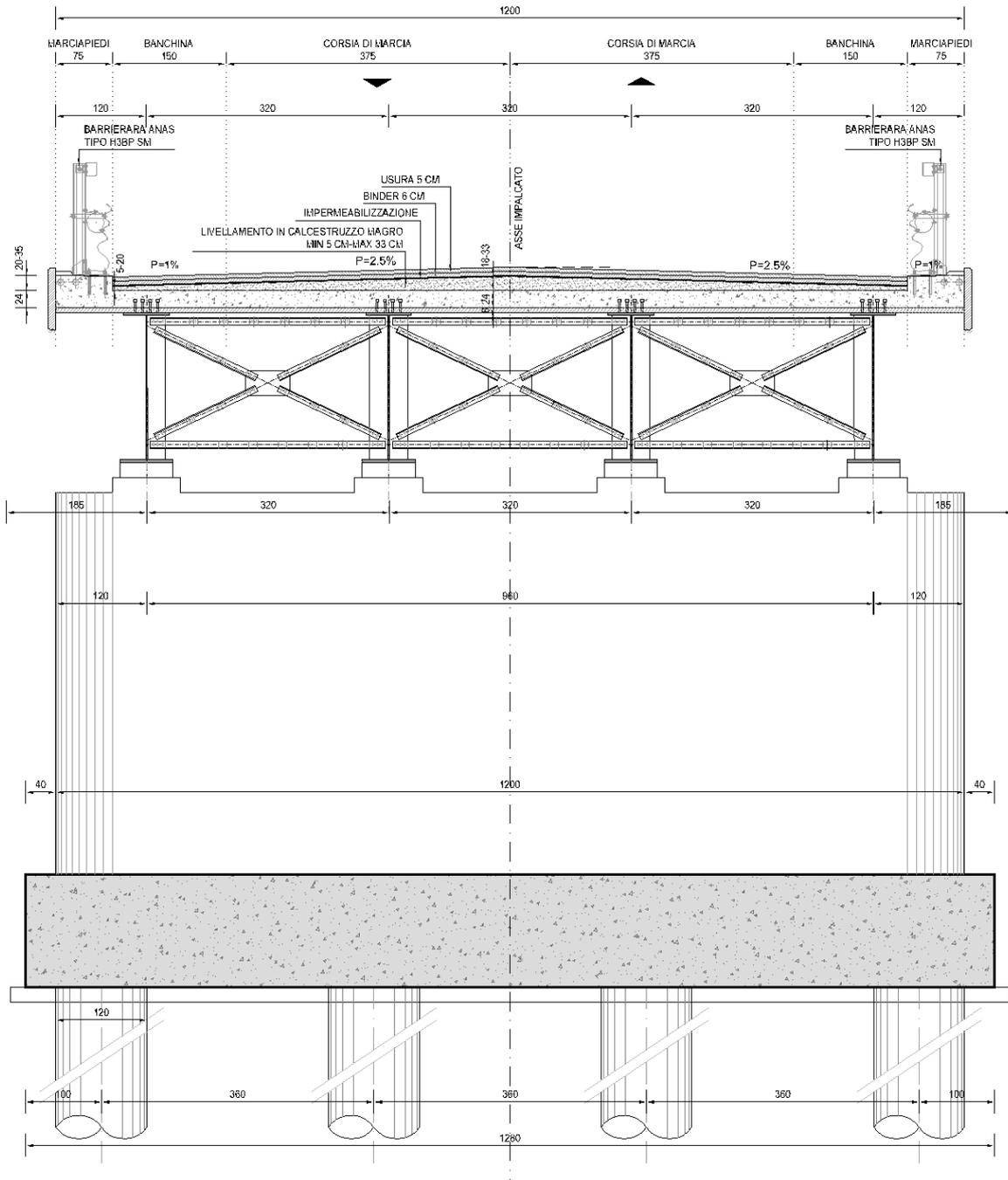


FIGURA 2- SEZIONE IMPALCATO (SU PILA)

1.1 NORMATIVA

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- **Legge n°1086 del 05/11/1971** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **Legge n°64 del 02/02/1974**: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare Min. 02/02/2009, n° 617** “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”
- **UNI EN 1993-1-1:2005** “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- **UNI EN 1993-1-5:2007** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”
- **UNI EN 1993-1-9:2005** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica”
- **UNI EN 1993-1-10:2005** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”
- **UNI EN 1993-2:2007** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio”
- **UNI EN 1994-1-1:2005** “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- **UNI EN 1994-2:2006** “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”

2 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m^2 , kN/m , kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

3.1.2 CALCESTRUZZO PER OPERE DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le opere di fondazione (zattera) è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C28/35** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	33 721,65	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	31 670,36	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**

3.1.3 CALCESTRUZZO PER OPERE IN ELEVAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le opere in elevazione (fusto e baggioli di appoggio) è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C32/40** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	41,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,10	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,17	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,45	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	36 049,97	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	32 811,24	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XF2**

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo – $\gamma_s=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

3.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

	CODICE FILE	MAT-02
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO

Definizione delle condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1	XF2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Aggressivo

Definizione delle classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C28/35	Barre da c.a. altri elementi	C28/35
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	50 Anni	SI

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	30 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	35 mm

4 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica è stata effettuata utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (tabella 1 – Allegato B – D.M. 14/01/2008).

Considerando l'ubicazione ED50 del sito in oggetto (Lat: 45.3904; Long: 8.9483) ed ipotizzando una costruzione caratterizzata da:

- una vita nominale di 50 anni, ricadente in classe d'uso pari a IV (ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione...);
- una categoria topografica T1;
- una categoria C per il sottosuolo;

Si hanno i seguenti valori dei **parametri spettrali**:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.0229	2.545	0.195
SLD	101	0.0279	2.590	0.211
SLV	949	0.0513	2.727	0.303
SLC	1950	0.0601	2.817	0.317

Le espressioni dello spettro elastico S_e di risposta secondo le NTC 2018 sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

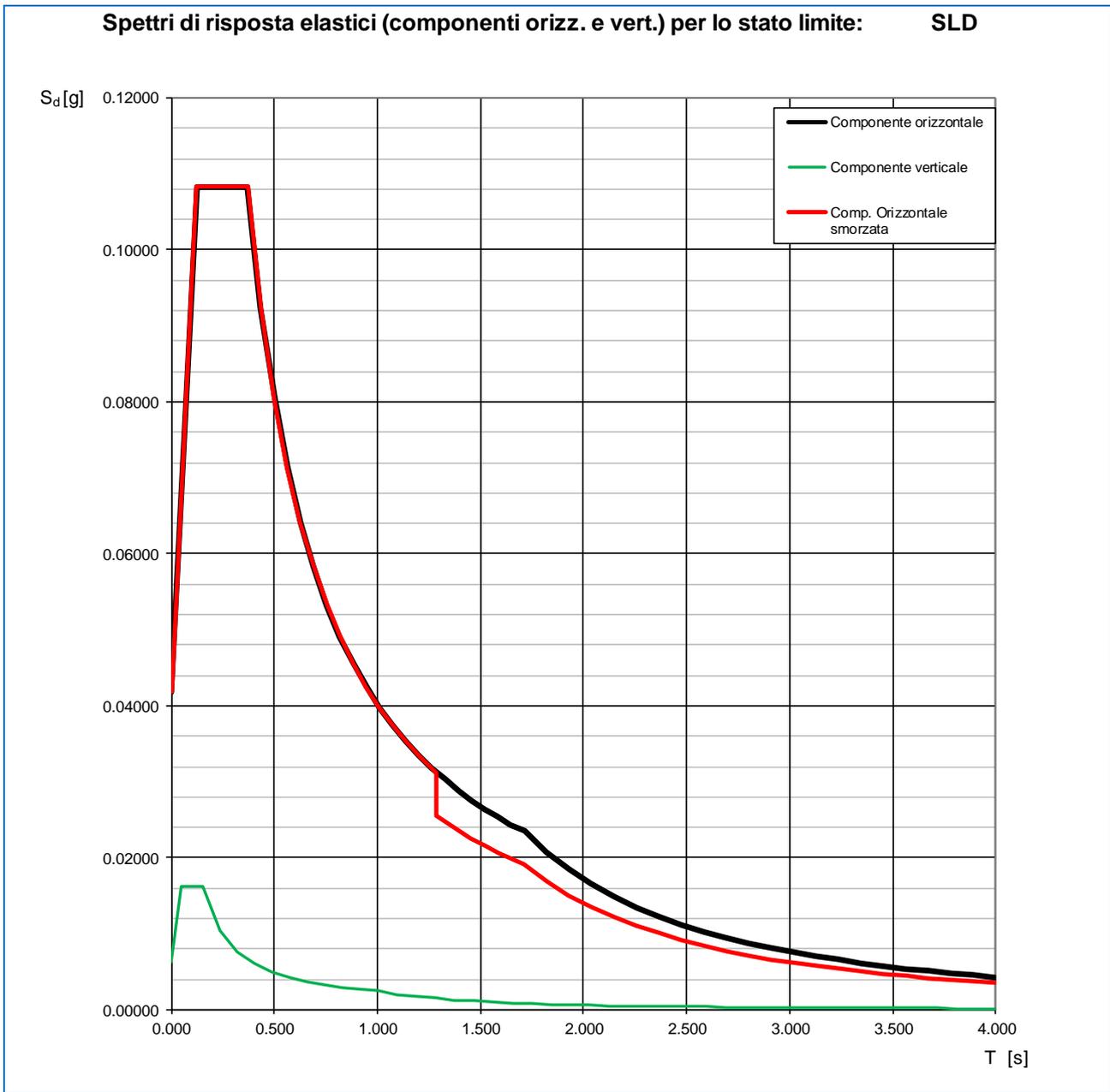
Trattandosi di struttura sismicamente isolata si assume:

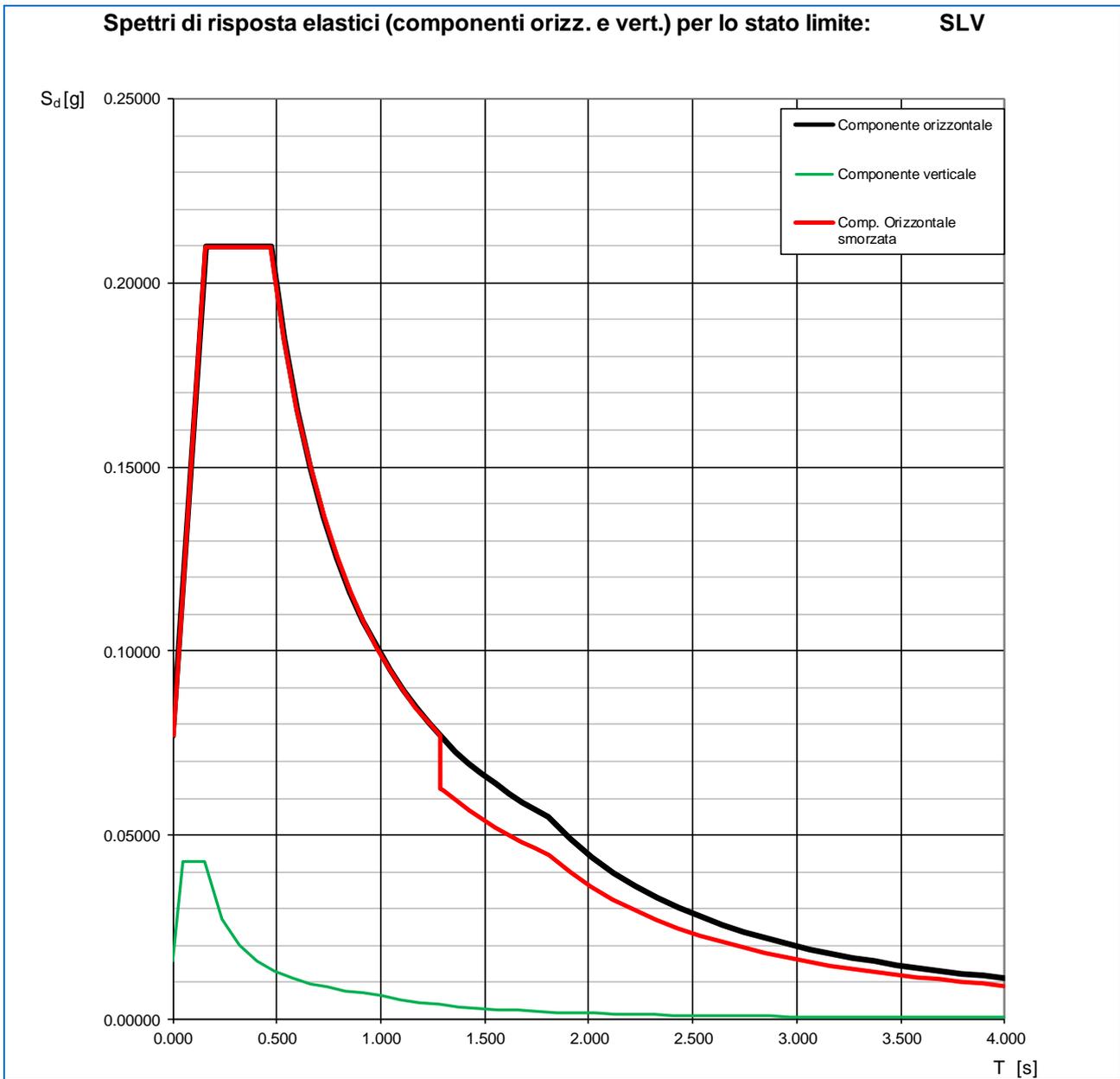
- coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale: $\xi = 5 \%$
- fattore di smorzamento viscoso: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 1$
- fattore di struttura: $q = 1$

Lo spettro elastico definito viene ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo:

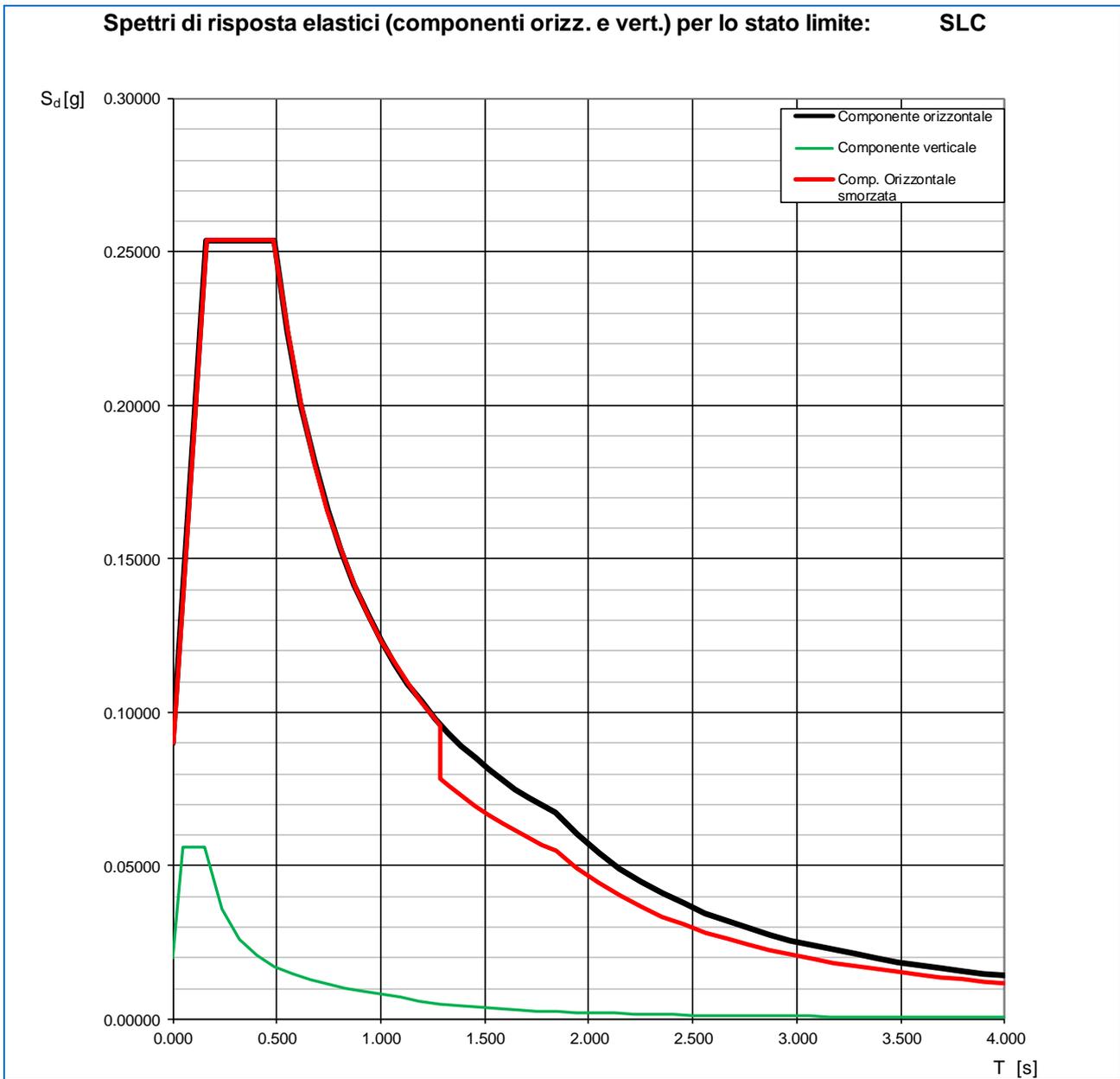
- periodo di vibrazione struttura isolata: $T_{is} = 1.609$ s
- coefficiente di smorzamento viscoso isolatori: $\xi = 10 \%$
- coefficiente riduttivo $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 10}} = 0.816$ (≥ 0.55).

