

S.S. N. 9 "VIA EMILIA" VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4863 W)	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI Ing. Renato Del Prete	PROGETTISTA Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)
			PROGETTAZIONE STRADALE Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)	PROGETTAZIONE IDRAULICA Ing. Fabrizio Bajetti (I.T. S.r.l.)
 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI Ing. Renato Vaira (Studio Corona S.r.l.)	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI Ing. Nicola Ligas (I.T. S.r.l.)
			COMPUTI Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)	CANTIERISTICA Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
 Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	ECOPLAN Società di Ingegneria e Architettura Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	ARKE' INGEGNERIA s.r.l. Via Impugnatura Proponenza 4 - 70126 Bari Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	GEOLOGIA Dott. Danilo Gallo	GEOTECNICA Ing. Gianfranco Sodero (Studio Corona S.r.l.)
			AMBIENTE Dott. Emilio Macchi (ECOPLAN S.r.l.)	SICUREZZA Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI

HE03

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

VI04 - VIADOTTO FF.SS.

RELAZIONE DI CALCOLO PILE

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. COMI E 1701			NOME FILE HE03-P00VI04STRRE03_B.dwg		REVISIONE B	SCALA: -----
CODICE ELAB. P00VI04STRRE03						
D						
C						
B	EMISSIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA		LUGLIO 2018	ARCH. MAURO SASSO	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE		DICEMBRE 2017	ING. NICOLA LIGAS	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

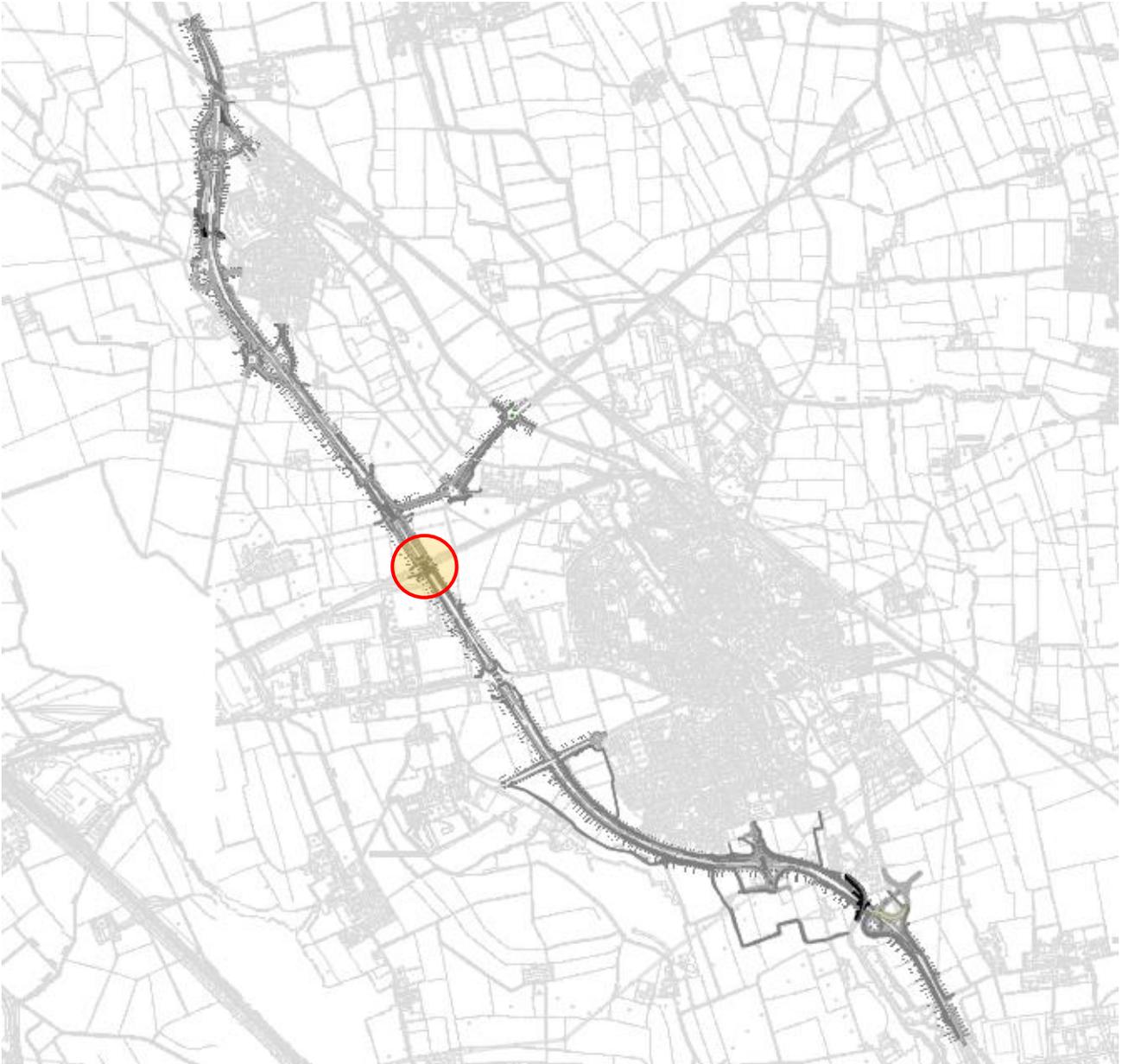
SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	UNITA' DI MISURA	4
4	MATERIALI	5
4.1	Calcestruzzo	5
4.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
4.1.2	Calcestruzzo per opere di fondazione (UNI 11104-2016).....	5
4.1.3	Calcestruzzo per opere in elevazione (UNI 11104-2016)	6
4.2	Acciaio	6
4.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7
6	ANALISI DEI CARICHI.....	10
6.1	Peso proprio degli elementi in cemento armato	10
6.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	10
6.3	Urti da traffico ferroviario.....	10
6.4	Azione sismica connessa alla zattera di fondazione	11
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
8	PILE	12
8.1	Sezione di base del fusto della pila - Valutazione delle azioni sollecitanti	12
8.2	Sezione di base del fusto della pila – Verifiche strutturali.....	12
8.2.1	Sezione e armatura di verifica.....	12
8.2.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	14
8.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	14
8.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	15
8.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	15
8.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione deviata.....	16
8.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione deviata – Combinazione eccezionale	17
8.2.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio biassiale	18
8.3	Valutazione delle azioni sollecitanti alla base della zattera di fondazione	20
8.4	Valutazione delle azioni sollecitanti sui pali di fondazione	22
8.5	Zattera di fondazione – Verifiche strutturali	23
8.6	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Quasi Permanente.....	24
8.7	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Frequente	24
8.8	Stato Limite di Esercizio – Combinazione rara	24
8.9	Stato Limite Ultimo – STR.....	25
8.10	Stato Limite di Salvaguardia della Vita	25
8.11	Condizione eccezionale (urto di convoglio ferroviario).....	25
8.12	Baggioli di appoggio – Verifiche strutturali	26
8.12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	26
8.12.2	Sezione e armatura di verifica.....	28
8.12.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per punzonamento	28
8.12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento	29
8.13	Ritegni sismici trasversali	30
8.13.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	30

8.13.2	Sezione e armatura di verifica.....	30
8.13.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento	31
9	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	32

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali delle pile (fusto, zattera di fondazione e baggioli di appoggio) del viadotto FF.SS., realizzate in cemento armato gettato in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".



Per la descrizione delle opere si rimanda alla *Relazione tecnica dell'opera* (elaborato **HE01-P00VI04STRRE01_A**).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.** Linee guida sul calcestruzzo strutturale

3 UNITA' DI MISURA

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

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

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 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.

4.1.2 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:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C28/35
DESCRIZIONE CARATTERISTICA	FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE		
Resistenza caratteristica cubica a compressione			R _{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	[acc*f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	13,07	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	32 588,11	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.1.3 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:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C32/40
DESCRIZIONE CARATTERISTICA		FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE	
Resistenza caratteristica cubica a compressione				R _{ck}	40,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione		[0,83*Rck]	11.2.10.1	f _{ck}	33,20 [N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg		[fck+8]	11.2.10.1	f _{cm}	41,20 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione		[acc*fck/γc]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	18,81 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione		[0,30*fck ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	3,10 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione		[0,70*fctm]	11.2.10.2	f _{ctk}	2,17 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione		[fctk/1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,45 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)		[0,60*fck]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	19,92 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)		[0,45*fck]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94 [N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo		[Ec=Ecm]	C4.1.2.2.5	E _c	33.642,78 [N/mm ²]
Modulo elastico medio		[22.000*(fcm/10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	33.642,78 [N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XF4**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,45**
- Contenuto minimo di cemento: **360 kg/mc**
- Contenuto minimo in aria: **4,0%**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.2 ACCIAIO

4.2.1 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 – γ_s=1,15)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

5 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 gennaio 2008).



