

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

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

<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Renato DEL PRETE</p>	<p>IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>
---	--	--	--	--

<p>HH 002</p>	<p>H-PROGETTO STRUTTURALE-OPERE PRINCIPALI HH - VI09 - PONTE SULLA DEVIZIONE DEL TORRENTE TENORE (Via Cadorna) Relazione di calcolo sottostrutture e strutture di fondazione</p>
----------------------	---

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>MI533 E 1801</p>	<p>NOME FILE</p> <p>HH002-S03VI08STRRE02_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>S03VI08STRRE02</p>			

C					
B					
A	EMISSIONE	MARZO 2021	ING. NICOLA LIGAS	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	UNITA' DI MISURA	4
4	MATERIALI	5
	4.1 Calcestruzzi	5
	4.1.1 Calcestruzzo per pali di fondazione (UNI 11104-2016)	5
	4.1.2 Calcestruzzo per strutture di fondazione (UNI 11104-2016)	5
	4.1.3 Calcestruzzo per strutture in elevazione (UNI 11104-2016)	6
	4.1.4 Calcestruzzo per baggioli di appoggio (UNI 11104-2016)	6
	4.2 Acciai	7
	4.2.1 Acciaio per armatura lenta	7
	4.2.2 Acciaio per elementi in carpenteria metallica	7
	4.2.3 Piolature tipo Nelson	7
	4.2.4 Bullonature e dadi	7
	4.2.5 Classe di esecuzione	7
5	CATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
	5.1 Definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di calcolo	8
	5.2 Approccio di calcolo	10
6	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	11
	6.1 Identificazione della località e dei parametri sismici generali	11
	6.2 Definizione della strategia progettuale	12
	6.3 Parametri di calcolo	13
	6.3.1 Parametri numerici sismici	13
	6.3.2 Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	14
	6.3.3 Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	14
	6.3.4 Fattori di struttura	14
	6.4 Definizione dello spettro di progetto elastico per lo SLV	15
	6.5 Definizione dello spettro di progetto smorzato per lo SLV	18
	6.6 Definizione dello spettro di progetto smorzato per lo SIc	19
7	ANALISI DEI CARICHI	20
	7.1 Peso proprio delle strutture metalliche	20
	7.2 Peso proprio della soletta in cemento armato	20
	7.3 Peso proprio della pavimentazione stradale	20
	7.4 Peso proprio dei cordoli laterali in cemento armato	20
	7.5 Peso proprio delle barriere guard - rail	20
	7.6 Peso proprio delle velette laterali prefabbricate in cemento armato	20
	7.7 Carichi accidentali	20
	7.7.1 Carichi viaggianti da traffico	20
	7.7.2 Carico accidentale folla	21
	7.7.3 Incremento dinamico dei carichi mobili (q2)	21
	7.7.4 Azione termica longitudinale	21
	7.7.5 Azione termica differenziale	21
	7.7.6 Azione longitudinale della frenatura	21
	7.8 Azione trasversale del vento	22
	7.9 Fenomeni deformativi della soletta in calcestruzzo	26
	7.10 Carichi agenti sulle spalle	27
	7.10.1 Peso proprio degli elementi strutturali in cemento armato	27

7.10.2	Spinta dei terreni a tergo della spalla	27
7.10.3	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi permanenti a tergo della spalla	27
7.10.4	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali a tergo della spalla	28
7.11	Azione sismica sulle sottostrutture	28
7.11.1	Azione inerziale delle masse	28
7.11.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	28
8	COMBINAZIONI DI CARICO	29
8.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi-permanenti	29
8.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	29
8.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	29
8.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	29
8.5	Combinazione di carico sismiche	31
9	DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO, GIUNTI E VARCHI	32
9.1	Definizione degli isolatori sismici	32
9.2	Dispositivi di isolamento sismico	33
9.2.1	Valutazione degli spostamenti massimi in fase sismica (SLC)	33
9.2.2	Valutazione degli spostamenti massimi in fase statica (SLU - STR)	34
9.3	Definizione dei giunti di dilatazione	36
9.4	Giunti di dilatazione	36
9.4.1	Valutazione degli spostamenti massimi in fase sismica (SLV)	36
9.4.2	Valutazione degli spostamenti massimi in fase statica (SLU - STR)	38
9.4.3	Varchi	39
10	SPALLE	40
10.1	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche sul paraghiaia	40
10.2	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo sul paraghiaia	41
10.2.1	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti	41
10.2.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	41
10.2.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Caratteristiche	41
10.2.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR	42
10.2.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	42
10.2.6	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	42
10.3	Verifiche strutturali del paraghiaia	43
10.3.1	Sezione e armatura di verifica	43
10.3.2	Stato Limite di limitazione delle tensioni	43
10.3.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	46
10.3.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione semplice	48
10.3.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	49
10.4	Valutazione delle azioni sollecitanti caratteristiche alla base della zattera di fondazione	50
10.5	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo alla base della zattera di fondazione	56
10.5.1	Combinazioni allo Stato Limite di esercizio – Quasi permanenti	56
10.5.2	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti	56
10.5.3	Combinazioni allo Stato Limite di Esercizio – Caratteristiche	58
10.5.4	Combinazioni allo Stato Limite Ultimo – STR	62
10.5.5	Combinazioni allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	66
10.5.6	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	66
10.6	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo sui pali di fondazione	69
10.7	Verifica geotecnica e strutturale dei pali di fondazione	72
10.7.1	Definizione della stratigrafia e dei parametri geomeccanici per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione	72
10.7.2	Formulazioni adottate per la verifica del carico limite ultimo	73

10.7.3	Valutazione del coefficiente di capacità portante alla punta N_q	75
10.7.4	Calcolo della capacità portante laterale caratteristica	76
10.7.5	Calcolo della capacità portante di punta caratteristica	77
10.7.6	Calcolo della capacità portante totale di calcolo e verifica del carico limite ultimo	77
10.7.7	Valutazione delle azioni flettenti di calcolo sui pali di fondazione	78
10.7.8	Riepilogo della azioni sollecitanti di calcolo per le verifiche strutturali dei pali	87
10.7.9	Verifiche strutturali dei pali di fondazione – Sezione e armatura di verifica	88
10.7.10	Verifiche strutturali dei pali di fondazione – Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	88
10.7.11	Verifica strutturale dei pali di fondazione - Verifica allo Stato Limite di fessurazione	89
10.7.12	Verifica strutturale dei pali di fondazione - Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione semplice	91
10.7.13	Verifica strutturale dei pali di fondazione - Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	91
10.7.14	Verifica della capacità portante orizzontale	91
10.8	Verifica strutturale della zattera di fondazione	92
11	VERIFICA DEI BAGGIOLI DI APPOGGIO	95
11.1	Valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo sui baggioli di appoggio	95
11.2	Verifica a schiacciamento del calcestruzzo	96
11.3	Verifica delle staffe di confinamento	97
11.4	Verifica a scorrimento del baggiolo sotto effetto delle azioni orizzontali	98

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali delle sottostrutture e delle strutture di fondazione del cavalcavia VI09 nell'ambito del progetto esecutivo "Nuova S.S.n.341 "Gallaratese" - "Tratto da Samarate a confine con la Provincia di Novara - Stralcio funzionale dal km 6+500 (Svincolo SS n. 336 Nord) al km 8+844 (Svincolo Autostrada A8) – "Bretella di Gallarate".