Si ottengono i seguenti andamenti degli spettri. Noto il periodo (ascissa) si ricava il relativo coefficiente sismico (ordinata).





Spettri di risposta elastici e smorzati SLV



Spettri di risposta elastici e smorzati SLC

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è assunto pari a **25,00 kN/m³**.

Il peso degli elementi costituenti le pile è assegnato in automatico dal software di calcolo mediante il quale è stato predisposto il modello di calcolo generale descritto nella *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HF03-P03PO03STRRE02**).

5.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Per l'analisi dei carichi agenti sull'impalcato in fase statica e sismica (dalla quale sono state determinate le azioni sollecitanti di calcolo in corrispondenza della sezione di spiccato del fusto) si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HF03-P03PO03STRRE02**).

5.3 AZIONE SISMICA CONNESSA ALLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Le azioni sismiche inerziali dovute al peso sismico della zattera di fondazione sono state determinate in condizioni elastiche, moltiplicando il peso sismico della zattera per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

6 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la definizione delle combinazioni di carico statiche e sismiche utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HF03-P00PO03STRRE02**).

7 PILE 1 E 2

7.1 SEZIONE DI BASE DEL FUSTO DELLA PILA - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

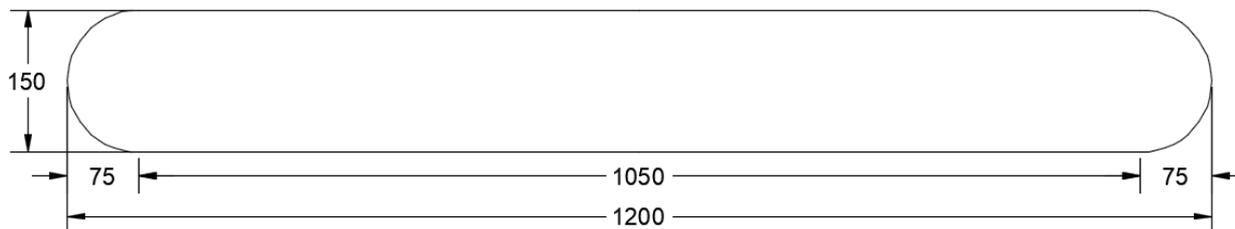
Come desunto dalla relazione di calcolo dell'impalcato si riportano di seguito le azioni sollecitanti valutate alla base dell'elevazione del fusto della pila in relazione alle diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, TORC} [kNm]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	10.253,21	-27,32	0,00	0,00	-112,02	0,00
	GEN Q.P.(min)	10.203,65	-68,99	0,00	0,00	-282,86	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	11.912,46	8,22	7,96	37,23	33,71	3.655,61
	GEN FREQ Vento(max)	10.253,26	-27,32	58,55	0,43	-112,02	392,22
	GEN FREQ Termico(max)	10.258,16	-23,16	0,00	0,00	-94,94	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	10.021,50	-98,38	-7,96	-37,23	-403,34	-3.655,61
	GEN FREQ Vento(min)	10.203,60	-68,99	-58,55	-0,43	-282,86	-392,22
	GEN FREQ Termico(min)	10.198,69	-73,16	0,00	0,00	-299,95	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	13.358,73	38,75	190,30	65,82	158,88	8.058,62
	GEN RARA Vento(max)	11.917,67	12,39	300,68	39,40	50,80	5.616,71
	GEN RARA Frenam(max)	11.920,03	229,82	7,96	37,23	942,26	3.655,61
	GEN RARA Termico(max)	11.937,39	29,06	183,59	38,53	119,14	4.832,27
	GEN RARA Mobili(min)	9.893,56	-125,91	-190,30	-65,82	-516,20	-8.058,62
	GEN RARA Vento(min)	10.016,30	-102,55	-300,68	-39,40	-420,43	-5.616,71
	GEN RARA Frenam(min)	10.013,93	-319,98	-7,96	-37,23	-1.311,90	-3.655,61
SLU - STR	GEN RARA Termico(min)	9.996,57	-119,22	-183,59	-38,53	-488,77	-4.832,27
	GEN SLU Mobili(max)	18.546,37	54,63	283,25	89,05	223,97	11.055,63
	GEN SLU Vento(max)	16.600,95	19,04	449,83	53,52	78,07	7.876,72
	GEN SLU Frenamento(max)	16.604,10	312,57	10,74	50,26	1.281,55	4.935,08
	GEN SLU Termico(max)	16.624,59	39,04	274,20	52,22	160,07	6.700,06
	GEN SLU Mobili(min)	13.877,27	-160,16	-283,25	-89,05	-656,63	-11.055,63
	GEN SLU Vento(min)	14.042,95	-128,63	-449,83	-53,52	-527,35	-7.876,72
	GEN SLU Frenamento(min)	14.039,80	-422,16	-10,74	-50,26	-1.730,82	-4.935,08
SLV	GEN SLU Termico(min)	14.019,31	-148,63	-274,20	-52,22	-609,35	-6.700,06
	GEN SLV Long(max)	10.305,24	397,76	145,18	0,87	1.495,92	737,57
	GEN SLV Trasv(max)	10.300,64	100,39	468,00	2,88	370,68	2.434,67
	GEN SLV Vert(max)	10.397,25	100,67	161,04	0,87	371,67	761,35
	GEN SLV Long(min)	10.151,62	-494,08	-145,18	-0,87	-1.890,81	-737,57
	GEN SLV Trasv(min)	10.156,21	-196,71	-468,00	-2,88	-765,56	-2.434,67
GEN SLV Vert(min)	10.059,61	-196,99	-161,04	-0,87	-766,55	-761,35	

7.2 SEZIONE DI BASE DEL FUSTO DELLA PILA - VERIFICHE STRUTTURALI

7.2.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente del fusto presenta una sezione rettangolare con base pari a **10,50 m** e altezza pari a **1,50 m**. Ai lati sono presenti dei raccordi circolari con raggio pari a **0,75 m**. La lunghezza complessiva della sezione risulta pertanto pari a **12,00 m**.



L'armatura verticale è costituita da:

- **7+7 Ø20** disposti a raggiera sui raccordi circolari
- **7+7 Ø26** disposti sui lati corti (passo 20 cm)
- **53+53 Ø26** disposti sui lati lunghi (passo 20 cm)

L'armatura orizzontale è costituita da barre **Ø20/20**. Il copriferro minimo netto è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura. Analogamente le limitazioni dimensionali e di armatura verranno definite in relazione a quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 – Paragrafo 4.1.6.1.2.