Considerando l'ubicazione del sito in oggetto (**Lat: 45.182301; Long: 9.625999**) 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_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.0369	2.573	0.223
SLD	101	0.0449	2.541	0.256
SLV	949	0.0974	2.555	0.297
SLC	1950	0.1230	2.545	0.305

Le espressioni dello spettro elastico S_e di risposta secondo le NTC-08 sono le seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si assume:

- coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale: $\xi = 5 \%$

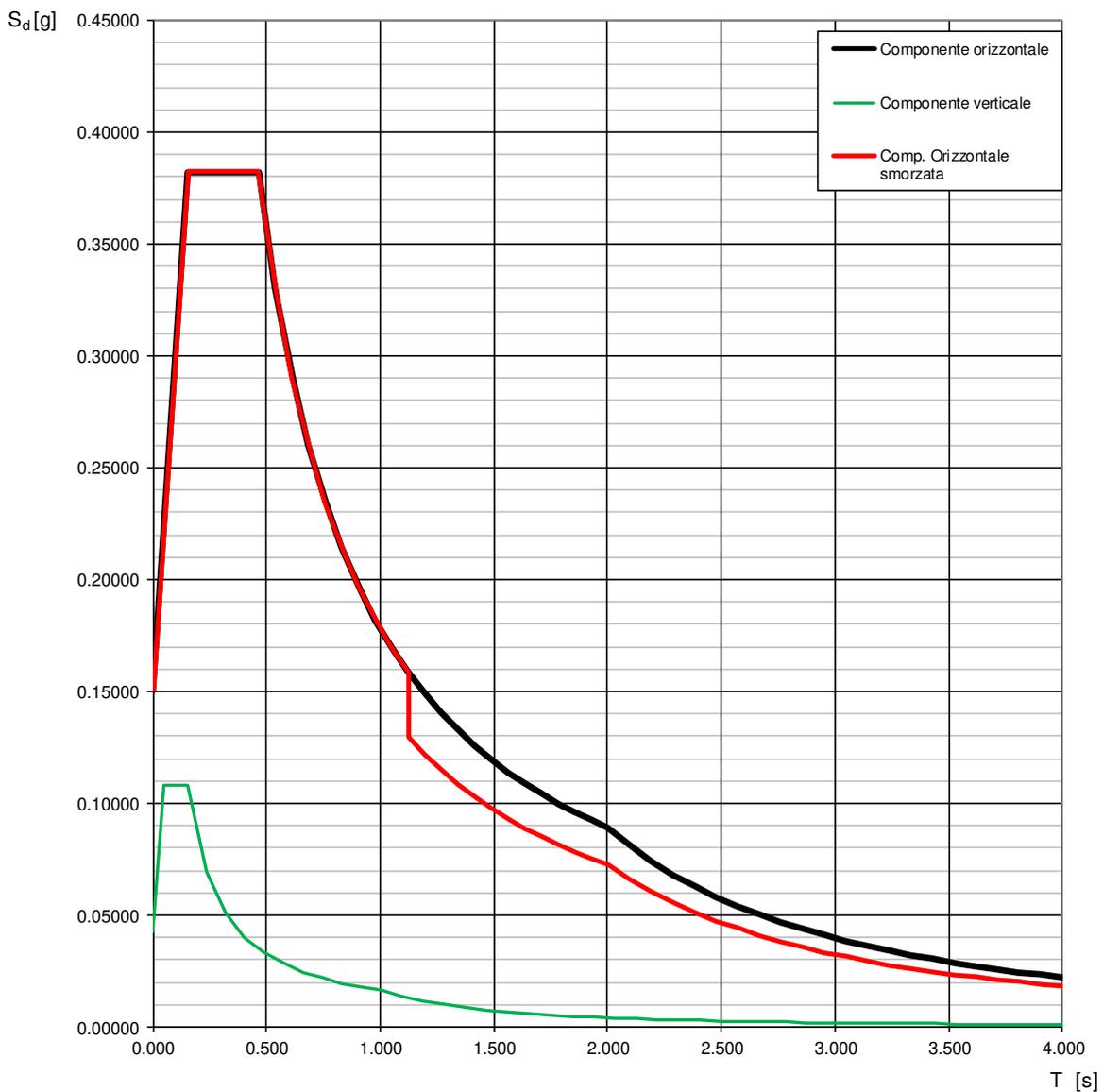
- fattore di smorzamento viscoso: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 1$
- fattore di struttura: $q = 1$

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

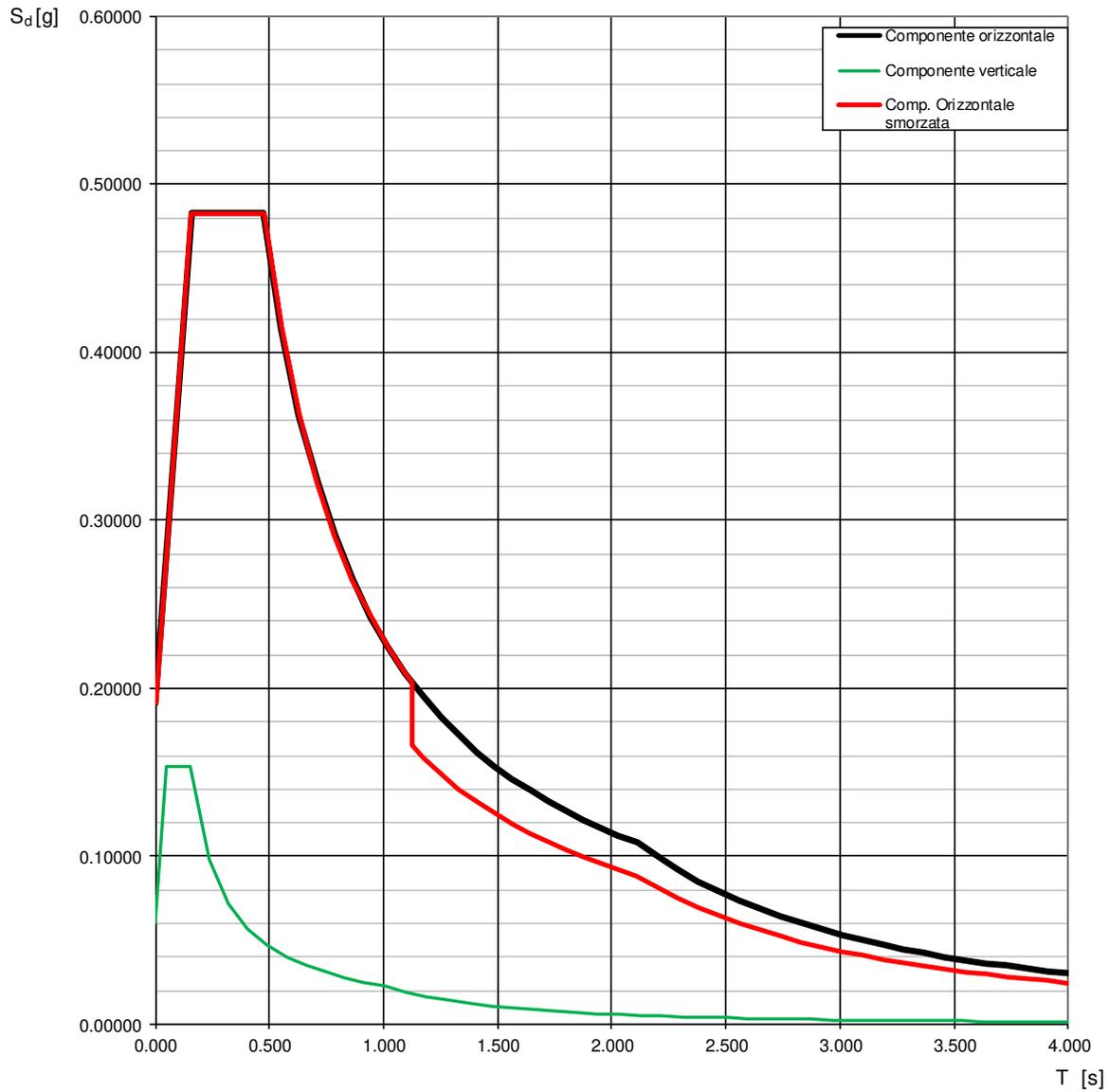
- periodo di vibrazione struttura isolata: $T_{is} = 1.404$ s
- coefficiente di smorzamento viscoso isolatori: $\xi = 10\%$
- coefficiente riduttivo $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = \sqrt{\frac{10}{5 + 10}} = 0.816$ (≥ 0.55).

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

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



Spettri di risposta elastici (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: **SLC**



6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 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 **HE02-P00VI04STRRE02_A**).

6.2 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 **HE02-P00VI04STRRE02_A**).