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare Min. 21/01/2019, n° 7/C.S.LL.PP** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2)** → Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- **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 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- **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
- **CNR-DT 207/2008** → "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

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 CALCESTRUZZI

4.1.1 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per i pali di fondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.220,19	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	30.440,77	[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: **60 mm**

4.1.2 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le strutture di fondazione 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: **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 STRUTTURE IN ELEVAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le strutture in elevazione 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**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,50**
- Contenuto minimo di cemento: **340 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **20 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**
- Contenuto minimo in aria: **3,0%**

4.1.4 CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI DI APPOGGIO (UNI 11104-2016)

Per i baggioli di appoggio è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C35/45** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	45,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	37,35	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	45,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	21,17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,56	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	38.236,76	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	33.877,87	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC3/XF1**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,50**
- Contenuto minimo di cemento: **340 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **25 mm**
- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.2 ACCIAI

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

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

- $f_{t,k} = 540,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 450,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,15$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.2 ACCIAIO PER ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA

Per gli elementi in carpenteria metallica sono state previste le seguenti tipologie di acciaio in relazione allo spessore delle lamiere di assemblaggio:

- $t < 20 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355J0W**
- $20 \text{ mm} \leq t \leq 40 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355J2W**
- $t > 40 \text{ mm} \rightarrow$ **Acciaio S355K2W**

Tutte le tipologie di acciaio indicate presentano le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 510,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 355,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 338,09 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,05$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.3 PIOLATURE TIPO NELSON

Per le piolature tipo Nelson è stato previsto un acciaio del tipo **S235J2 + C450**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 360,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 235,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 223,80 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,05$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.4 BULLONATURE E DADI

Le bullonerie sono state previste in acciaio zincato a caldo con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- **Classe 10.9 UNI EN ISO 898-1:2001**
- $f_{t,b} = 1.000,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di rottura)
- $f_{y,d} = 900,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)

I dadi sono previsti di **Classe 10 UNI EN ISO 898-1:2001**.

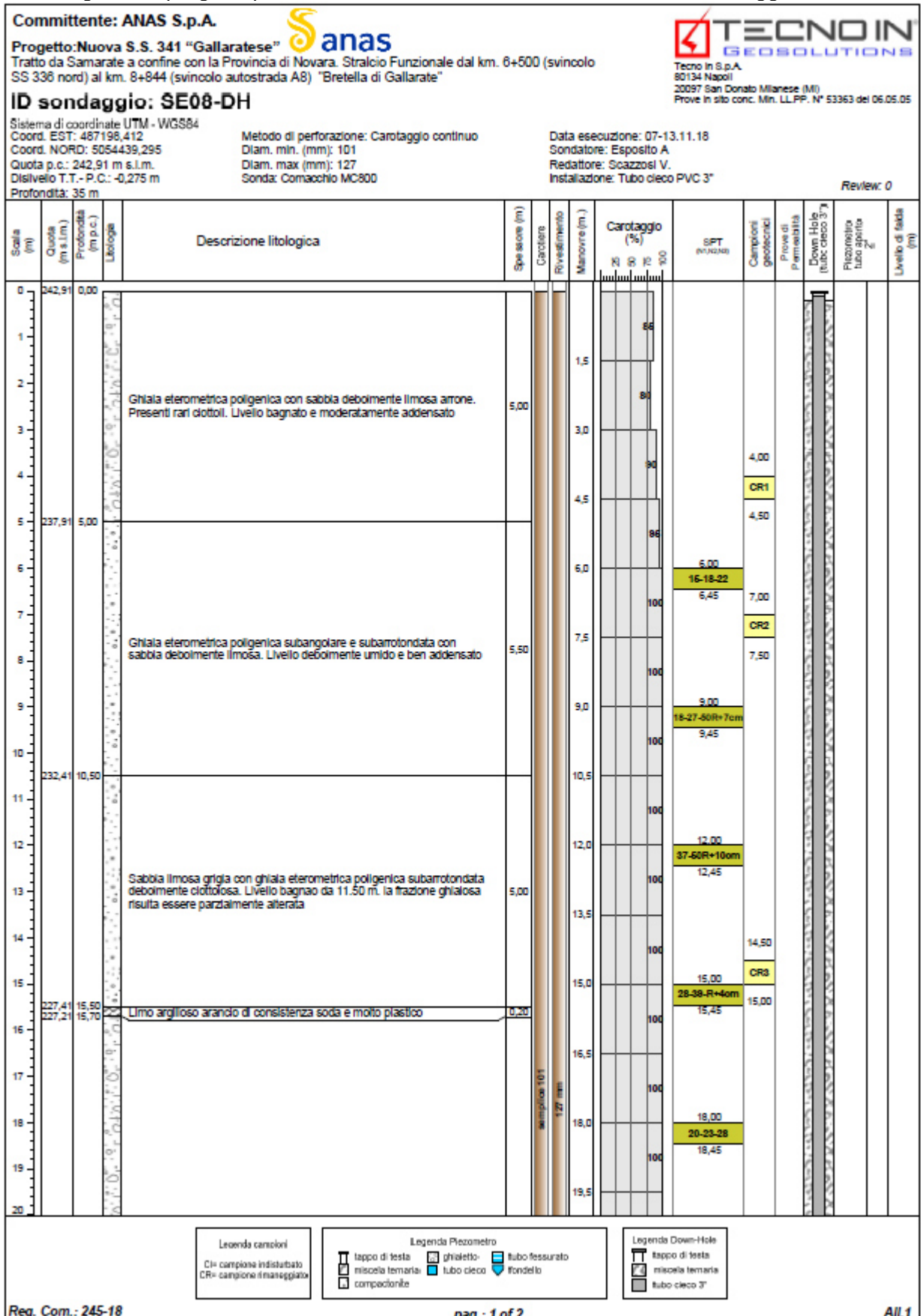
4.2.5 CLASSE DI ESECUZIONE

La classe di esecuzione della carpenteria metallica è EXC3. La classe di tolleranza geometrica è pari a "1".

5 CATERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

5.1 DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

La stratigrafia di progetto per le varie sottostrutture è stata desunta dal sondaggio SE08-DH:



Di seguito sono riepilogati i valori dei parametri geotecnici relativi alle differenti tipologie di terreno individuati all'interno delle stratigrafie di progetto:

STRATO	γ_{min} [kN/m ³]	γ_{max} [kN/m ³]	γ_{medio} [kN/m ³]	φ_{min} [°]	φ_{max} [°]	φ_{medio} [°]	c'_{min} [kN/m ²]	c'_{max} [kN/m ²]	c'_{medio} [kN/m ²]
Ug1a	18,00	20,00	19,00	27,00	34,00	30,50	0,00	5,00	2,50
Ug1	19,00	21,00	20,00	35,00	40,00	37,50	0,00	0,00	0,00
Ug2	18,00	20,00	19,00	30,00	35,00	32,50	0,00	10,00	5,00

STRATO		E_{min} [MPa]	E_{max} [MPa]	E_{medio} [MPa]	C_{min} [MPa]	C_{max} [MPa]	C_{medio} [MPa]	$V_{s,30,min}$ [m/s]	$V_{s,30,max}$ [m/s]	$V_{s,30,med}$ [m/s]
Ug1a		10,00	40,00	25,00	5,00	15,00	10,00	100,00	350,00	225,00
Ug1	< 25 m	70,00	130,00	100,00	15,00	30,00	22,50	250,00	450,00	350,00
	> 25 m	150,00	200,00	175,00	45,00	60,00	52,50	400,00	700,00	550,00
Ug2	< 25 m	80,00	130,00	105,00	10,00	40,00	25,00	300,00	500,00	400,00
	> 25 m	150,00	200,00	175,00	45,00	60,00	52,50	400,00	700,00	550,00

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori dei parametri geotecnici dei terreni utilizzati per le verifiche:

STRATO	γ_{medio} [kN/m ³]	φ_{medio} [°]	c'_{medio} [kN/m ²]
Ug1a	19,00	30,50	2,50
Ug1	20,00	37,50	0,00
Ug2	19,00	32,50	5,00

Il livello di falda è stato rilevato a quota **-21,07 m** dal piano di campagna.