A favore di sicurezza, per la verifica delle limitazioni dimensionali e di armatura, non è stato tenuto conto di:

- Azione verticale di compressione sulla sezione
- Presenza delle spille $\varnothing 12/40 \times 40$ (parallele all'asse dell'impalcato) che consentono un incremento del valore di taglio "trazione" e dell'effetto di confinamento sul calcestruzzo
- Presenza dei raccordi semicirculari laterali (sezione 1.050×150 cm)

PILASTRO IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI ARMATURA
 D.M. 17.01.2018 - par. 4.1.6.1.2

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C32/40	▼
Tipologia dell'acciaio:		B450C	▼
Resistenza di calcolo dell'acciaio:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PILASTRO

Base della sezione del pilastro:	b_t	1.050,00	[cm]
Altezza della sezione del pilastro:	h	150,00	[cm]
Copriferro netto	c	4,00	[cm]
Numero di barre di spigolo:	n_{bsp}	0	
Diametro delle barre di spigolo:	\varnothing_{bs}	26	[mm]
Numero di barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$n_{bl,max}$	53	
Diametro delle barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$\varnothing_{bl,max}$	26	[mm]
Numero di barre sul lato esterno del setto:	$n_{bl,min}$	7	
Diametro delle barre sul lato esterno del setto:	$\varnothing_{bl,min}$	26	[mm]
Area dell'armatura longitudinale:	A_s	637,200	[cm ²]
Rapporto geometrico di armatura:	ρ	0,004	
Azione normale di compressione minima sul pilastro:	N_{ed}	0,00	[kN]
Numero di bracci delle staffe:	n_w	2	
Diametro delle staffe:	\varnothing_w	20	[mm]
Passo delle staffe:	i_w	20,00	[cm]
Area delle staffe:	A_w	31,40	[cm ² /m]

VERIFICHE DIMENSIONALI - D.M. 17.01.2018 - par. 4.1.6.1.2

$A_s \geq A_{s,min} = \max[0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}; 0,003 \cdot A_c]$	→	637,20	≥	472,50	POSITIVA
$\varnothing_w \geq 6 \text{ mm}$	→	20	≥	6	POSITIVA
$\varnothing_w \geq 1/4 \cdot \max[\varnothing_b]$	→	20	≥	6,50	POSITIVA
$i_w \leq 12 \cdot \min[\varnothing_b]$	→	200,00	≤	312,00	POSITIVA
$i_w \leq 250 \text{ mm}$	→	200,00	≤	250,00	POSITIVA

7.2.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 10.203,65$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -282,86$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = 0,00$ kNm.

Titolo: _____

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 134 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	1	3,14	60	10
2	52	4	2	3,14	33	23
3	31	14	3	3,14	15	46
4	14	31	4	3,14	8	75
5	4	52	5	3,14	15	104
6	0	75	6	3,14	33	127

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 10203,65 kN
 M_{xEd}: -282,86 kNm
 M_{yEd}: 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67,5‰ ε_{c2}: 2‰ σ_c: -0,6102 N/mm²
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5‰ ε_s: -0,03741‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18,81
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957‰ σ_{c,adm}: 12,25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,61 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = - \text{N/mm}^2$ (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE FREQUENTE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 10.021,50$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd, LONG} = -403,34$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{Sd, TRASV} = -3.655,61$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: FUSTO PILA

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

Titolo: _____

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 134 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	1	3,14	60	10
2	52	4	2	3,14	33	23
3	31	14	3	3,14	15	46
4	14	31	4	3,14	8	75
5	4	52	5	3,14	15	104
6	0	75	6	3,14	33	127

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 N_{Ed} : 10021,5 kN
 M_{xEd} : 0 M_{xEd} : -403,34 kNm
 M_{yEd} : 0 M_{yEd} : -3655,61

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -0,7161 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ ϵ_s : -0,02816 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 18,81
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12,25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

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

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,72$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = -$ N/mm² (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI – COMBINAZIONE RARA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 10.013,93$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -1.311,90$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = -3.655,61$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: FUSTO PILA

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

Titolo: _____

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 134 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	1	3,14	60	10
2	52	4	2	3,14	33	23
3	31	14	3	3,14	15	46
4	14	31	4	3,14	8	75
5	4	52	5	3,14	15	104
6	0	75	6	3,14	33	127

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 10013,93 kN
 M_{xEd}: 0 -1311,90 kNm
 M_{yEd}: 0 -3655,61

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

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

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰ σ_c: -0,9048 N/mm²
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰ ε_s: -0,01555 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 18,81 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 12,25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,90 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = - \text{N/mm}^2$ (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Poiché per le combinazioni allo Stato Limite di Esercizio maggiormente gravose la sezione risulta interamente compressa, le verifiche allo Stato Limite di fessurazione risultano implicitamente soddisfatte.

7.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 14.039,80$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -1.730,82$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = -4.935,08$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: FUSTO PILA

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

Titolo: _____

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 134 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	75	0
2	52	4
3	31	14
4	14	31
5	4	52
6	0	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,14	60	10
2	3,14	33	23
3	3,14	15	46
4	3,14	8	75
5	3,14	15	104
6	3,14	33	127

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 14039,80 kN
 M_{xEd} -1730,82 kNm
 M_{yEd} -4935,08 kNm

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

Materiali
B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Tipi rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -26.482 kNm
 M_{yRd} -87.647 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²

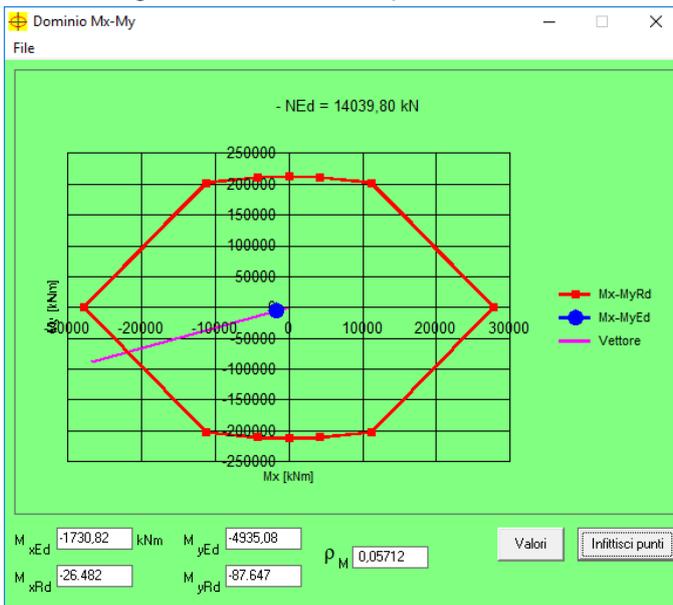
ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 14,48 %
d 178,4 cm
x 34,72 x/d 0,1946
 δ 0,7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° 358
 Precompresso

I momenti resistenti risultano pari a:

- $M_{sd, LONG} = -26.482,00$ kNm > $M_{sd, LONG} = -1.730,82$ kNm
- $M_{sd, TRASV} = -87.647,00$ kNm > $M_{sd, TRASV} = -4.935,08$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO BIASSIALE

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). In tal senso l'elemento strutturale considerato non risulta soggetto al rispetto del criterio di "gerarchia delle resistenze" e, conseguentemente, le azioni sollecitanti di calcolo vengono assunte pari alle azioni sollecitanti massime (per ciascuna combinazione di carico) desunte dal modello di calcolo.

I fusti delle pile sono soggetti contemporaneamente a:

- Azione tagliante longitudinale (parallelamente all'asse dell'impalcato)
- Azione tagliante trasversale (perpendicolare all'asse dell'impalcato)

In tal senso la verifica viene condotta in termini di "taglio biassiale".

Vengono pertanto determinati separatamente i valori dei tagli resistenti lungo le due direzioni ortogonali della sezione secondo le formulazioni previste dal D.M. 14.01.2008 al capitolo 4.1.2.1.3.2.:

- Taglio "trazione" $\rightarrow V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \text{sen}(\alpha)$
- Taglio "compressione" $\rightarrow V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$

Il valore dell'azione tagliante resistente è stato assunto come il minore tra i due valori calcolati mediante le formule precedentemente riportate.

Trattandosi dell'azione combinata del taglio lungo due direzioni perpendicolari la verifica finale viene condotta, in analogia con quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 4.1.2.1.2.4 per il caso di pressoflessione deviata, mediante la seguente combinazione quadratica (dominio di interazione parabolico):

$$\left(\frac{V_{SX,d}}{V_{RX,d}} \right)^2 + \left(\frac{V_{SY,d}}{V_{RY,d}} \right)^2 \leq 1,00$$

Nella valutazione del taglio resistente, a favore di sicurezza, non è stato tenuto in conto di:

- Azione verticale di compressione sulla sezione
- Presenza delle spille $\varnothing 12/40 \times 40$ (parallele all'asse dell'impalcato) che consentono un incremento del valore di taglio "trazione" e dell'effetto di confinamento sul calcestruzzo
- Presenza dei raccordi semicircolari laterali (sezione 1.050×150 cm)

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{Sd, LONG} = -494,08$ kN.