6.3 URTI DA TRAFFICO FERROVIARIO

L'urto dovuto al traffico ferroviario (azione eccezionale) sulle sottostrutture (pile) è stato determinato secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Paragrafo 3.6.3.4:

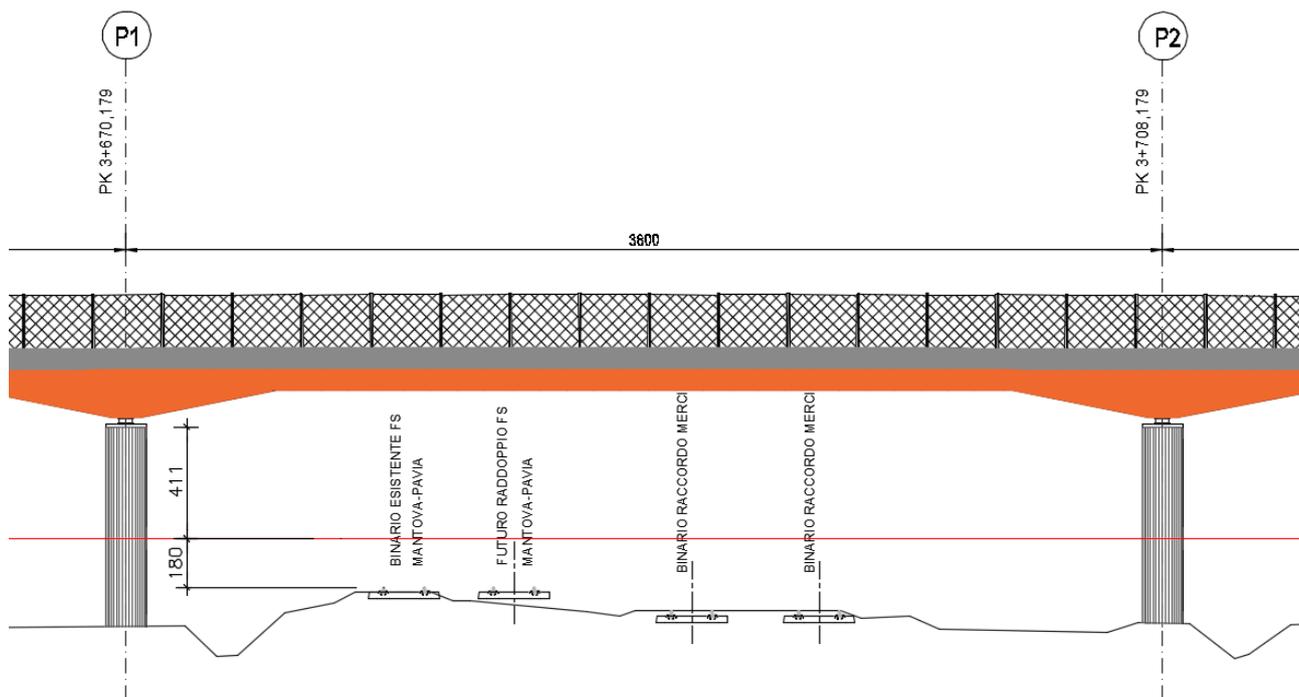
In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per 5 m $< d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- per $d > 15$ m \rightarrow pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Nel caso in esame si considera una distanza $d \leq 5$ m. Verranno pertanto considerate le seguenti azioni:

- **4000 kN** in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- **1500 kN** in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari



L'azione è stata applicata ad una quota pari a **4,11 m** dall'estradosso della pila.

6.4 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 .

7 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 **HE02-P00VIO4STRRE02_A**).

Per le combinazioni eccezionali si è fatto riferimento a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – Capitolo 2.5.3.

Le combinazioni eccezionali sono state determinate mediante la seguente relazione:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + A_d + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- A_d rappresenta l'azione eccezionale
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

8 PILE

Poiché il cavalcavia risulta perfettamente simmetrico e le due pile risultano identiche sia per sezione che per altezza, le verifiche verranno condotte su un'unica pila.

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

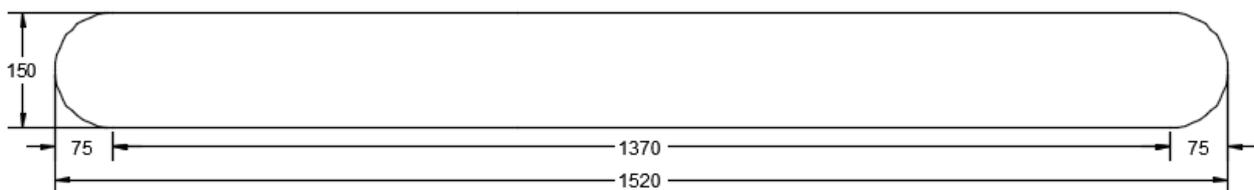
Come desunto dalla relazione di calcolo dell'impalcato si riportano di seguito le azioni sollecitanti valutate alla base dell'elevazione del fusto della pila in relazione alle diverse combinazioni di carico considerate:

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)	13.111,17	-34,51	-0,43	-0,43	-296,81	661,39
	GEN Q.P.(min)	13.048,81	-85,49	-0,43	-0,43	-735,19	661,39
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	14.973,54	-11,15	8,86	54,53	-95,87	6.047,56
	GEN FREQ Vento(max)	13.111,14	-34,51	58,99	-0,01	-296,81	6,21
	GEN FREQ Termico(max)	13.117,41	-29,42	-0,43	-0,43	-252,98	661,39
	GEN FREQ Mobili(min)	13.048,81	-102,38	-7,65	-45,40	-880,47	-5.930,72
	GEN FREQ Vento(min)	13.048,78	-85,49	58,99	-0,01	-735,19	6,21
	GEN FREQ Termico(min)	13.042,58	-90,59	-0,43	-0,43	-779,03	661,39
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	16.725,23	2,95	194,36	78,46	25,42	9.393,67
	GEN RARA Vento(max)	14.979,62	-6,05	305,98	56,63	-52,03	2.771,67
	GEN RARA Frenam(max)	14.982,22	210,24	8,86	54,53	1.808,04	6.047,56
	GEN RARA Termico(max)	15.004,63	14,34	187,13	55,79	123,32	4.082,03
	GEN RARA Mobili(min)	13.042,48	-112,29	164,06	-63,32	-965,67	-13.498,05
	GEN RARA Vento(min)	13.042,42	-107,48	289,47	-43,31	-924,31	-9.206,61
	GEN RARA Frenam(min)	13.045,01	108,81	-7,65	-45,40	935,76	-5.930,72
	GEN RARA Termico(min)	13.017,54	-127,87	170,63	-44,15	-1.099,66	-7.896,25
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	22.842,20	6,19	288,97	105,91	53,21	12.486,07
	GEN SLU Vento(max)	20.485,62	-5,97	457,49	76,58	-51,34	3.349,82
	GEN SLU Frenamento(max)	20.489,15	286,02	11,80	73,43	2.459,75	8.263,65
	GEN SLU Termico(max)	20.515,65	18,50	279,21	75,32	159,07	5.315,35
	GEN SLU Mobili(min)	17.881,72	-140,22	248,07	-85,48	-1.205,85	-18.417,75
	GEN SLU Vento(min)	17.881,62	-133,72	435,20	-58,34	-1.150,02	-12.820,86
	GEN SLU Frenamento(min)	17.885,15	158,26	-10,48	-61,49	1.361,08	-7.907,03
	GEN SLU Termico(min)	17.851,78	-158,19	256,93	-59,60	-1.360,44	-10.855,33
SLV	GEN SLV Long(max)	13.446,64	1.752,30	634,41	13,08	12.849,17	5.505,00
	GEN SLV Trasv(max)	13.690,21	537,65	1.865,57	12,24	3.675,92	16.337,89
	GEN SLV Vert(max)	13.740,85	541,69	750,28	6,06	3.679,80	5.564,52
	GEN SLV Long(min)	12.713,35	-1.872,31	-635,27	-13,93	-13.881,17	-4.182,22
	GEN SLV Trasv(min)	12.469,77	-657,65	-1.866,44	-13,10	-4.707,92	-15.015,11
	GEN SLV Vert(min)	12.419,13	-661,69	-751,14	-6,92	-4.711,81	-4.241,74
ECCEZIONALE	ECCEZIONALE 1 (max)	13.111,17	1.465,49	-0,43	-0,43	7.038,19	661,39
	ECCEZIONALE 1 (min)	13.048,81	-1.585,49	-0,43	-0,43	-8.070,19	661,39
	ECCEZIONALE 2 (max)	13.111,17	-34,51	3.999,57	-0,43	-296,81	20.221,39
	ECCEZIONALE 2 (min)	13.048,81	-85,49	-4.000,43	-0,43	-735,19	-18.898,61

8.2 SEZIONE DI BASE DEL FUSTO DELLA PILA – VERIFICHE STRUTTURALI

8.2.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente del fusto presenta una sezione rettangolare con base pari a **13,70 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)

- **69+69 Ø26** disposti sui lati lunghi (passo 20 cm)

L'armatura orizzontale è costituita da barre **Ø20/10**. 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. 14.01.2008 – 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. 14.01.2008 – 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 Ø12/40x40 (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 1.370 x 150 cm)

PILASTRO IN CEMENTO ARMATO - VERIFICA DELLE LIMITAZIONI DI ARMATURA
D.M. 14.01.2008 - paragrafi 4.1.6.1.2

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		<input type="text" value="C32/40"/>	▼
Tipologia dell'acciaio:		<input type="text" value="B450C"/>	▼
Resistenza di calcolo dell'acciaio:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PILASTRO

Base della sezione del pilastro:	b_t	1.370,00	[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 maggiore del pilastro:	$n_{bl,max}$	69	
Diametro delle barre sul lato maggiore del pilastro:	$\varnothing_{bl,max}$	26	[mm]
Numero di barre sul lato minore del pilastro:	$n_{bl,min}$	7	
Diametro delle barre sul lato minore del pilastro:	$\varnothing_{bl,min}$	26	[mm]
Area dell'armatura longitudinale:	A_s	807,120	[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. 14.01.2008 - par. 4.1.6.1.2

$A_s \geq A_{s,min} = \max[0,10 \cdot N_{ed} / f_{yd}; 0,003 \cdot A_c]$	→	807,12	≥	616,50	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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 13.048,81$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -735,19$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = 661,39$ kNm.