5.2 APPROCCIO DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e di portanza laterale vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dal D.M.17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" - Combinazione A1 - M1 - R3.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

È stata considerata la presenza di una verticale indagata al fine di determinare il valore dei fattori di riduzione delle resistenze caratteristiche ξ_3 e ξ_4 . A favore di sicurezza è stato considerato un numero di verticali indagate pari a 1.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

6 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI



Il sito è definito dalle seguenti coordinate geografiche:

- Longitudine: **8.80994**
- Latitudine: **45.64031**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta >>>

Variabilità dei parametri >>>

Elaborazioni

Tabella parametri >>>

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

6.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", le opere sono progettate (in funzione dell'importanza strategica dell'infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera: **50 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

- Classe d'uso dell'opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **2,00**

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

- Vita di riferimento dell'opera: **100 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="60"/>
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="949"/>
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 60px;" type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

6.3 PARAMETRI DI CALCOLO

6.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Sono stati definiti e utilizzati nei calcoli 3 differenti spettri di risposta di progetto:

- Spettro di progetto elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per la valutazione delle azioni sismiche dovute alla massa delle sottostrutture e del terreno e dei sovraccarichi direttamente gravanti su di esse.
- Spettro di progetto "smorzato" (per la presenza dell'isolamento sismico alla base dell'impalcato) valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per la valutazione delle azioni sismiche dovute alla massa dell'impalcato e ai sovraccarichi su esso agenti e trasmessi dagli isolatori sismici alle sottostrutture inferiori.
- Spettro di progetto "smorzato" (per la presenza dell'isolamento sismico alla base dell'impalcato) valutato allo Stato Limite di Collasso per il dimensionamento degli isolatori sismici e la verifica dello spostamento di progetto degli stessi.

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,020	2,518	0,182
SLD	101	0,024	2,587	0,206
SLV	949	0,045	2,645	0,303
SLC	1950	0,053	2,728	0,321

6.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e all'interno dei profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

6.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T₁**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

6.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza il calcolo e le verifiche sono stati effettuati in campo elastico. Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **q = 1,00**.

6.4 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO PER LO SLV

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta elastico valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo C info $S_s =$ 1,500 $C_c =$ 1,558 info
 Categoria topografica T1 info $h/H =$ 1,000 $S_T =$ 1,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta ➔
 Parametri e punti spettri di risposta ➔

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nella tabella successiva sono riportati analiticamente i parametri sismici ed i valori delle accelerazioni normalizzate in funzione del periodo di vibrazione:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,045 g
F_o	2,645
T_c	0,303 s
S_s	1,500
C_c	1,558
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,157 s
T_C	0,471 s
T_D	1,782 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,068
0,157	0,180
0,471	0,180
0,534	0,159
0,596	0,142
0,659	0,129
0,721	0,118
0,783	0,108
0,846	0,100
0,908	0,094
0,971	0,088
1,033	0,082
1,095	0,078
1,158	0,073
1,220	0,070
1,283	0,066
1,345	0,063
1,407	0,060
1,470	0,058
1,532	0,055
1,594	0,053
1,657	0,051
1,719	0,049
1,782	0,048
1,887	0,042
1,993	0,038
2,099	0,034
2,204	0,031
2,310	0,028
2,415	0,026
2,521	0,024
2,627	0,022
2,732	0,020
2,838	0,019
2,944	0,017
3,049	0,016
3,155	0,015
3,261	0,014
3,366	0,013
3,472	0,013
3,577	0,012
3,683	0,011
3,789	0,011
3,894	0,010
4,000	0,009

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

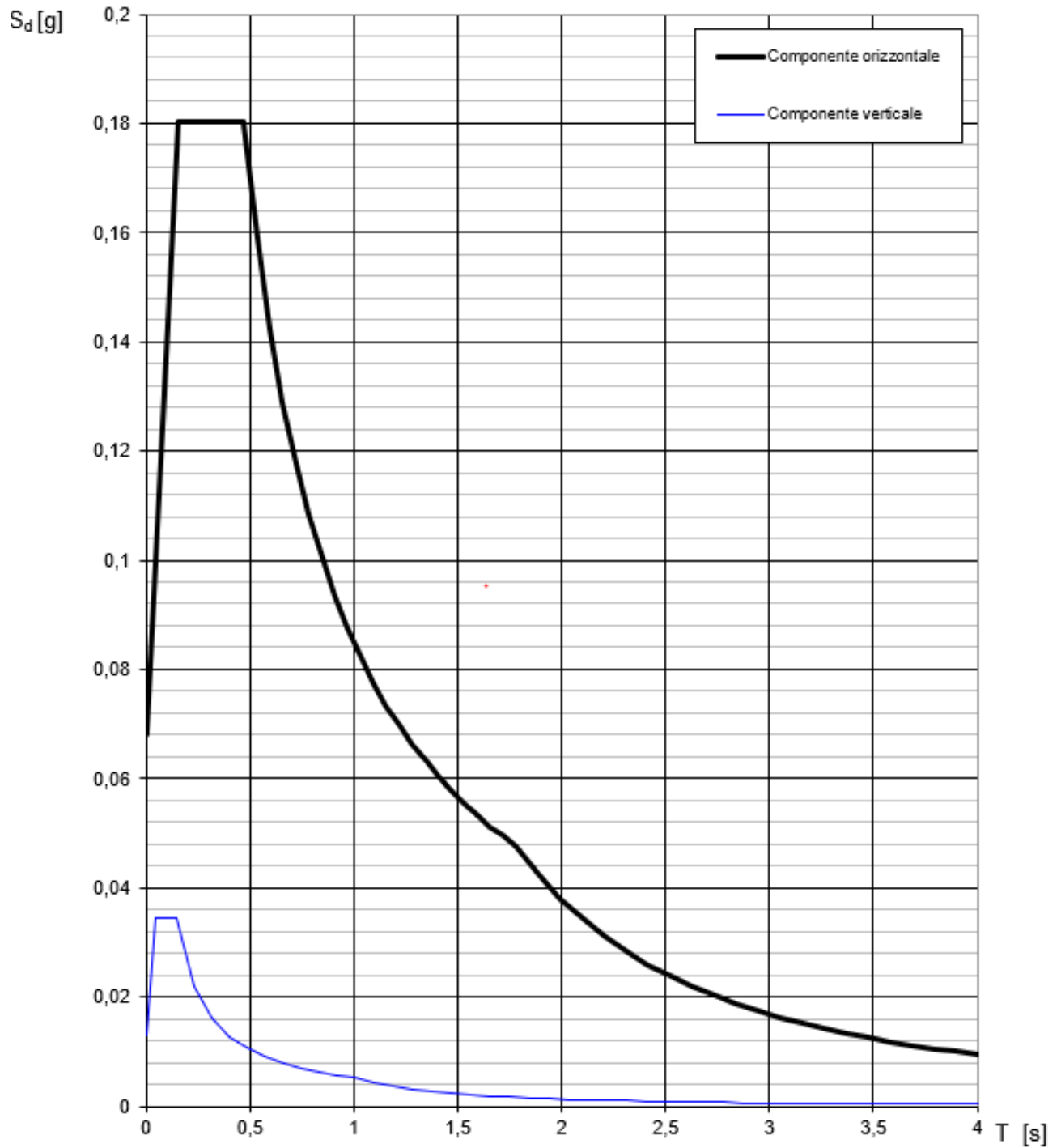
$$T_B \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