L'azione tagliante trasversale di calcolo è assunta pari a $V_{Sd, TRASV} = -145,18$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	1050,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	150,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione in direzione longitudinale:	d_x	146,00	[cm]
Altezza utile della sezione in direzione trasversale:	d_y	1046,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:	<input type="text" value="C32/40"/>		
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	40,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	33,20	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	18,81	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	<input type="text" value="B450C"/>		
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo in direzione longitudinale:	$V_{SX,d}$	494,08	[kN]
Azione tagliante di calcolo in direzione trasversale:	$V_{SY,d}$	145,18	[kN]
Azione normale di calcolo:	N_{Sd}	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	20,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	3,14	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	31,40	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.2
La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

DIREZIONE LONGITUDINALE

Larghezza minima della sezione:	b_w	1050,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	1.614,51	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	64.891,89	[kN]
AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{RX,d}$	1.614,51	[kN]

DIREZIONE TRASVERSALE

Larghezza minima della sezione:	b_w	150,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	11.566,94	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	464.910,39	[kN]
AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{RY,d}$	11.566,94	[kN]

La verifica viene eseguita secondo la seguente relazione:

$$\left(\frac{V_{SX,d}}{V_{RX,d}}\right)^2 + \left(\frac{V_{SY,d}}{V_{RY,d}}\right)^2 \leq 1,00$$

$(V_{SX,d}/V_{RX,d})^2 + (V_{SY,d}/V_{RY,d})^2$	0,09
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	10,66

7.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Nella tabella successiva sono riepilogate le azioni sollecitanti valutate allo spiccato del fusto (estradosso della zattera di fondazione) della pila per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, TORC} [kNm]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	10.253,21	-27,32	0,00	0,00	-112,02	0,00
	GEN Q.P.(min)	10.203,65	-68,99	0,00	0,00	-282,86	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	11.912,46	8,22	7,96	37,23	33,71	3.655,61
	GEN FREQ Vento(max)	10.253,26	-27,32	58,55	0,43	-112,02	392,22
	GEN FREQ Termico(max)	10.258,16	-23,16	0,00	0,00	-94,94	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	10.021,50	-98,38	-7,96	-37,23	-403,34	-3.655,61
	GEN FREQ Vento(min)	10.203,60	-68,99	-58,55	-0,43	-282,86	-392,22
	GEN FREQ Termico(min)	10.198,69	-73,16	0,00	0,00	-299,95	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	13.358,73	38,75	190,30	65,82	158,88	8.058,62
	GEN RARA Vento(max)	11.917,67	12,39	300,68	39,40	50,80	5.616,71
	GEN RARA Frenam(max)	11.920,03	229,82	7,96	37,23	942,26	3.655,61
	GEN RARA Termico(max)	11.937,39	29,06	183,59	38,53	119,14	4.832,27
	GEN RARA Mobili(min)	9.893,56	-125,91	-190,30	-65,82	-516,20	-8.058,62
	GEN RARA Vento(min)	10.016,30	-102,55	-300,68	-39,40	-420,43	-5.616,71
	GEN RARA Frenam(min)	10.013,93	-319,98	-7,96	-37,23	-1.311,90	-3.655,61
	GEN RARA Termico(min)	9.996,57	-119,22	-183,59	-38,53	-488,77	-4.832,27
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	18.546,37	54,63	283,25	89,05	223,97	11.055,63
	GEN SLU Vento(max)	16.600,95	19,04	449,83	53,52	78,07	7.876,72
	GEN SLU Frenamento(max)	16.604,10	312,57	10,74	50,26	1.281,55	4.935,08
	GEN SLU Termico(max)	16.624,59	39,04	274,20	52,22	160,07	6.700,06
	GEN SLU Mobili(min)	13.877,27	-160,16	-283,25	-89,05	-656,63	-11.055,63
	GEN SLU Vento(min)	14.042,95	-128,63	-449,83	-53,52	-527,35	-7.876,72
	GEN SLU Frenamento(min)	14.039,80	-422,16	-10,74	-50,26	-1.730,82	-4.935,08
	GEN SLU Termico(min)	14.019,31	-148,63	-274,20	-52,22	-609,35	-6.700,06
SLV	GEN SLV Long(max)	10.305,24	397,76	145,18	0,87	1.495,92	737,57
	GEN SLV Trasv(max)	10.300,64	100,39	468,00	2,88	370,68	2.434,67
	GEN SLV Vert(max)	10.397,25	100,67	161,04	0,87	371,67	761,35
	GEN SLV Long(min)	10.151,62	-494,08	-145,18	-0,87	-1.890,81	-737,57
	GEN SLV Trasv(min)	10.156,21	-196,71	-468,00	-2,88	-765,56	-2.434,67
	GEN SLV Vert(min)	10.059,61	-196,99	-161,04	-0,87	-766,55	-761,35

Di seguito sono riportate le caratteristiche geometriche della zattera di fondazione ed il relativo peso proprio, unitamente al peso proprio del terreno di ricoprimento al di sopra della zattera e delle azioni sismiche inerziali relative al sistema "zattera di fondazione – terreno di ricoprimento":

Lunghezza della zattera di fondazione (direzione parallela all'asse del viadotto)	5,60	[m]
Larghezza della zattera di fondazione (direzione perpendicolare rispetto all'asse del viadotto)	12,80	[m]
Spessore della zattera di fondazione	1,50	[m]
Volume della zattera di fondazione	107,52	[m ³]
Peso proprio della zattera di fondazione	2.688,00	[kN]
Altezza di terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	0,00	[m]
Area della sezione del fusto in elevazione	17,52	[m ²]
Volume del terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	0,00	[m ³]
Peso proprio del terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	0,00	[kN]
Coefficiente sismico orizzontale	0,0770	
Coefficiente sismico verticale	0,0385	
Inerzia sismica longitudinale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	206,98	[kN]
Inerzia sismica trasversale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	206,98	[kN]
Inerzia sismica verticale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	103,49	[kN]
Momento flettente longitudinale indotto dall'inerzia sismica longitudinale	155,23	[kNm]
Momento flettente trasversale indotto dall'inerzia sismica trasversale	155,23	[kNm]