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

Titolo: []

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 166 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	162	5,31	1360	142
2	52	4	163	5,31	1380	142
3	31	14	164	5,31	1400	142
4	14	31	165	5,31	1420	142
5	4	52	166	5,31	1440	142
6	0	75				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 13048,81 kN
M xEd: -735,19 kNm
M yEd: 661,39 kNm

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

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

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

σ_c -0,6836 N/mm²
 σ_s -0,03276 %

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,68 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = - \text{N/mm}^2$ (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 13.048,81$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -880,47$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = -5.930,72$ kNm.

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

Titolo: []

N° Vertici: 22 Zoom N° barre: 166 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	162	5,31	1360	142
2	52	4	163	5,31	1380	142
3	31	14	164	5,31	1400	142
4	14	31	165	5,31	1420	142
5	4	52	166	5,31	1440	142
6	0	75				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed: 13048,81 kN
M xEd: -880,47 kNm
M yEd: -5930,72 kNm

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

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

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

σ_c -0,7898 N/mm²
 σ_s -0,02503 %

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,78 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = - \text{N/mm}^2$ (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 14.982,22$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = 1.808,04$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = 6.047,57$ 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: 166 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	75	0	162	5,31	1360	142
2	52	4	163	5,31	1380	142
3	31	14	164	5,31	1400	142
4	14	31	165	5,31	1420	142
5	4	52	166	5,31	1440	142
6	0	75				

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 14982,22 kN
 M_{xEd}: 1808,04 kNm
 M_{yEd}: 6047,57 kNm

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

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰ σ_c : -1,024 N/mm²
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰ ϵ_s : -0,02096 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $C_{c,adm}$: 12,25
 $C_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,7333
 τ_{c1} : 2,114

Verifica N° iterazioni: 0

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,02 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = - \text{N/mm}^2$ (sezione interamente compressa)

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.5 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.

8.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 12.713,35$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -13.881,17$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = -4.182,22$ 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}: 8078,11 kN
M_{xEd}: -3116,82 kNm
M_{yEd}: -1602,76 kNm

Materiali: B450C, C32/40

ε_{cu}: 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% σ_{c,adm}: 12,25
σ_{c,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
τ_{c1}: 2,114

M_{xRd}: 23.480 kNm
M_{yRd}: 53.716 kNm
σ_c: -18,81 N/mm²

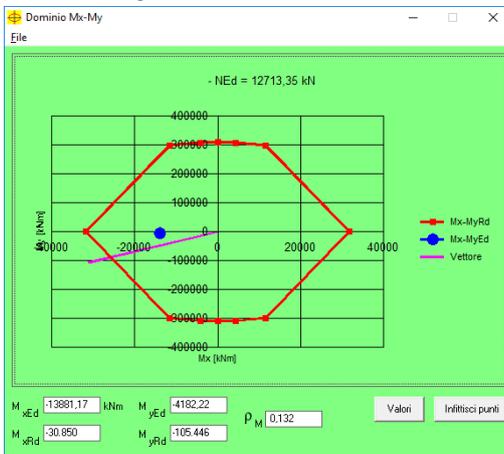
ε_c: 3,5% ε_s: 21,93%
d: 160,2 cm
x: 22,05 x/d: 0,1376
δ: 0,7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
angolo asse neutro θ°: 359
Precompresso

I momenti resistenti risultano pari a:

- $M_{sd, LONG} = -30.850,00$ kNm > $M_{sd, LONG} = -13.881,17$ kNm
- $M_{sd, TRASV} = -105.446,00$ kNm > $M_{sd, TRASV} = -4.182,22$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE DEVIATA – COMBINAZIONE ECCEZIONALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 13.048,81$ kN.

Il momento flettente longitudinale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, LONG} = -8.070,19$ kNm.

Il momento flettente trasversale di calcolo è assunto pari a $M_{sd, TRASV} = 661,39$ 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} 13048,81 kN
 M_{xEd} 8070,19 kNm
 M_{yEd} 661,39 kNm

P.to applicazione N: Centro / Baricentro cls / Coord. [cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta / Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 179

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 33,2 ‰
 ϵ_s / ϵ_c 15 f_{cc} / f_{cd} 1

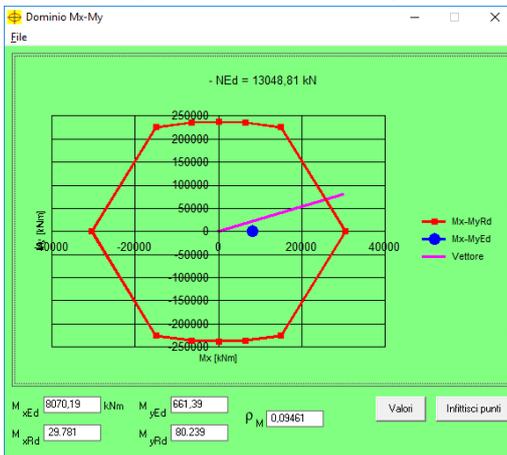
ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 29.781 kNm
 M_{yRd} 80.239 kNm
 σ_c -33,2 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 24,49 ‰
 d 160,2 cm
 x 20,03 x/d 0,125
 δ 0,7

I momenti resistenti risultano pari a:

- $M_{sd, LONG} = -29.781,00$ kNm $>$ $M_{sd, LONG} = -8.070,19$ kNm
- $M_{sd, TRASV} = 80.239,00$ kNm $>$ $M_{sd, TRASV} = 661,39$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.8 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" $\rightarrow V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$
- 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 semicirculari laterali (sezione 1.370×150 cm)

L'azione tagliante longitudinale di calcolo è assunta pari a $V_{sd, LONG} = -1.585,49$ kN.

L'azione tagliante trasversale di calcolo è assunta pari a $V_{sd, TRASV} = -0,43$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	1370,00	[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	1366,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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 di calcolo a compressione:	f_{cd}	33,20	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:	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}	450,00	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo in direzione longitudinale:	$V_{SX,d}$	1.585,49	[kN]
Azione tagliante di calcolo in direzione trasversale:	$V_{SY,d}$	0,43	[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	4	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	10,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	31,60	[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	1370,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	16,60	[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}	1.868,51	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	149.414,94	[kN]
AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{RX,d}$	1.868,51	[kN]

DIREZIONE TRASVERSALE

Larghezza minima della sezione:	b_w	150,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	16,60	[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}	17.482,07	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	#####	[kN]
AZIONE TAGLIANTE LONGITUDINALE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{RY,d}$	17.482,07	[kN]

La verifica viene eseguita secondo la seguente relazione:

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

$(V_{SX,d}/V_{RX,d})^2 + (V_{SY,d}/V_{RY,d})^2 = 0,72$

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

COEFFICIENTE DI SICUREZZA: 1,39

8.3 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)	13.111,17	-34,51	-0,43	-0,43	-296,81	661,39
	GEN Q.P.(min)	13.048,81	-85,49	-0,43	-0,43	-735,19	661,39
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	14.973,54	-11,15	8,86	54,53	-95,87	6.047,56
	GEN FREQ Vento(max)	13.111,14	-34,51	58,99	-0,01	-296,81	6,21
	GEN FREQ Termico(max)	13.117,41	-29,42	-0,43	-0,43	-252,98	661,39
	GEN FREQ Mobili(min)	13.048,81	-102,38	-7,65	-45,40	-880,47	-5.930,72
	GEN FREQ Vento(min)	13.048,78	-85,49	58,99	-0,01	-735,19	6,21
	GEN FREQ Termico(min)	13.042,58	-90,59	-0,43	-0,43	-779,03	661,39
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	16.725,23	2,95	194,36	78,46	25,42	9.393,67
	GEN RARA Vento(max)	14.979,62	-6,05	305,98	56,63	-52,03	2.771,67
	GEN RARA Frenam(max)	14.982,22	210,24	8,86	54,53	1.808,04	6.047,56
	GEN RARA Termico(max)	15.004,63	14,34	187,13	55,79	123,32	4.082,03
	GEN RARA Mobili(min)	13.042,48	-112,29	164,06	-63,32	-965,67	-13.498,05
	GEN RARA Vento(min)	13.042,42	-107,48	289,47	-43,31	-924,31	-9.206,61
	GEN RARA Frenam(min)	13.045,01	108,81	-7,65	-45,40	935,76	-5.930,72
	GEN RARA Termico(min)	13.017,54	-127,87	170,63	-44,15	-1.099,66	-7.896,25
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	22.842,20	6,19	288,97	105,91	53,21	12.486,07
	GEN SLU Vento(max)	20.485,62	-5,97	457,49	76,58	-51,34	3.349,82
	GEN SLU Frenamento(max)	20.489,15	286,02	11,80	73,43	2.459,75	8.263,65
	GEN SLU Termico(max)	20.515,65	18,50	279,21	75,32	159,07	5.315,35
	GEN SLU Mobili(min)	17.881,72	-140,22	248,07	-85,48	-1.205,85	-18.417,75
	GEN SLU Vento(min)	17.881,62	-133,72	435,20	-58,34	-1.150,02	-12.820,86
	GEN SLU Frenamento(min)	17.885,15	158,26	-10,48	-61,49	1.361,08	-7.907,03
	GEN SLU Termico(min)	17.851,78	-158,19	256,93	-59,60	-1.360,44	-10.855,33
SLV	GEN SLV Long(max)	13.446,64	1.752,30	634,41	13,08	12.849,17	5.505,00
	GEN SLV Trasv(max)	13.690,21	537,65	1.865,57	12,24	3.675,92	16.337,89
	GEN SLV Vert(max)	13.740,85	541,69	750,28	6,06	3.679,80	5.564,52
	GEN SLV Long(min)	12.713,35	-1.872,31	-635,27	-13,93	-13.881,17	-4.182,22
	GEN SLV Trasv(min)	12.469,77	-657,65	-1.866,44	-13,10	-4.707,92	-15.015,11
	GEN SLV Vert(min)	12.419,13	-661,69	-751,14	-6,92	-4.711,81	-4.241,74
ECCEZIONALE	ECCEZIONALE 1 (max)	13.111,17	1.465,49	-0,43	-0,43	7.038,19	661,39
	ECCEZIONALE 1 (min)	13.048,81	-1.585,49	-0,43	-0,43	-8.070,19	661,39
	ECCEZIONALE 2 (max)	13.111,17	-34,51	3.999,57	-0,43	-296,81	20.221,39
	ECCEZIONALE 2 (min)	13.048,81	-85,49	-4.000,43	-0,43	-735,19	-18.898,61

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)	16,40	[m]
Spessore della zattera di fondazione	1,50	[m]
Volume della zattera di fondazione	137,76	[m ³]
Peso proprio della zattera di fondazione	3.444,00	[kN]
Altezza di terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	1,00	[m]
Area della sezione del fusto in elevazione	22,32	[m ²]
Volume del terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	69,52	[m ³]
Peso proprio del terreno di ricoprimento al di sopra della zattera di fondazione	1.390,46	[kN]
Coefficiente sismico orizzontale	0,1796	
Coefficiente sismico verticale	0,0898	
Inerzia sismica longitudinale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	868,27	[kN]
Inerzia sismica trasversale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	868,27	[kN]
Inerzia sismica verticale della zattera di fondazione e del terreno di ricoprimento	434,13	[kN]
Momento flettente longitudinale indotto dall'inerzia sismica longitudinale	963,36	[kNm]
Momento flettente trasversale indotto dall'inerzia sismica trasversale	963,36	[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)	-	17.945,63	-34,51	-0,43	-348,59	660,74
	GEN Q.P.(min)	-	17.883,27	-85,49	-0,43	-863,42	660,74
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	-	19.808,00	-11,15	8,86	-112,59	6.046,91
	GEN FREQ Vento(max)	-	17.945,60	-34,51	58,99	-348,59	5,57
	GEN FREQ Termico(max)	-	17.951,87	-29,42	-0,43	-297,10	660,74
	GEN FREQ Mobili(min)	-	17.883,27	-102,38	-7,65	-1.034,05	-5.931,37
	GEN FREQ Vento(min)	-	17.883,24	-85,49	58,99	-863,42	5,57
	GEN FREQ Termico(min)	-	17.877,03	-90,59	-0,43	-914,90	660,74
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	-	21.559,68	2,95	194,36	29,85	9.393,02
	GEN RARA Vento(max)	-	19.814,08	-6,05	305,98	-61,10	2.771,02
	GEN RARA Frenam(max)	-	19.816,67	210,24	8,86	2.123,40	6.046,91
	GEN RARA Termico(max)	-	19.839,09	14,34	187,13	144,83	4.081,38
	GEN RARA Mobili(min)	-	17.876,94	-112,29	164,06	-1.134,10	-13.498,70
	GEN RARA Vento(min)	-	17.876,88	-107,48	289,47	-1.085,53	-9.207,25
	GEN RARA Frenam(min)	-	17.879,47	108,81	-7,65	1.098,98	-5.931,37
	GEN RARA Termico(min)	-	17.852,00	-127,87	170,63	-1.291,46	-7.896,90
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	-	29.577,29	6,19	288,97	62,49	12.485,42
	GEN SLU Vento(max)	-	27.220,71	-5,97	457,49	-60,30	3.349,17
	GEN SLU Frenamento(max)	-	27.224,23	286,02	11,80	2.888,78	8.263,00
	GEN SLU Termico(max)	-	27.250,74	18,50	279,21	186,82	5.314,70
	GEN SLU Mobili(min)	-	24.616,80	-140,22	248,07	-1.416,18	-18.418,40
	GEN SLU Vento(min)	-	24.616,71	-133,72	435,20	-1.350,60	-12.821,51
	GEN SLU Frenamento(min)	-	24.620,24	158,26	-10,48	1.598,48	-7.907,68
	GEN SLU Termico(min)	-	24.586,87	-158,19	256,93	-1.597,72	-10.855,97
SLV	GEN SLV Long(max)	1	13.576,88	2.620,57	894,89	16.440,98	6.745,62
	GEN SLV Long(max)	2	13.316,40	2.620,57	894,89	16.440,98	6.745,62
	GEN SLV Long(max)	3	13.576,88	2.620,57	373,93	16.440,98	6.167,60
	GEN SLV Long(max)	4	13.316,40	2.620,57	373,93	16.440,98	6.167,60
	GEN SLV Trasv(max)	1	13.820,45	798,13	2.733,84	4.771,40	20.099,61
	GEN SLV Trasv(max)	2	13.559,97	798,13	2.733,84	4.771,40	20.099,61
	GEN SLV Trasv(max)	3	13.820,45	277,17	2.733,84	4.193,38	20.099,61
	GEN SLV Trasv(max)	4	13.559,97	277,17	2.733,84	4.193,38	20.099,61
	GEN SLV Vert(max)	1	14.174,99	802,17	1.010,76	4.781,35	6.978,95
	GEN SLV Vert(max)	2	14.174,99	802,17	489,80	4.781,35	6.400,93
	GEN SLV Vert(max)	3	14.174,99	281,21	1.010,76	4.203,33	6.978,95
	GEN SLV Vert(max)	4	14.174,99	281,21	489,80	4.203,33	6.400,93
	GEN SLV Long(min)	1	12.843,59	-2.740,57	-374,79	-17.652,99	-4.846,12
	GEN SLV Long(min)	2	12.583,11	-2.740,57	-374,79	-17.652,99	-4.846,12
	GEN SLV Long(min)	3	12.843,59	-2.740,57	-895,75	-17.652,99	-5.424,13
	GEN SLV Long(min)	4	12.583,11	-2.740,57	-895,75	-17.652,99	-5.424,13
	GEN SLV Trasv(min)	1	12.600,01	-397,17	-2.734,70	-5.405,39	-18.778,13
	GEN SLV Trasv(min)	2	12.339,53	-397,17	-2.734,70	-5.405,39	-18.778,13
	GEN SLV Trasv(min)	3	12.600,01	-918,13	-2.734,70	-5.983,40	-18.778,13
	GEN SLV Trasv(min)	4	12.339,53	-918,13	-2.734,70	-5.983,40	-18.778,13
	GEN SLV Vert(min)	1	11.985,00	-401,21	-490,66	-5.415,34	-5.079,45
	GEN SLV Vert(min)	2	11.985,00	-401,21	-1.011,62	-5.415,34	-5.657,46
	GEN SLV Vert(min)	3	11.985,00	-922,17	-490,66	-5.993,36	-5.079,45
	GEN SLV Vert(min)	4	11.985,00	-922,17	-1.011,62	-5.993,36	-5.657,46
ECCEZIONALE	ECCEZIONALE 1 (max)	-	17.945,63	1.465,49	-0,43	9.236,41	660,74
	ECCEZIONALE 1 (min)	-	17.883,27	-1.585,49	-0,43	-10.448,42	660,74
	ECCEZIONALE 2 (max)	-	19.808,00	-11,15	4.008,86	-112,59	31.606,91
	ECCEZIONALE 2 (min)	-	17.945,60	-34,51	-3.941,01	-348,59	-25.554,43