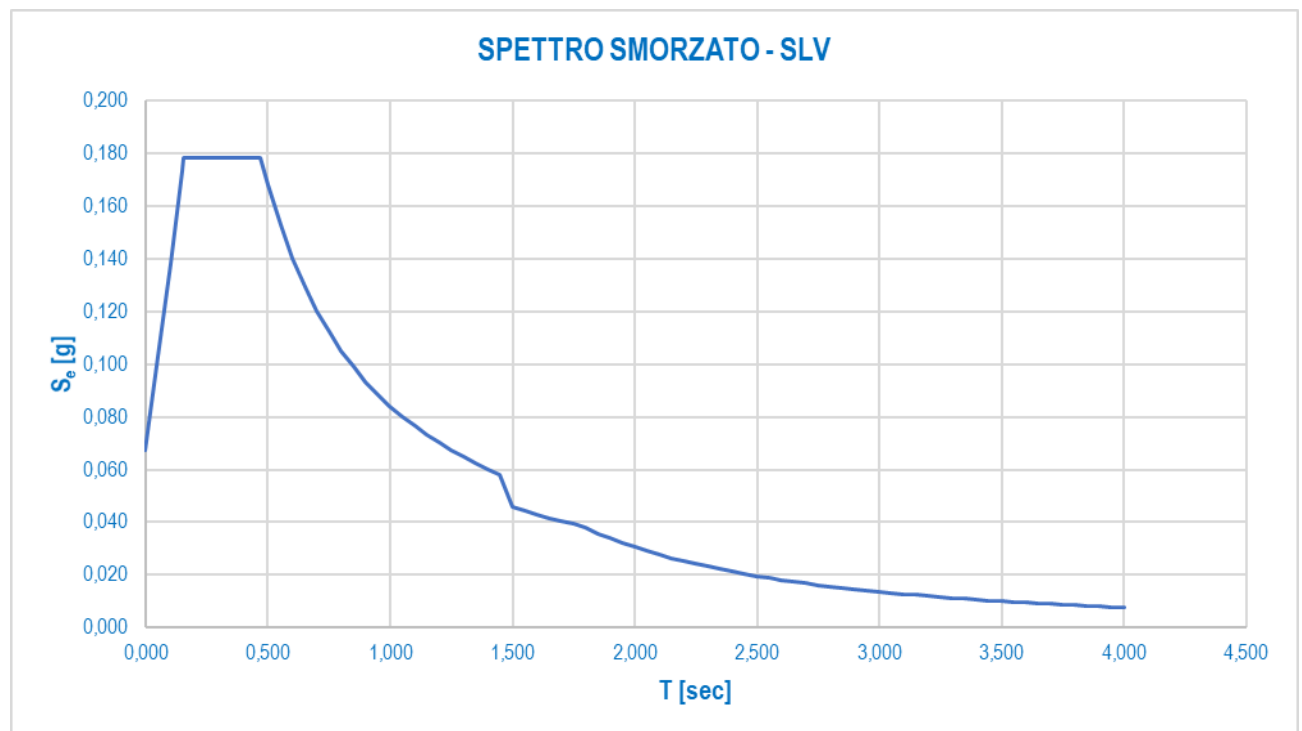


6.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO SMORZATO PER LO SLV

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta smorzato valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

PARAMETRI SISMICI		
a_g	0,045	[1/g]
F_0	2,645	[-]
T_C^*	0,303	[sec]
S_S	1,500	[-]
C_C	1,558	[-]
S_T	1,000	[-]
S	1,500	[-]
T_B	0,157	[sec]
T_C	0,471	[sec]
T_D	1,782	[sec]
T_{ISO}	1,832	[sec]
ξ	0,100	[-]

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta smorzato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:

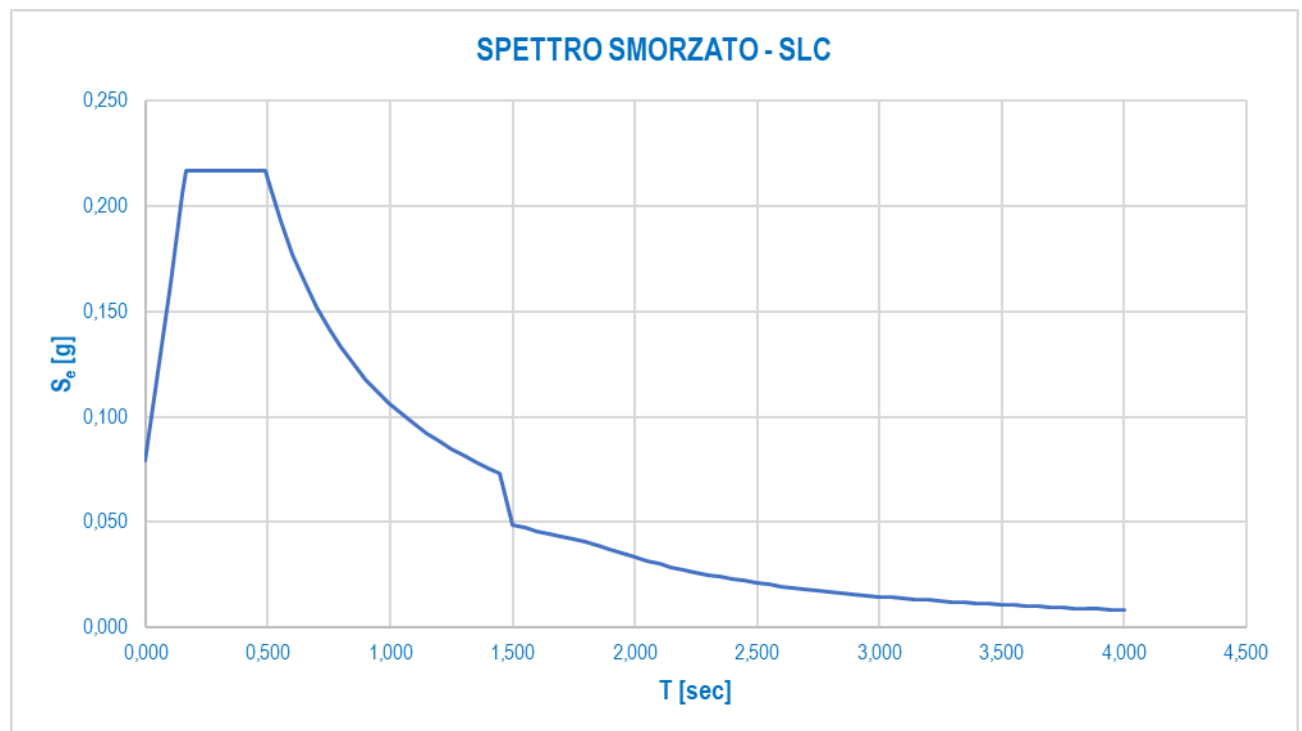


6.6 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO SMORZATO PER LO SLC

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta smorzato valutato per lo Stato Limite di Collasso (SLC):