Nella tabella successiva sono riepilogate le azioni sollecitanti valutate alla base della zattera di fondazione della pila per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONI DI CARICO			N _{sd} [kN]	V _{sd, LONG} [kN]	V _{sd, TRASV} [kN]	M _{sd, LONG} [kNm]	M _{sd, TRASV} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	-	12.941,21	-27,32	0,00	-153,01	0,00
	GEN Q.P.(min)	-	12.891,65	-68,99	0,00	-386,35	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	-	14.600,46	8,22	7,96	46,05	3.655,61
	GEN FREQ Vento(max)	-	12.941,26	-27,32	58,55	-153,01	392,22
	GEN FREQ Termico(max)	-	12.946,16	-23,16	0,00	-129,68	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	-	12.709,50	-98,38	-7,96	-550,91	-3.655,61
	GEN FREQ Vento(min)	-	12.891,60	-68,99	-58,55	-386,35	-392,22
	GEN FREQ Termico(min)	-	12.886,69	-73,16	0,00	-409,68	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	-	16.046,73	38,75	190,30	217,01	8.058,62
	GEN RARA Vento(max)	-	14.605,67	12,39	300,68	69,39	5.616,71
	GEN RARA Frenam(max)	-	14.608,03	229,82	7,96	1.286,99	3.655,61
	GEN RARA Termico(max)	-	14.625,39	29,06	183,59	162,72	4.832,27
	GEN RARA Mobili(min)	-	12.581,56	-125,91	-190,30	-705,06	-8.058,62
	GEN RARA Vento(min)	-	12.704,30	-102,55	-300,68	-574,26	-5.616,71
	GEN RARA Frenam(min)	-	12.701,93	-319,98	-7,96	-1.791,86	-3.655,61
	GEN RARA Termico(min)	-	12.684,57	-119,22	-183,59	-667,59	-4.832,27
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	-	22.175,17	54,63	283,25	305,92	11.055,63
	GEN SLU Vento(max)	-	20.229,75	19,04	449,83	106,63	7.876,72
	GEN SLU Frenamento(max)	-	20.232,90	312,57	10,74	1.750,40	4.935,08
	GEN SLU Termico(max)	-	20.253,39	39,04	274,20	218,63	6.700,06
	GEN SLU Mobili(min)	-	17.506,07	-160,16	-283,25	-896,87	-11.055,63
	GEN SLU Vento(min)	-	17.671,75	-128,63	-449,83	-720,29	-7.876,72
	GEN SLU Frenamento(min)	-	17.668,60	-422,16	-10,74	-2.364,06	-4.935,08
	GEN SLU Termico(min)	-	17.648,11	-148,63	-274,20	-832,29	-6.700,06
SLV	GEN SLV Long(max)	1	10.336,28	604,73	207,28	2.247,79	1.001,92
	GEN SLV Long(max)	2	10.274,19	604,73	207,28	2.247,79	1.001,92
	GEN SLV Long(max)	3	10.336,28	604,73	83,09	2.247,79	908,78
	GEN SLV Long(max)	4	10.274,19	604,73	83,09	2.247,79	908,78
	GEN SLV Trasv(max)	1	10.331,69	162,48	674,97	567,83	3.291,90
	GEN SLV Trasv(max)	2	10.269,60	162,48	674,97	567,83	3.291,90
	GEN SLV Trasv(max)	3	10.331,69	38,30	674,97	474,69	3.291,90
	GEN SLV Trasv(max)	4	10.269,60	38,30	674,97	474,69	3.291,90
	GEN SLV Vert(max)	1	10.500,73	162,77	223,14	569,25	1.049,49
	GEN SLV Vert(max)	2	10.500,73	162,77	98,95	569,25	956,35
	GEN SLV Vert(max)	3	10.500,73	38,58	223,14	476,11	1.049,49
	GEN SLV Vert(max)	4	10.500,73	38,58	98,95	476,11	956,35
	GEN SLV Long(min)	1	10.182,67	-701,05	-83,09	-2.787,15	-908,78
	GEN SLV Long(min)	2	10.120,58	-701,05	-83,09	-2.787,15	-908,78
	GEN SLV Long(min)	3	10.182,67	-701,05	-207,28	-2.787,15	-1.001,92
	GEN SLV Long(min)	4	10.120,58	-701,05	-207,28	-2.787,15	-1.001,92
	GEN SLV Trasv(min)	1	10.187,26	-134,61	-674,97	-1.014,05	-3.291,90
	GEN SLV Trasv(min)	2	10.125,17	-134,61	-674,97	-1.014,05	-3.291,90
	GEN SLV Trasv(min)	3	10.187,26	-258,80	-674,97	-1.107,19	-3.291,90
	GEN SLV Trasv(min)	4	10.125,17	-258,80	-674,97	-1.107,19	-3.291,90
	GEN SLV Vert(min)	1	9.956,13	-134,90	-98,95	-1.015,47	-956,35
	GEN SLV Vert(min)	2	9.956,13	-134,90	-223,14	-1.015,47	-1.049,49
	GEN SLV Vert(min)	3	9.956,13	-259,08	-98,95	-1.108,61	-956,35
	GEN SLV Vert(min)	4	9.956,13	-259,08	-223,14	-1.108,61	-1.049,49

7.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE

Nelle tabelle successive è riportata la determinazione delle azioni sollecitanti sui pali di fondazione per le diverse combinazioni di carico considerate:

Numero di pali di fondazione

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	
X	-1,80	-1,80	-1,80	-1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	
Y	-5,40	-1,80	1,80	5,40	-5,40	-1,80	1,80	5,40	
X ²	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	25,92
Y ²	29,16	3,24	3,24	29,16	29,16	3,24	3,24	29,16	129,60

COMBINAZIONI DI CARICO			N _{Sd,1}	N _{Sd,2}	N _{Sd,3}	N _{Sd,4}	N _{Sd,5}	N _{Sd,6}	N _{Sd,7}	N _{Sd,8}	V _{Sd}
			[kN]	[kN]							
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	-	1.628,28	1.628,28	1.628,28	1.628,28	1.607,03	1.607,03	1.607,03	1.607,03	3,42
	GEN Q.P.(min)	-	1.638,29	1.638,29	1.638,29	1.638,29	1.584,63	1.584,63	1.584,63	1.584,63	8,62
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	-	1.669,54	1.771,09	1.872,63	1.974,18	1.675,94	1.777,48	1.879,03	1.980,57	1,43
	GEN FREQ Vento(max)	-	1.611,94	1.622,84	1.633,73	1.644,63	1.590,69	1.601,58	1.612,48	1.623,37	8,08
	GEN FREQ Termico(max)	-	1.627,28	1.627,28	1.627,28	1.627,28	1.609,27	1.609,27	1.609,27	1.609,27	2,89
	GEN FREQ Mobili(min)	-	1.779,26	1.677,72	1.576,17	1.474,63	1.702,75	1.601,20	1.499,66	1.398,11	12,34
	GEN FREQ Vento(min)	-	1.654,62	1.643,73	1.632,83	1.621,94	1.600,96	1.590,07	1.579,17	1.568,28	11,31
	GEN FREQ Termico(min)	-	1.639,29	1.639,29	1.639,29	1.639,29	1.582,39	1.582,39	1.582,39	1.582,39	9,14
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	-	1.655,00	1.878,85	2.102,70	2.326,55	1.685,13	1.908,99	2.132,84	2.356,69	24,28
	GEN RARA Vento(max)	-	1.586,86	1.742,88	1.898,90	2.054,92	1.596,50	1.752,52	1.908,54	2.064,56	37,62
	GEN RARA Frenam(max)	-	1.584,31	1.685,86	1.787,40	1.888,95	1.763,06	1.864,61	1.966,15	2.067,70	28,74
	GEN RARA Termico(max)	-	1.615,53	1.749,76	1.883,99	2.018,22	1.638,13	1.772,36	1.906,59	2.040,82	23,23
	GEN RARA Mobili(min)	-	1.957,43	1.733,58	1.509,73	1.285,88	1.859,51	1.635,66	1.411,81	1.187,96	28,52
	GEN RARA Vento(min)	-	1.861,95	1.705,93	1.549,91	1.393,89	1.782,19	1.626,17	1.470,15	1.314,13	39,71
	GEN RARA Frenam(min)	-	1.864,49	1.762,95	1.661,40	1.559,86	1.615,62	1.514,08	1.412,53	1.310,99	40,01
	GEN RARA Termico(min)	-	1.833,28	1.699,05	1.564,82	1.430,59	1.740,56	1.606,33	1.472,10	1.337,87	27,36
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	-	2.290,00	2.597,10	2.904,20	3.211,30	2.332,49	2.639,59	2.946,69	3.253,79	36,06
	GEN SLU Vento(max)	-	2.193,12	2.411,91	2.630,71	2.849,51	2.207,93	2.426,73	2.645,52	2.864,32	56,28
	GEN SLU Frenam(max)	-	2.201,93	2.339,01	2.476,10	2.613,19	2.445,04	2.582,13	2.719,21	2.856,30	39,09
	GEN SLU Termico(max)	-	2.237,32	2.423,43	2.609,55	2.795,66	2.267,69	2.453,80	2.639,91	2.826,03	34,62
	GEN SLU Mobili(min)	-	2.711,19	2.404,09	2.096,99	1.789,89	2.586,63	2.279,53	1.972,43	1.665,33	40,67
	GEN SLU Vento(min)	-	2.587,19	2.368,39	2.149,59	1.930,79	2.487,15	2.268,35	2.049,55	1.830,75	58,48
	GEN SLU Frenam(min)	-	2.578,37	2.441,29	2.304,20	2.167,12	2.250,03	2.112,95	1.975,86	1.838,78	52,79
	GEN SLU Termico(min)	-	2.542,98	2.356,87	2.170,75	1.984,64	2.427,39	2.241,27	2.055,16	1.869,05	38,99
SLV	GEN SLV Long(max)	1	1.094,19	1.122,02	1.149,85	1.177,69	1.406,39	1.434,22	1.462,05	1.489,88	79,91
	GEN SLV Long(max)	2	1.086,43	1.114,26	1.142,09	1.169,92	1.398,62	1.426,45	1.454,29	1.482,12	79,91
	GEN SLV Long(max)	3	1.098,07	1.123,32	1.148,56	1.173,80	1.410,27	1.435,51	1.460,75	1.486,00	76,30
	GEN SLV Long(max)	4	1.090,31	1.115,56	1.140,80	1.166,04	1.402,50	1.427,75	1.452,99	1.478,24	76,30
	GEN SLV Trasv(max)	1	1.114,87	1.206,31	1.297,75	1.389,19	1.193,73	1.285,17	1.376,61	1.468,06	86,78
	GEN SLV Trasv(max)	2	1.107,10	1.198,55	1.289,99	1.381,43	1.185,97	1.277,41	1.368,85	1.460,29	86,78
	GEN SLV Trasv(max)	3	1.121,33	1.212,78	1.304,22	1.395,66	1.187,26	1.278,71	1.370,15	1.461,59	84,51
	GEN SLV Trasv(max)	4	1.113,57	1.205,01	1.296,46	1.387,90	1.179,50	1.270,94	1.362,39	1.453,83	84,51
	GEN SLV Vert(max)	1	1.229,33	1.258,48	1.287,64	1.316,79	1.308,39	1.337,55	1.366,70	1.395,85	34,52
	GEN SLV Vert(max)	2	1.233,21	1.259,78	1.286,34	1.312,91	1.312,28	1.338,84	1.365,41	1.391,97	23,81
	GEN SLV Vert(max)	3	1.235,80	1.264,95	1.294,10	1.323,26	1.301,93	1.331,08	1.360,23	1.389,38	28,31
	GEN SLV Vert(max)	4	1.239,68	1.266,25	1.292,81	1.319,38	1.305,81	1.332,37	1.358,94	1.385,50	13,28
	GEN SLV Long(min)	1	1.504,25	1.479,01	1.453,76	1.428,52	1.117,15	1.091,90	1.066,66	1.041,42	88,24
	GEN SLV Long(min)	2	1.496,49	1.471,25	1.446,00	1.420,76	1.109,39	1.084,14	1.058,90	1.033,65	88,24
	GEN SLV Long(min)	3	1.508,13	1.480,30	1.452,47	1.424,64	1.121,03	1.093,20	1.065,37	1.037,53	91,38
	GEN SLV Long(min)	4	1.500,37	1.472,54	1.444,71	1.416,88	1.113,27	1.085,44	1.057,60	1.029,77	91,38
	GEN SLV Trasv(min)	1	1.480,99	1.389,55	1.298,11	1.206,67	1.340,15	1.248,71	1.157,27	1.065,82	86,03
	GEN SLV Trasv(min)	2	1.473,23	1.381,79	1.290,35	1.198,90	1.332,39	1.240,95	1.149,50	1.058,06	86,03
	GEN SLV Trasv(min)	3	1.487,46	1.396,02	1.304,58	1.213,13	1.333,68	1.242,24	1.150,80	1.059,36	90,36
	GEN SLV Trasv(min)	4	1.479,70	1.388,26	1.296,81	1.205,37	1.325,92	1.234,48	1.143,04	1.051,60	90,36
	GEN SLV Vert(min)	1	1.354,88	1.328,32	1.301,75	1.275,19	1.213,84	1.187,28	1.160,71	1.134,15	20,91
	GEN SLV Vert(min)	2	1.358,76	1.329,61	1.300,46	1.271,31	1.217,73	1.188,57	1.159,42	1.130,27	32,59
	GEN SLV Vert(min)	3	1.361,35	1.334,79	1.308,22	1.281,65	1.207,38	1.180,81	1.154,25	1.127,68	34,67
	GEN SLV Vert(min)	4	1.365,23	1.336,08	1.306,93	1.277,77	1.211,26	1.182,11	1.152,95	1.123,80	42,74