8.4 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 **10**

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	PALO 9	PALO 10	
X	-1,80	-1,80	-1,80	-1,80	-1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	
Y	-7,20	-3,60	0,00	3,60	7,20	-7,20	-3,60	0,00	3,60	7,20	
X ²	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	32,40
Y ²	51,84	12,96	0,00	12,96	51,84	51,84	12,96	0,00	12,96	51,84	259,20

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	N _{Sd,5} [kN]	N _{Sd,6} [kN]	N _{Sd,7} [kN]	N _{Sd,8} [kN]	N _{Sd,9} [kN]	N _{Sd,10} [kN]	V _{Sd} [kN]	
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.795,58	1.804,75	1.813,93	1.823,11	1.832,28	1.796,84	1.766,02	1.775,20	1.784,37	1.793,55	3,45	
	GEN Q.P.(min)	1.817,94	1.827,12	1.836,29	1.845,47	1.854,65	1.722,01	1.731,18	1.740,36	1.749,54	1.758,71	8,55	
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	1.819,09	1.903,07	1.987,06	2.071,04	2.155,02	1.806,58	1.890,56	1.974,55	2.058,53	2.142,51	1,42	
	GEN FREQ Verb(max)	1.813,77	1.813,85	1.813,93	1.814,00	1.814,08	1.775,04	1.775,12	1.775,19	1.775,27	1.775,35	6,83	
	GEN FREQ Termico(max)	1.793,34	1.802,52	1.811,69	1.820,87	1.830,05	1.769,50	1.769,50	1.769,50	1.769,50	1.769,50	2,94	
	GEN FREQ Mobili(min)	2.010,53	1.928,15	1.845,77	1.763,39	1.681,01	1.895,64	1.813,26	1.730,88	1.648,50	1.566,12	10,27	
	GEN FREQ Verb(min)	1.836,14	1.836,21	1.836,29	1.836,37	1.836,45	1.740,20	1.740,28	1.740,36	1.740,43	1.740,51	10,39	
	GEN FREQ Termico(min)	1.820,18	1.829,35	1.838,53	1.847,71	1.856,89	1.718,52	1.727,70	1.736,88	1.746,05	1.755,23	9,06	
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	1.893,39	2.023,85	2.154,31	2.284,77	2.415,23	1.896,71	2.027,17	2.157,63	2.288,09	2.418,54	19,44	
	GEN RARA Verb(max)	1.907,83	1.946,32	1.984,80	2.023,29	2.061,78	1.901,04	1.939,53	1.978,01	2.016,50	2.054,99	30,60	
	GEN RARA Frenam(max)	1.695,73	1.779,72	1.863,70	1.947,69	2.031,67	1.931,66	2.015,65	2.099,63	2.183,62	2.267,60	21,04	
	GEN RARA Termico(max)	1.862,49	1.919,18	1.975,86	2.032,55	2.089,23	1.878,58	1.935,27	1.991,95	2.048,64	2.105,33	18,77	
	GEN RARA Mobili(min)	2.225,66	2.038,18	1.850,70	1.663,22	1.475,74	2.099,65	1.912,17	1.724,69	1.537,21	1.349,72	19,88	
	GEN RARA Verb(min)	2.103,75	1.975,87	1.847,99	1.720,12	1.592,24	1.983,14	1.855,26	1.727,38	1.599,50	1.471,62	30,88	
SLU - STR	GEN RARA Frenam(min)	1.891,65	1.809,27	1.726,89	1.644,51	1.562,13	2.013,76	1.931,38	1.849,00	1.766,62	1.684,24	10,91	
	GEN RARA Termico(min)	2.076,31	1.966,63	1.856,95	1.747,27	1.637,59	1.932,81	1.823,13	1.713,45	1.603,77	1.494,09	21,32	
	GEN SLU Mobili(max)	2.607,44	2.780,85	2.954,26	3.127,67	3.301,07	2.614,38	2.787,79	2.961,20	3.134,61	3.308,02	28,90	
	GEN SLU Verb(max)	2.632,39	2.678,90	2.725,42	2.771,94	2.818,45	2.625,69	2.672,20	2.718,72	2.765,24	2.811,75	45,75	
	GEN SLU Frenamento(max)	2.332,41	2.447,17	2.561,94	2.676,70	2.791,46	2.653,38	2.768,15	2.882,91	2.997,68	3.112,44	28,63	
	GEN SLU Termico(max)	2.567,06	2.640,88	2.714,69	2.788,51	2.862,33	2.587,82	2.661,64	2.735,45	2.809,27	2.883,08	27,98	
	GEN SLU Mobili(min)	3.051,98	2.796,17	2.540,36	2.284,55	2.028,73	2.894,63	2.638,81	2.383,00	2.127,19	1.871,38	28,50	
	GEN SLU Verb(min)	2.892,86	2.714,78	2.536,70	2.358,63	2.180,55	2.742,79	2.564,71	2.386,64	2.208,56	2.030,48	45,53	
	GEN SLU Frenamento(min)	2.592,88	2.483,05	2.373,22	2.263,39	2.153,56	2.770,49	2.660,66	2.550,83	2.441,00	2.331,17	15,86	
	GEN SLU Termico(min)	2.849,00	2.698,23	2.547,45	2.396,67	2.245,89	2.671,48	2.520,70	2.369,92	2.219,15	2.068,37	30,17	
	GEN SLV Long(max)	1	256,92	350,61	444,30	537,99	631,68	2.083,70	2.177,39	2.271,08	2.364,76	2.458,45	276,92
	GEN SLV Long(max)	2	230,87	324,56	418,25	511,94	605,63	2.057,65	2.151,34	2.245,03	2.338,72	2.432,41	276,92
GEN SLV Long(max)	3	272,98	358,64	444,30	529,96	615,62	2.099,75	2.185,41	2.271,08	2.356,74	2.442,40	264,71	
GEN SLV Long(max)	4	246,93	332,59	418,25	503,91	589,57	2.073,71	2.159,37	2.245,03	2.330,69	2.416,35	264,71	
GEN SLV Trasv(max)	1	558,65	837,81	1.116,97	1.396,13	1.675,29	1.088,80	1.367,96	1.647,12	1.926,28	2.205,45	284,80	
GEN SLV Trasv(max)	2	532,60	811,76	1.090,92	1.370,08	1.649,24	1.062,75	1.341,91	1.621,08	1.900,24	2.179,40	284,80	
GEN SLV Trasv(max)	3	590,76	869,92	1.149,08	1.428,24	1.707,40	1.056,69	1.335,85	1.615,01	1.894,17	2.173,33	274,79	
GEN SLV Trasv(max)	4	564,71	843,87	1.123,03	1.402,19	1.681,35	1.030,64	1.309,80	1.588,96	1.868,12	2.147,29	274,79	
GEN SLV Vert(max)	1	958,01	1.054,94	1.151,87	1.248,80	1.345,73	1.489,27	1.586,20	1.683,13	1.780,06	1.876,99	129,04	
GEN SLV Vert(max)	2	974,06	1.062,97	1.151,87	1.240,77	1.329,67	1.505,33	1.594,23	1.683,13	1.772,03	1.860,93	93,99	
GEN SLV Vert(max)	3	990,12	1.087,05	1.183,98	1.280,91	1.377,84	1.457,16	1.554,09	1.651,02	1.747,95	1.844,88	104,92	
GEN SLV Vert(max)	4	1.006,18	1.095,08	1.183,98	1.272,88	1.361,78	1.473,21	1.562,12	1.651,02	1.739,92	1.828,82	56,48	
GEN SLV Long(min)	1	2.399,70	2.332,39	2.265,08	2.197,77	2.130,47	438,25	370,94	303,64	236,33	169,02	276,61	
GEN SLV Long(min)	2	2.373,65	2.306,34	2.239,03	2.171,73	2.104,42	412,20	344,90	277,59	210,28	142,98	276,61	
GEN SLV Long(min)	3	2.415,75	2.340,42	2.265,08	2.189,75	2.114,41	454,31	378,97	303,64	228,30	152,97	288,32	
GEN SLV Long(min)	4	2.389,70	2.314,37	2.239,03	2.163,70	2.088,36	428,26	352,92	277,59	202,25	126,92	288,32	
GEN SLV Trasv(min)	1	2.081,92	1.821,11	1.560,30	1.299,49	1.038,69	1.481,32	1.220,51	959,70	698,89	438,09	276,34	
GEN SLV Trasv(min)	2	2.055,87	1.795,06	1.534,25	1.273,45	1.012,64	1.455,27	1.194,46	933,65	672,85	412,04	276,34	
GEN SLV Trasv(min)	3	2.114,03	1.853,22	1.592,41	1.331,61	1.070,80	1.449,20	1.188,40	927,59	666,78	405,98	288,47	
GEN SLV Trasv(min)	4	2.087,98	1.827,17	1.566,36	1.305,56	1.044,75	1.423,16	1.162,35	901,54	640,73	379,93	288,47	
GEN SLV Vert(min)	1	1.640,45	1.569,90	1.499,35	1.428,80	1.358,26	1.038,74	968,20	897,65	827,10	756,55	63,38	
GEN SLV Vert(min)	2	1.656,50	1.577,93	1.499,35	1.420,78	1.342,20	1.054,80	976,22	897,65	819,07	740,50	108,83	
GEN SLV Vert(min)	3	1.672,56	1.602,01	1.531,46	1.460,92	1.390,37	1.066,63	936,08	865,54	794,99	724,44	104,46	
GEN SLV Vert(min)	4	1.688,62	1.610,04	1.531,46	1.452,89	1.374,31	1.022,69	944,11	865,54	786,96	708,38	136,89	
ECCEZIONALE	ECCEZIONALE 1 (max)	-	1.263,08	1.272,25	1.281,43	1.290,61	1.299,78	2.289,34	2.298,52	2.307,70	2.316,87	2.326,05	146,55
	ECCEZIONALE 1 (min)	-	2.350,44	2.359,62	2.368,79	2.377,97	2.387,15	1.189,51	1.198,68	1.207,86	1.217,04	1.226,21	158,55
	ECCEZIONALE 2 (max)	-	1.109,09	1.548,07	1.987,06	2.426,04	2.865,02	1.096,58	1.535,56	1.974,55	2.413,53	2.852,51	400,89
	ECCEZIONALE 2 (min)	-	2.523,77	2.168,85	1.813,93	1.459,00	1.104,08	2.485,04	2.130,12	1.775,19	1.420,27	1.065,35	394,12