PARAMETRI SISMICI		
a_g	0,053	[1/g]
F_0	2,728	[-]
T_{C^*}	0,321	[sec]
S_S	1,500	[-]
C_C	1,528	[-]
S_T	1,000	[-]
S	1,500	[-]
T_B	0,163	[sec]
T_C	0,490	[sec]
T_D	1,813	[sec]
T_{ISO}	1,832	[sec]
ξ	0,160	[-]

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta smorzato per lo Stato Limite di Collasso:



7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE METALLICHE

Il peso proprio delle strutture metalliche viene attribuito automaticamente dal programma di calcolo.

Il peso per unità di volume dell'acciaio è assunto pari a **78,50 kN/m³**.

7.2 PESO PROPRIO DELLA SOLETTA IN CEMENTO ARMATO

Lo spessore della soletta è assunto pari a **30 cm** (spessore predalles: 7 cm + spessore soletta gettata in opera: 23 cm). Assunto il peso per unità di volume del cemento armato pari a **25,0 kN/m³**, il peso per unità di superficie della soletta vale pertanto:

$$p_{\text{getto.soletta}} = 0,30 \times 25,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

7.3 PESO PROPRIO DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

Il peso per unità di volume della pavimentazione stradale è assunto pari a **25,00 kN/m³**.

Lo spessore medio della pavimentazione è assunto pari a **16,50 cm**. Il peso per unità di superficie dovuto alla pavimentazione stradale risulta pertanto pari:

$$p_{\text{pav}} = 0,165 \times 24,00 = 3,96 \text{ kN/m}^2$$

7.4 PESO PROPRIO DEI CORDOLI LATERALI IN CEMENTO ARMATO

Lo spessore dei cordoli laterali risulta pari a **15 cm**, mentre la loro larghezza è di **75 cm**.

Assunto il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a **25,00 kN/m³**, il peso per unità di lunghezza del singolo cordolo vale pertanto:

$$p_{\text{cordolo}} = 0,15 \times 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

7.5 PESO PROPRIO DELLE BARRIERE GUARD - RAIL

Il carico per unità di lunghezza dovuto alla barriera guard – rail (singola barriera) è assunto pari a **1,50 kN/m**.

7.6 PESO PROPRIO DELLE VELETTE LATERALI PREFABBRICATE IN CEMENTO ARMATO

Lo spessore delle velette laterali risulta pari a **10 cm**, mentre la loro altezza è di **100 cm**.

Assunto il peso per unità di volume del calcestruzzo armato pari a **25,00 kN/m³**, il peso per unità di lunghezza del singolo cordolo vale pertanto:

$$p_{\text{velette}} = 1,00 \times 0,10 \times 25,00 = 2,50 \text{ kN/m}$$

7.7 CARICHI ACCIDENTALI

7.7.1 CARICHI VIAGGIANTI DA TRAFFICO

Il carico accidentale del traffico viene valutato secondo lo schema n. 1 riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 5.1.3.3.3 e 5.1.3.3.5.

La carreggiata risulta divisa in corsie convenzionale che presentano ciascuna una larghezza pari a **3,00 m**. Poiché la carreggiata presenta una larghezza complessiva pari a **6,50 m**, il numero di corsie convenzionali presenti risulta pertanto:

$$n_{\text{corsie}} = \text{int}(w/3,00) = \text{int}(7,00/3,00) = \text{int}(2,33) = 2 \text{ corsie convenzionali}$$

Trattandosi di un viadotto di **1^a Categoria** su ciascuna corsia convenzionale verranno applicati i seguenti carichi mobili da traffico:

- 1^a corsia convenzionale

$$Q_{1a} = 2 \times 300 \text{ kN disposti come in figura}$$

$$q_{1a} = 9,00 \text{ kN/m}^2 \times 3,00 \text{ m} = 27,00 \text{ kN/m}$$

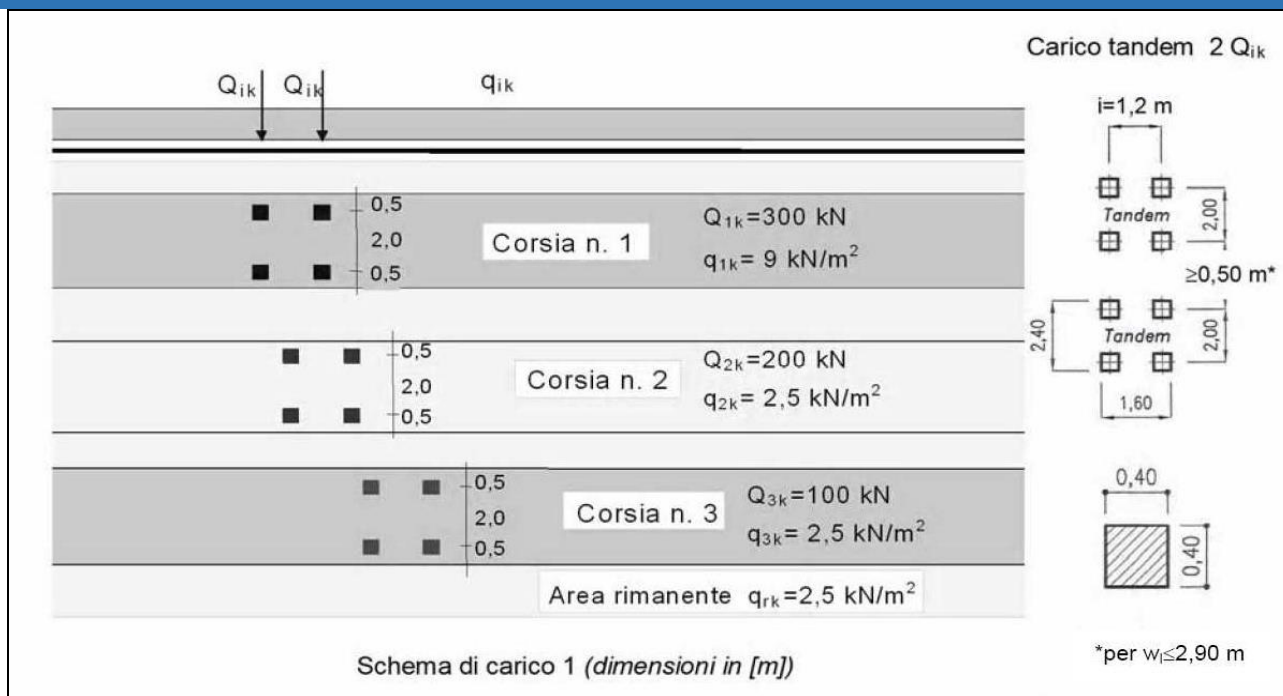
- 2^a corsia convenzionale

$$Q_{1b} = 2 \times 200 \text{ kN disposti come in figura}$$

$$q_{1b} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 3,00 \text{ m} = 7,50 \text{ kN/m}$$

- carreggiata rimanente

$$q_{1d} = 2,50 \text{ kN/m}^2 \times 1,00 \text{ m} = 2,50 \text{ kN/m}$$



7.7.2 CARICO ACCIDENTALE FOLLA

Non essendo presenti marciapiedi adibiti al passaggio di persone non è stato considerato il carico della folla.