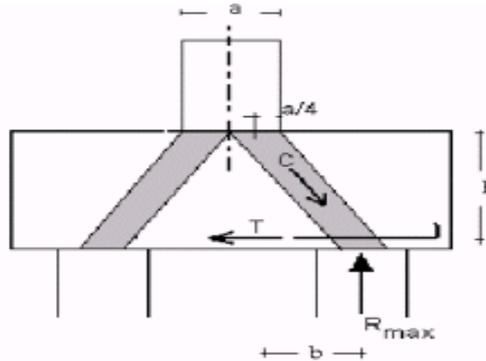
Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi e minimi delle azioni normali agenti sui pali di fondazione:

COMBINAZIONE	N _{Sd,MAX} [kN]	N _{Sd,MIN} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.638,29	1.584,63
SLE - FREQUENTE	1.980,57	1.398,11
SLE - RARA	2.356,69	1.187,96
SLU - STR	3.253,79	1.665,33
SLV	1.508,13	1.029,77

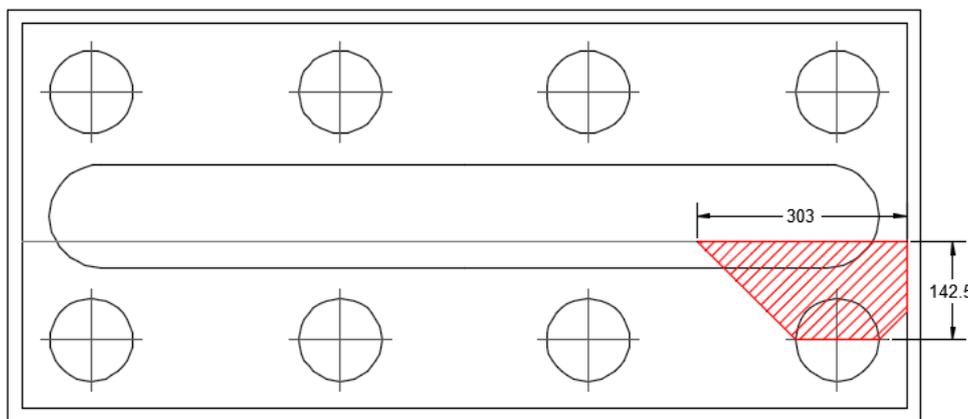
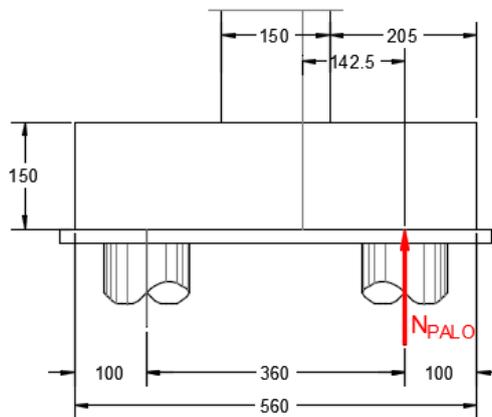
7.5 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica della zattera di fondazione è stata condotta con il metodo degli stati limite, calcolando la capacità ultima di resistenza dell'elemento strutturale rispetto ai principali meccanismi di collasso individuabili.

È necessario osservare che, dato il valore dei rapporti altezza – aggetto dalla pila nelle diverse situazioni presenti nel progetto, le mensole da verificare sono di tipo “tozzo”. Pertanto non può essere impiegata la “teoria della trave”, ma è più opportuno adottare una schematizzazione a traliccio basata sull'ipotesi di un meccanismo di trasferimento degli sforzi a “tirante di acciaio” – “puntone di cls” che meglio rappresenta il reale andamento delle tensioni all'interno dei materiali costituenti l'elemento.



Per la verifica della fondazione è necessario per prima cosa stabilire la larghezza di zattera di fondazione competente al singolo palo, da assumere per il meccanismo resistente a tirante-puntone. si ottiene diffondendo il carico trasmesso dal palo secondo delle isostatiche a 45°, ed è pari a 3,03 m, come mostrato delle immagini successive:



Di seguito si assume quindi un sistema a tirante-puntone isolato dal resto del plinto e di larghezza pari a **3,03 m**, nel quale il tirante è costituito da **15Ø26 + 15 Ø20** (Area: **126,75 cm²**).