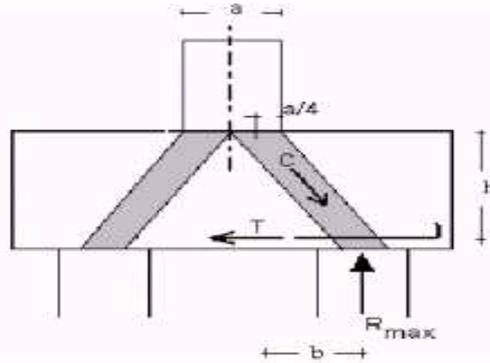
Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi e minimi delle azioni normali agenti sui pali di fondazione:

COMBINAZIONE	N _{Sd,MAX} [kN]	N _{Sd,MIN} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.854,65	1.722,01
SLE - FREQUENTE	2.155,02	1.566,12
SLE - RARA	2.418,54	1.349,72
SLU - STR	3.308,02	1.871,38
SLV	2.458,45	126,92
ECCEZIONALE	2.865,02	1.065,35

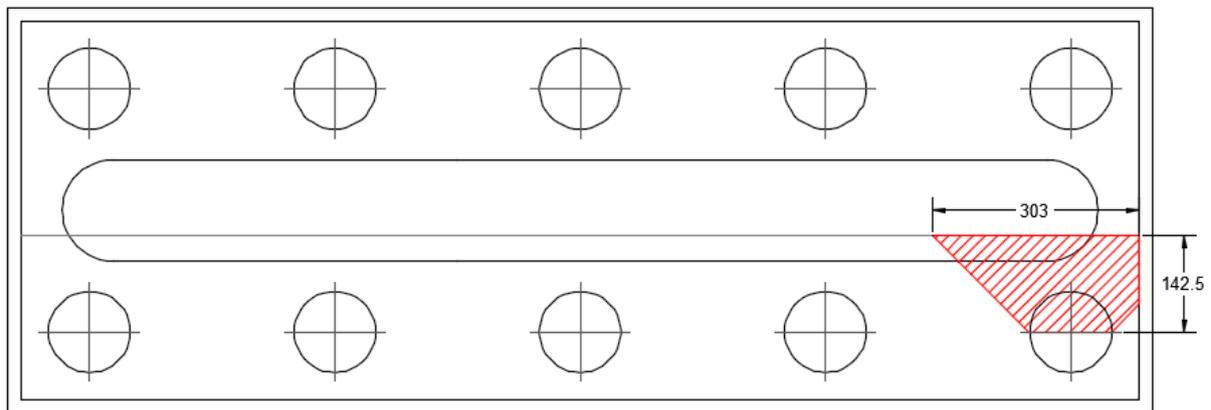
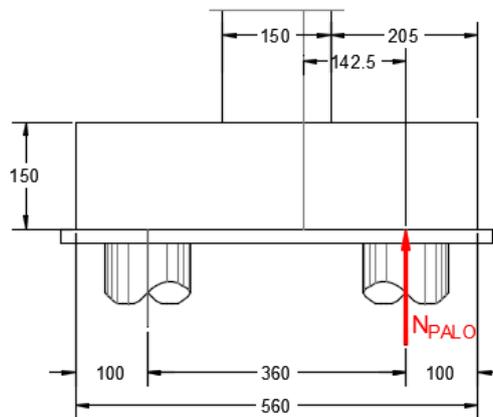
8.5 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

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} = 1.854,65 kN**
- SLE – FREQUENTE → **N_{Sd} = 2.155,02 kN**
- SLE – RARA → **N_{Sd} = 2.418,54 kN**
- SLU – STR → **N_{Sd} = 3.308,02 kN**
- SLV → **N_{Sd} = 2.458,45 kN**
- ECCEZIONALE → **N_{Sd} = 2.865,02 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)
-

8.6 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.854,65 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.854,65 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 3,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.7 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE FREQUENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.155,02 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.155,02 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 3,53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.8 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE RARA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.563,00 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.418,54 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.418,54 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 3,96 \frac{N}{\text{mm}^2} < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.9 STATO LIMITE ULTIMO – STR

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.959,73 \text{ kN} > N_{sd} = 3.308,02 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{3.308,02 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 5,42 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.10 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 4.959,73 \text{ kN} > N_{sd} = 2.458,45 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.451,64 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 4,03 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.11 CONDIZIONE ECCEZIONALE (URTO DI CONVOGLIO FERROVIARIO)

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(126,75 \cdot 10^2) \cdot 450,00 \cdot \frac{1,425}{1,425} \right] \cdot 10^{-3} = 5.703,75 \text{ kN} > N_{sd} = 2.865,02 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.865,02 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,425 \cdot 3,03) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,425}{1,425})))} = 4,69 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{ck} = 29,05 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

8.12 BAGGIOLI DI APPOGGIO – VERIFICHE STRUTTURALI

8.12.1 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)	-1.718,21	-55,69	5,78
1	GEN SLU Vento(max)	-1.766,39	-100,68	1,96
1	GEN SLU Frenamento(max)	-1.889,79	6,27	75,44
1	GEN SLU Termico(max)	-1.691,09	-56,67	7,04
1	GEN SLU Mobili(min)	-3.587,83	-68,23	-30,60
1	GEN SLU Vento(min)	-2.898,25	-109,13	-28,92
1	GEN SLU Frenamento(min)	-3.021,65	-2,18	44,56
1	GEN SLU Termico(min)	-3.071,75	-67,58	-33,76
2	GEN SLU Mobili(max)	-2.173,56	-59,23	4,55
2	GEN SLU Vento(max)	-2.170,35	-103,89	1,29
2	GEN SLU Frenamento(max)	-2.179,40	3,25	74,58
2	GEN SLU Termico(max)	-2.049,08	-60,69	6,29
2	GEN SLU Mobili(min)	-4.303,36	-68,44	-29,65
2	GEN SLU Vento(min)	-3.532,12	-109,37	-28,04
2	GEN SLU Frenamento(min)	-3.541,18	-2,24	45,25
2	GEN SLU Termico(min)	-3.659,80	-66,86	-32,95
3	GEN SLU Mobili(max)	-2.164,41	-60,19	5,17
3	GEN SLU Vento(max)	-2.172,75	-104,69	1,87
3	GEN SLU Frenamento(max)	-2.152,94	2,47	74,96
3	GEN SLU Termico(max)	-2.039,93	-61,48	6,79
3	GEN SLU Mobili(min)	-4.553,70	-69,99	-29,84
3	GEN SLU Vento(min)	-3.724,46	-110,74	-28,09
3	GEN SLU Frenamento(min)	-3.704,66	-3,58	45,00
3	GEN SLU Termico(min)	-3.840,60	-68,22	-33,09
4	GEN SLU Mobili(max)	-1.775,84	-60,53	7,74
4	GEN SLU Vento(max)	-1.908,05	-105,00	3,74
4	GEN SLU Frenamento(max)	-1.799,01	2,00	76,63
4	GEN SLU Termico(max)	-1.739,77	-60,97	8,58
4	GEN SLU Mobili(min)	-4.076,15	-73,31	-31,36
4	GEN SLU Vento(min)	-3.338,13	-113,59	-29,25
4	GEN SLU Frenamento(min)	-3.229,08	-6,59	43,64
4	GEN SLU Termico(min)	-3.418,64	-72,02	-34,33