7.7.3 INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI MOBILI (Q_2)

L'incremento dinamico è già compreso nei valori sopra citati.

7.7.4 AZIONE TERMICA LONGITUDINALE

Si assume che le travi principali subiscano un'azione termica longitudinale pari a $\Delta T = \pm 30^\circ$. Tale azione verrà presa in considerazione esclusivamente per la valutazione dell'escursione dei giunti e degli apparecchi di appoggio/isolamento.

7.7.5 AZIONE TERMICA DIFFERENZIALE

Si assume che le travi principali subiscano un'azione termica differenziale pari a $\Delta T = \pm 5^\circ$.

7.7.6 AZIONE LONGITUDINALE DELLA FRENATURA

L'azione longitudinale della frenatura viene valutata secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" – par. 5.1.3.5, mediante la seguente relazione:

$$180,00\text{ kN} \leq q_3 = 0,60 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900,00\text{ kN}$$

Considerata una lunghezza complessiva dell'impalcato pari a **35,60 m**, l'azione complessiva della frenatura risulta pari a:

$$q_3 = 0,60 \cdot 600,00 + 0,10 \cdot 9,00 \cdot 3,00 \cdot 35,60 = 456,12\text{ kN}$$

L'azione di frenatura viene ripartita in maniera uniforme su tutte le travi metalliche costituenti l'impalcato. L'azione della frenatura di pertinenza della singola trave risulta dunque pari a:

$$F_{trave} = 456,12 / 2 = 228,06\text{ kN}$$

L'azione della frenatura verrà applicata come carico orizzontale longitudinale uniformemente distribuito su ciascuna trave (considerata la lunghezza della sola trave metallica):

$$f_{trave} = 228,06 / 35,60 = 6,41\text{ kN/m}$$

7.8 AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO

L'opera ricade all'interno del territorio del Comune di Gallarate (VA), a una quota pari a **245 m** sul livello del mare.

L'altezza di riferimento per la valutazione della pressione caratteristica del vento è stata valutata, a favore di sicurezza, pari a **$h_1 = 2,50$ m** dal piano di campagna.

All'altezza massima della sottostruttura sono stati sommati:

- Altezza massima delle travi → **$h_2 = 1,70$ m**
- Spessore della soletta → **$h_3 = 0,30$ m**
- Spessore medio della pavimentazione → **$h_4 = 0,165$ m**
- Sagoma fittizia dell'autoveicolo → **$h_5 = 3,00$ m**

L'altezza totale di riferimento, a favore di sicurezza, per la valutazione della pressione caratteristica del vento risulta pertanto pari a:

$$h_{rif} = 2,50 + 1,70 + 0,30 + 0,165 + 3,00 = 7,665 \text{ m}$$

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	25	1000	0,4
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			245
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad c_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$			
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$c_a = 1$	v_b [m/s] = 25,000		
$v_r = v_b \cdot c_r \quad c_r = 0,75 \cdot \{1 - 0,2 \cdot \ln[-\ln(1 - 1/T_r)]\}^{0,5}$			
$c_r = 1,03924$	v_r [m/s] = 25,981		

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_e (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di pressione)
c_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_r [N/mq]	421,88
--------------	--------

Coefficiente di pressione

Esso dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipo regolare, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	mare	costa
	1,5 km	0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
	costa
	mare
A	I
B	I
C	I
D	I

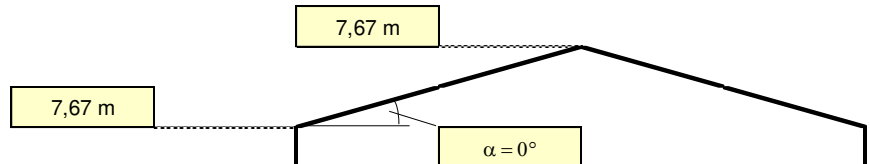
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	D	245

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

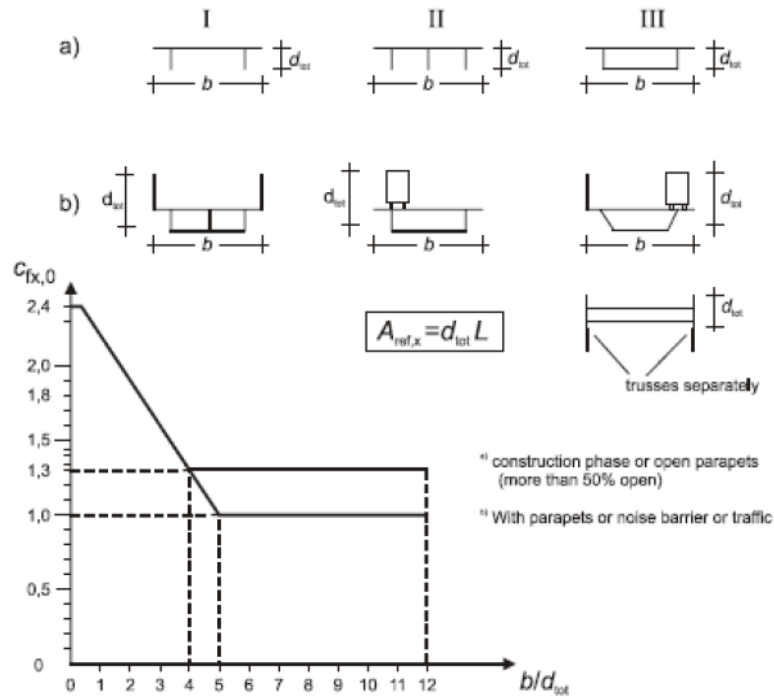
Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
II	0,19	0,05	4	1

z [m]	c _e
z ≤ 4	1,801
z = 7,665	2,186
z = 7,665	2,186



Il coefficiente di esposizione maggiore risulta pari a **c_{e,max} = 2,186**.