La reazione normale massima trasmessa dal singolo palo di fondazione vale:

- SLE – QUASI PERMANENTE → **N_{Sd} = 1.638,29 kN**
- SLE – FREQUENTE → **N_{Sd} = 1.980,57 kN**
- SLE – RARA → **N_{Sd} = 2.356,69 kN**
- SLU – STR → **N_{Sd} = 3.253,79 kN**
- SLV → **N_{Sd} = 1.508,13 kN**

Detta **h = 1,425 m** la distanza del baricentro del tirante inferiore dal lembo compresso superiore ed assumendo quale braccio **b** della mensola tozza, quello che va dal centro dei pali ad ¼ dello spessore del muro in elevazione, e pertanto **b = 1,425 m**, si calcola la risultante ultima resistente sull'insieme dei pali di bordo in direzione trasversale, assumendo:

- **σ_s = 360,00 N/mm²** (tensione limite definita per le verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio)
- **f_{yd} = 391,30 N/mm²** (resistenza di calcolo dell'acciaio)
-

7.6 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.727,43 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.727,43 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 2,83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.7 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE FREQUENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.063,78 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.063,78 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 3,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.8 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE RARA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.454,35 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.454,35 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 4,02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.9 STATO LIMITE ULTIMO – STR

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.959,73 \text{ kN} > N_{sd} = 3.387,53 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{3.387,53 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 5,55 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.10 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.959,73 \text{ kN} > N_{sd} = 1.655,47 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.655,47 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 2,71 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

7.11 BAGGIOLI DI APPOGGIO – VERIFICHE STRUTTURALI

7.11.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nella tabella successiva sono riportati i valori degli scarichi statici dell'impalcato sui singoli baggioli di appoggio, desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso, per le differenti combinazioni di carico considerate e riferite a un'unica carreggiata:

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLU Mobili(max)	-2.277,13	74,23	44,33
1	GEN SLU Vento(max)	-2.323,70	114,28	34,96
1	GEN SLU Frenamento(max)	-2.445,83	7,30	107,99
1	GEN SLU Termico(max)	-2.248,71	72,72	39,82
1	GEN SLU Mobili(min)	-4.716,78	-68,19	-18,78
1	GEN SLU Vento(min)	-3.987,12	-108,95	-8,03
1	GEN SLU Frenamento(min)	-3.864,98	-1,97	-81,06
1	GEN SLU Termico(min)	-4.062,11	-67,38	-12,89
2	GEN SLU Mobili(max)	-2.876,11	70,76	41,28
2	GEN SLU Vento(max)	-2.921,82	111,28	32,95
2	GEN SLU Frenamento(max)	-2.936,50	4,11	106,20
2	GEN SLU Termico(max)	-2.803,87	68,76	37,89
2	GEN SLU Mobili(min)	-5.146,88	-68,96	-15,27
2	GEN SLU Vento(min)	-4.396,69	-109,67	-5,83
2	GEN SLU Frenamento(min)	-4.382,00	-2,50	-79,07
2	GEN SLU Termico(min)	-4.514,63	-67,14	-10,76
3	GEN SLU Mobili(max)	-2.872,92	68,98	41,28
3	GEN SLU Vento(max)	-2.916,50	109,69	32,96
3	GEN SLU Frenamento(max)	-2.936,50	2,50	106,20
3	GEN SLU Termico(max)	-2.800,68	67,16	37,89
3	GEN SLU Mobili(min)	-5.150,07	-70,77	-15,27
3	GEN SLU Vento(min)	-4.402,00	-111,30	-5,83
3	GEN SLU Frenamento(min)	-4.382,00	-4,11	-79,07
3	GEN SLU Termico(min)	-4.517,82	-68,77	-10,76
4	GEN SLU Mobili(max)	-2.284,97	68,22	44,33
4	GEN SLU Vento(max)	-2.336,77	109,00	34,96
4	GEN SLU Frenamento(max)	-2.445,83	1,97	107,99
4	GEN SLU Termico(max)	-2.256,55	67,41	39,82
4	GEN SLU Mobili(min)	-4.708,94	-74,26	-18,78
4	GEN SLU Vento(min)	-3.974,04	-114,33	-8,03
4	GEN SLU Frenamento(min)	-3.864,98	-7,30	-81,06
4	GEN SLU Termico(min)	-4.054,27	-72,75	-12,89

Nella tabella successiva sono riportati i valori degli scarichi sismici dell'impalcato sui singoli baggioli di appoggio, desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso, per le differenti combinazioni di carico considerate e riferite a un'unica carreggiata:

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLC Long(max)	-1.764,97	37,36	131,20
1	GEN SLC Trasv(max)	-1.692,05	117,58	51,73
1	GEN SLC Vert(max)	-1.739,94	37,38	51,58
1	GEN SLC Long(min)	-2.116,68	-33,98	-107,18
1	GEN SLC Trasv(min)	-2.189,60	-114,20	-27,71
1	GEN SLC Vert(min)	-2.141,71	-34,00	-27,55
2	GEN SLC Long(max)	-2.125,31	35,32	131,08
2	GEN SLC Trasv(max)	-2.119,01	115,67	51,45
2	GEN SLC Vert(max)	-2.095,19	35,32	51,45
2	GEN SLC Long(min)	-2.425,97	-34,28	-107,18
2	GEN SLC Trasv(min)	-2.432,28	-114,63	-27,54
2	GEN SLC Vert(min)	-2.456,09	-34,28	-27,54
3	GEN SLC Long(max)	-2.125,22	34,28	131,08
3	GEN SLC Trasv(max)	-2.118,97	114,63	51,45
3	GEN SLC Vert(max)	-2.095,10	34,28	51,45
3	GEN SLC Long(min)	-2.426,07	-35,32	-107,18
3	GEN SLC Trasv(min)	-2.432,32	-115,67	-27,54
3	GEN SLC Vert(min)	-2.456,18	-35,32	-27,54
4	GEN SLC Long(max)	-1.764,92	33,98	131,20
4	GEN SLC Trasv(max)	-1.692,01	114,20	51,73
4	GEN SLC Vert(max)	-1.739,81	34,00	51,58
4	GEN SLC Long(min)	-2.116,73	-37,36	-107,18
4	GEN SLC Trasv(min)	-2.189,64	-117,58	-27,71
4	GEN SLC Vert(min)	-2.141,84	-37,38	-27,55

I baggioli di appoggio vengono dimensionati in funzione delle azioni massime agenti su di essi.

A favore di sicurezza le verifiche verranno condotte sul baggiolo di altezza maggiore, che risulta pari a **20,0 cm**.

L'azione normale massima agente sul baggiolo è risultata pari a **N_{Sd} = 5.150,07 kN**.

L'azione tagliante massima longitudinale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,L} = 117,58 kN**.

L'azione tagliante massima trasversale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,T} = 131,20 kN**.

7.11.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

Il baggiolo presenta una sezione in pianta rettangolare con base pari a **90 cm** (direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato) e altezza pari a **150 cm** (direzione parallela all'asse dell'impalcato).

L'armatura è costituita da:

- **13 forcelle Ø20** nella direzione parallela all'asse dell'impalcato
- **9 forcelle Ø20** nella direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato

7.11.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PUNZONAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,36	[N/mm ²]

ACCIAIO

Tipologia di acciaio		B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

GEOMETRIA DEL BAGGIOLO

Lunghezza del baggiolo (direzione parallela all'asse appoggi)	L_T	150,00	[cm]
Larghezza del baggiolo (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L_L	90,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggiolo	N	5.150,07	[kN]
--	-----	----------	------

ARMATURA DEL BAGGIOLO

Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	13	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	81,64	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n_T	9	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	\varnothing_T	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A_T	56,52	[cm ²]

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Perimetro della sezione del baggiolo	u	480,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]
Forza resistente per calcestruzzo		650,78	[kN]
		<	5.150,07
			[kN]

VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.

Forza resistente per armatura		5.406,26	[kN]
		>	5.150,07
			[kN]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

7.11.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TRANCIAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,36	[N/mm ²]

ACCIAIO

Tipologia di acciaio		B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

GEOMETRIA DEL BAGGIOLO

Lunghezza del baggiolo (direzione parallela all'asse appoggi)	L_T	90,00	[cm]
Larghezza del baggiolo (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L_L	150,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggiolo	N	0,00	[kN]
Azione orizzontale longitudinale massima agente sul baggiolo	V_L	117,58	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	131,20	[kN]

ARMATURA DEL BAGGIOLO

Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	9	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	56,52	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n_T	13	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	\varnothing_T	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A_T	81,64	[cm ²]

VERIFICA A TRANCIAMENTO DELL'ARMATURA

Tensione tangenziale sollecitante	τ	0,22	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	0,26	[N/mm ²]
Coefficiente di rugosità	β	0,20	
Coefficiente di attrito tra le due superfici (sottostruttura-baggiolo)	μ	0,60	
Rapporto tra area di armatura verticale e superficie di ripresa	ρ	0,0171	
Pressione sul calcestruzzo della superficie di ripresa	σ_{cd}	0,00	[N/mm ²]

Il rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa viene valutato mediante la seguente relazione:

$$\rho_{\min} = \frac{A_{\min}}{A_{\text{baggiolo}}} = \frac{\tau_{Sd} - \beta \cdot f_{ctd} - \sigma_{cd}}{\mu \cdot f_{yd}}$$

Rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa	ρ_{\min}	0,0000	
Area di armatura minima necessaria		0,00 [cm ²]	< 138,16 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.