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)	-1.387,30	104,28	342,85
1	GEN SLC Trasv(max)	-1.189,77	333,53	115,64
1	GEN SLC Vert(max)	-1.321,21	102,63	115,32
1	GEN SLC Long(min)	-1.965,32	-101,61	-318,65
1	GEN SLC Trasv(min)	-2.162,85	-330,86	-91,44
1	GEN SLC Vert(min)	-2.031,41	-99,96	-91,12
2	GEN SLC Long(max)	-1.563,97	102,68	342,87
2	GEN SLC Trasv(max)	-1.550,61	332,31	115,21
2	GEN SLC Vert(max)	-1.500,08	101,01	115,14
2	GEN SLC Long(min)	-1.858,75	-101,80	-318,91
2	GEN SLC Trasv(min)	-1.872,10	-331,44	-91,24
2	GEN SLC Vert(min)	-1.922,64	-100,14	-91,18
3	GEN SLC Long(max)	-1.505,84	101,69	342,94
3	GEN SLC Trasv(max)	-1.499,90	331,43	114,85
3	GEN SLC Vert(max)	-1.443,90	100,02	115,04
3	GEN SLC Long(min)	-1.850,53	-101,86	-319,10
3	GEN SLC Trasv(min)	-1.856,48	-331,60	-91,01
3	GEN SLC Vert(min)	-1.912,47	-100,19	-91,20
4	GEN SLC Long(max)	-1.589,80	101,63	343,32
4	GEN SLC Trasv(max)	-1.564,75	331,27	115,32
4	GEN SLC Vert(max)	-1.524,07	99,97	115,25
4	GEN SLC Long(min)	-1.895,98	-102,84	-319,41
4	GEN SLC Trasv(min)	-1.921,03	-332,47	-91,41
4	GEN SLC Vert(min)	-1.961,71	-101,17	-91,34
5	GEN SLC Long(max)	-1.472,12	101,40	343,74
5	GEN SLC Trasv(max)	-1.270,65	330,66	115,87
5	GEN SLC Vert(max)	-1.399,65	99,74	115,52
5	GEN SLC Long(min)	-2.054,49	-104,44	-319,65
5	GEN SLC Trasv(min)	-2.255,97	-333,70	-91,78
5	GEN SLC Vert(min)	-2.126,96	-102,78	-91,43

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 **52,0 cm**.

L'azione normale massima agente sul baggiolo è risultata pari a **N_{Sd} = 4.599,11 kN**.

L'azione tagliante massima longitudinale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,L} = 333,70 kN**.

L'azione tagliante massima trasversale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,T} = 343,74 kN**.

8.12.2 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

8.12.3 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	52,00	[cm]
AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO			
Azione normale massima agente sul baggiolo	N	4.599,11	[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	52,00	[cm]
Forza resistente per calcestruzzo		1.692,02	[kN]
		<	4.599,11 [kN]
<i>VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.</i>			
Forza resistente per armatura		5.406,26	[kN]
		>	4.599,11 [kN]
<i>VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.</i>			

8.12.4 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	52,00	[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	333,70	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	343,74	[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	0,59	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	0,71	[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:

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

Rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa	ρ_{min}	0,0019	
Area di armatura minima necessaria		25,22 [cm ²]	< 138,16 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

8.13 RITEGNI SISMICI TRASVERSALI

8.13.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nella tabella successiva sono riportati i valori delle azioni sollecitanti trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture in fase sismica (Stato Limite di Collasso):

VIADOTTO SU LINEA FF.SS.

VERIFICA APPOGGI ELASTOMERICI ARMATI

	SPALLE	PILE
Dati di progetto:		
Deformazione massima sismica di progetto SLC ($d/h \leq 2$)	Dsp= 152.0 mm	Dsp= 156.0 mm
Deformazione massima statica di progetto SLU/SLD ($d/h \leq 1$)	Dp= 76.0 mm	Dp= 78.0 mm
Risultati da modello di calcolo		
Carico verticale massimo statico SLU	V(max)= -2121.8 kN	V(max)= -4599.1 kN
Carico verticale minimo statico SLU	V(min)= -435.5 kN	V(min)= -1857.1 kN
Carico orizzontale massimo statico SLU	H(max)= 47.8 kN	H(max)= 96.5 kN
Rotazione massima statica SLU	R (max)= 2.262E-02 rad	R (max)= 5.282E-03 rad
Carico verticale massimo sismico SLC	Vs(max)= -643.7 kN	Vs(max)= -2256.0 kN
Carico verticale minimo sismico SLC	Vs(min)= -319.6 kN	Vs(min)= -1189.7 kN
Carico orizzontale massimo sismico SLC	Hs(max)= 169.9 kN	Hs(max)= 359.3 kN
Rotazione massima sismica SLC	Rs (max)= 1.286E-02 rad	Rs (max)= 2.601E-03 rad
Carico verticale massimo statico SLE (caratt.)	Ve(max)= -1561.1 kN	V(max)= -3373.2 kN
Carico verticale minimo statico SLE (caratt.)	Ve(min)= -300.2 kN	V(min)= -1283.6 kN
Carico orizzontale massimo statico SLE (caratt.)	He(max)= 35.5 kN	H(max)= 67.1 kN
Rotazione massima statica SLE (caratt.)	Re(max)= 1.450E-02 rad	R (max)= 4.001E-03 rad

L'azione trasversale massima totale trasmessa ai ritegni trasversali:

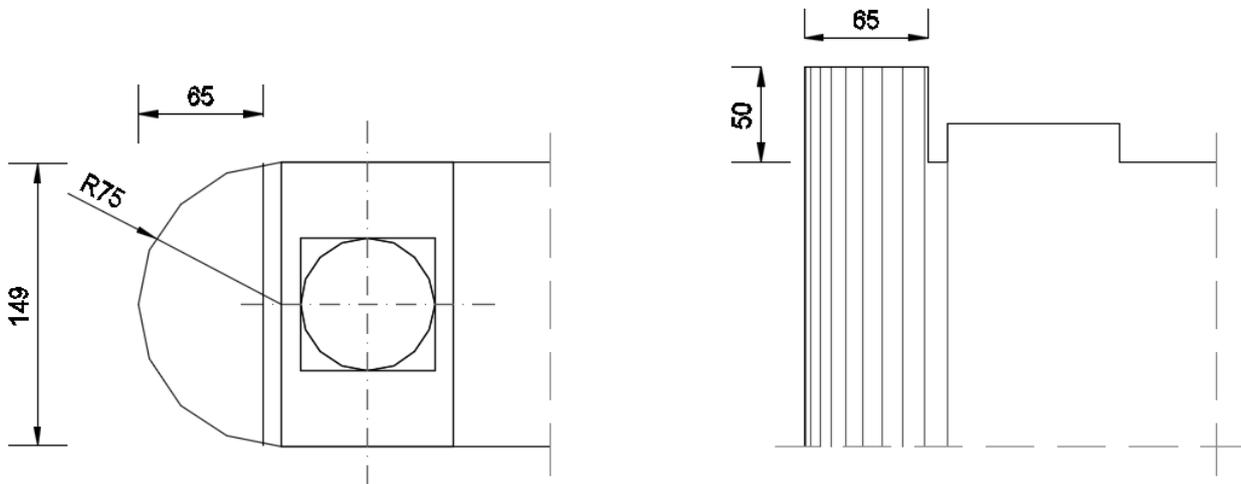
$$H_d = 5 \times 359,30 = 1.796,50 \text{ kN}$$

L'azione trasversale massima totale trasmessa ai singoli ritegni trasversali:

$$H_{d,ritegno} = 1.796,50 / 2 = 898,33 \text{ kN}$$

8.13.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

Il ritegno trasversale esterno presenta una sezione in pianta semicircolare come mostrato nell'immagine successiva:



Ai fini del dimensionamento e della verifica è stata considerata una sezione rettangolare equivalente con base pari a **49,26 cm** (direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato) e altezza pari a **149 cm** (direzione parallela all'asse dell'impalcato).

L'armatura è costituita da:

- **10 forcelle Ø26** nella direzione perpendicolare all'asse dell'impalcato

8.13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TRANCIAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,12	[N/mm ²]

ACCIAIO

Tipologia di acciaio		B 450 C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

GEOMETRIA DEL RITEGNO

Lunghezza del ritegno (direzione parallela all'asse appoggi)	L_T	49,26	[cm]
Larghezza del ritegno (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L_L	149,00	[cm]
Altezza del ritegno	h	82,00	[cm]

AZIONI DI CALCOLO SUL RITEGNO

Azione orizzontale trasversale massima agente sul ritegno	V_T	898,33	[kN]
---	-------	--------	------

ARMATURA DEL RITEGNO

Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	0	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	26	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	0,00	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n_T	10	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	\varnothing_T	26	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A_T	106,20	[cm ²]

VERIFICA A TRANCIAMENTO DELL'ARMATURA

Tensione tangenziale sollecitante	τ	3,70	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	3,09	[N/mm ²]
Coefficiente di rugosità	β	0,20	
Coefficiente di attrito tra le due superfici (spalla-ritegno)	μ	0,60	
Rapporto tra area di armatura verticale e superficie di ripresa	ρ	0,0438	
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}	0,0122	
Area di armatura minima necessaria	89,45	[cm ²]	< 106,20 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

9 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