Il coefficiente di forma c_p viene ricavato in riferimento al punto 8.3 dell'EC.1 parte 1-4 (denominato $c_{f,x}$):

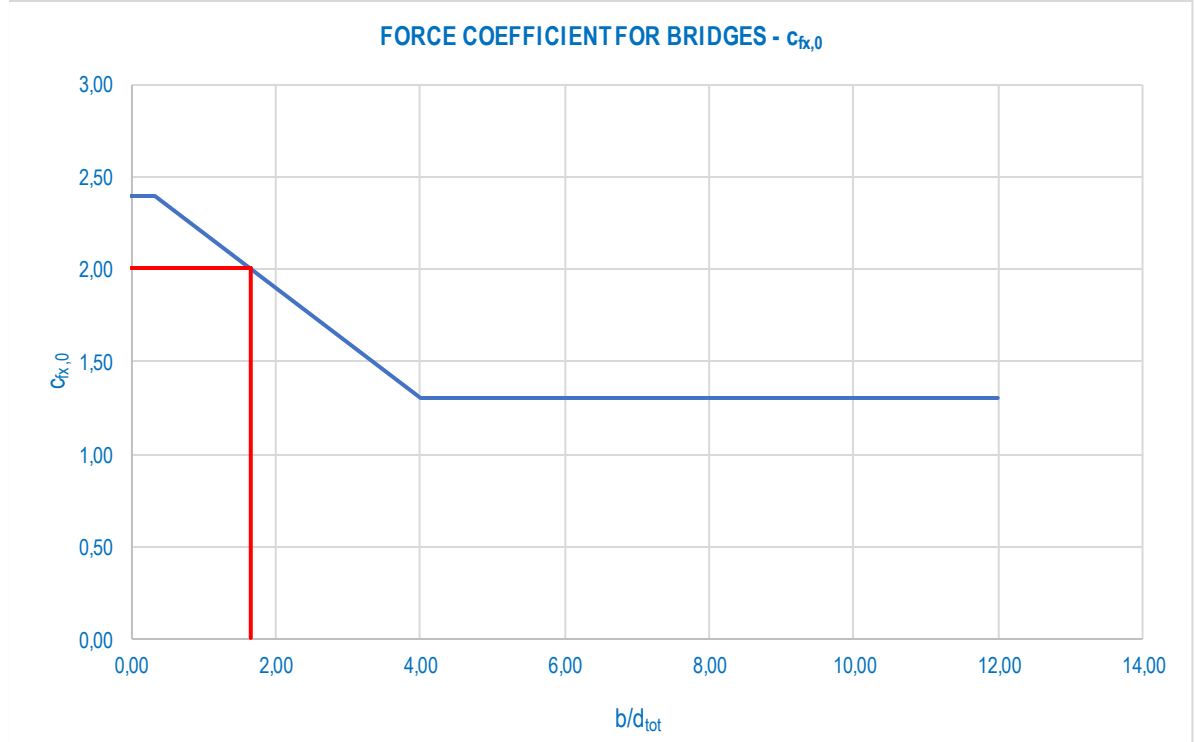


A favore di sicurezza, per il calcolo del coefficiente di forma, si fa riferimento all'altezza d_{tot} relativa all'altezza massima di incidenza del vento $\rightarrow d_{tot} = 5,39 \text{ m}$.

Il rapporto b/d_{tot} risulta pari a:

$$b/d_{tot} = 8,50 / 5,165 = 1,646$$

FORCE COEFFICIENT FOR BRIDGES - $c_{f,x,0}$



Rapporto b/d_{tot}

b/d_{tot}

1,646

[-]

Coefficiente di forza $c_{f,x,0}$

$c_{f,x,0}$

2,006

[-]

Si assume pertanto $c_p = 2,006$.

La pressione del vento di calcolo risulta dunque pari a:

$$p_{\text{vento}} = 0,42188 \times 2,186 \times 1,00 \times 1,00 \times 2,006 = 1,850 \text{ kN/m}^2$$

L'azione trasversale risultante del vento sull'impalcato, valutata per metro lineare di impalcato stesso, risulta pari a:

$$h_{\text{vento}} = 1,850 \times 5,165 = 9,56 \text{ kN/m}$$

La quota del punto di applicazione, rispetto all'intradosso dell'impalcato, della risultante trasversale del vento risulta pari a **2,5825 m**.

L'azione trasversale del vento produce un momento flettente trasversale sull'impalcato che risulta pari a:

$$M_{T,\text{vento}} = 9,56 \times [2,5825 - (1,70 + 0,30) / 2] = 15,12 \text{ kNm/m}$$

Tale azione si considera scomposta in coppia sulle travi di estremità (effetto "tira e spingi") producendo un'azione verticale (alternata in segno).

Tale azione verticale, considerata una distanza tra le travi di bordo pari a **3,50 m**, risulta pari a:

$$p_{\text{vento, trave}} = 15,12 / 3,50 \approx \pm 4,32 \text{ kN/m}$$

7.9 FENOMENI DEFORMATIVI DELLA SOLETTA IN CALCESTRUZZO

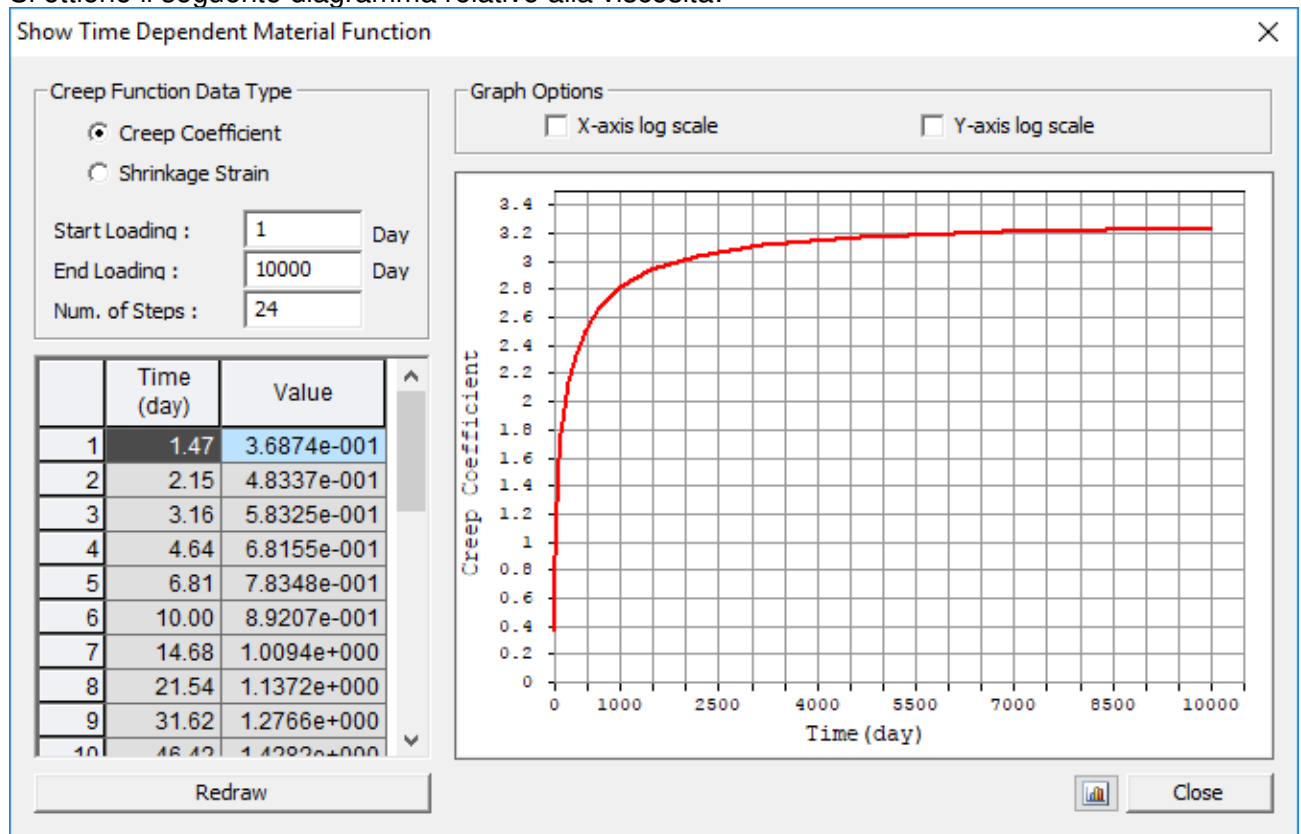
L'influenza di ritiro e fluage della soletta sulla struttura metallica viene considerata automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle relazioni stabilite dal codice EN 1992-2 con i seguenti dati:

- resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg: $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
- umidità relativa ambiente: 70 %
- perimetro esposto all'atmosfera: $h = 2 \times A_c / u = 0.30 \text{ m}$
- calcestruzzo a indurimento normale: N
- età del calcestruzzo iniziale per il ritiro: 1 gg

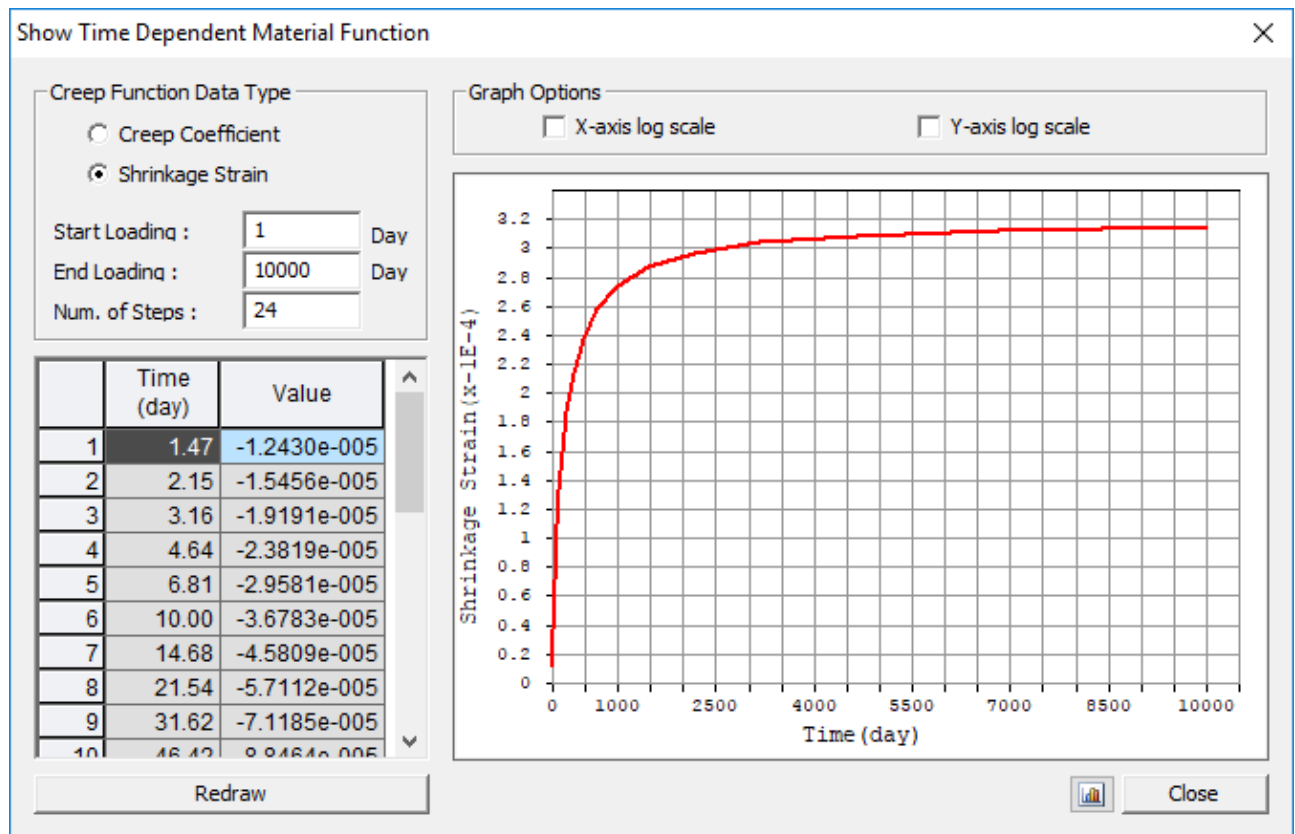
La variazione della resistenza caratteristica del calcestruzzo nel tempo viene determinata con la formula:

$$f_c(t) = f_{ck} \times e^{0,25 \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right]}$$

Si ottiene il seguente diagramma relativo alla viscosità:



Si ottiene infine il seguente diagramma relativo al riiro:



SHRINKAGE (RITIRO)

7.10 CARICHI AGENTI SULLE SPALLE

7.10.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume del cemento armato è assunto pari a **25,0 kN/m³**.

7.10.2 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELLA SPALLA

Trattandosi di una struttura fondata su pali, e dunque di una struttura di tipo rigido, la spinta laterale del terreno da rilevato viene considerata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_T = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k_0 è il coefficiente di spinta a riposo, valutato mediante la formulazione di Coulomb:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

con:

- φ = angolo di attrito interno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

Si considerano le seguenti caratteristiche del terreno spingente:

- Peso del terreno per unità di volume $\rightarrow \gamma_t = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\rightarrow \varphi = 37,00^\circ$

7.10.3 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI PERMANENTI A TERGO DELLA SPALLA

La spinta dei sovraccarichi permanenti a tergo delle opere è stata valutata considerando una condizione di riposo del terreno.

La spinta dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Il sovraccarico permanente a tergo del muro è stato considerato pari al peso della pavimentazione stradale valutato sullo spessore medio dello strato di pavimentazione stessa → **16,50 cm**.

7.10.4 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLA SPALLA

La spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle opere è stata valutata considerando una condizione di riposo del terreno.

La spinta dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

A tergo della spalla è stato considerato un carico accidentale forfettario pari a **30,00 kN/m²**.

7.11 AZIONE SISMICA SULLE SOTTOSTRUTTURE

7.11.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso sismico degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

7.11.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica dei terreni in fase sismica viene valutata mediante la relazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot a_g \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- H è l'altezza della struttura soggetta alla spinta del terreno

8 COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

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

8.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

8.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico A1, secondo il D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 5.1.3.12, tabella 5.1.V, sono di seguito riepilogati:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I coefficienti di partecipazione dei carichi, secondo il D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 5.1.3.12, tabella 5.1.VI, sono di seguito riepilogati:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

8.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9 DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO, GIUNTI E VARCHI

9.1 DEFINIZIONE DEGLI ISOLATORI SISMICI

Di seguito si riportano gli scarichi massimi sui singoli isolatori sismici trasmessi dall'impalcato in fase statica (Stato Limite Ultimo – STR) e in fase sismica (Stato Limite di Collasso) desunti dal modello di calcolo dell'impalcato:

SOTTOSTRUTTURA	APPOGGIO	AZIONE NORMALE MASSIMA VERTICALE SUGLI APPOGGI [kN]								
		PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	PESO PROPRIO SOLETTA IN C.A. SUPERIORE	CARICHI PERMANENTI PORTATI	RITIRO	AZIONE TERMICA	VENTO TRASVERSALE	CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO	PESO SISMICO	SLU - STR MASSIMO SCARICO
SPALLA A	1	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
	2	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
SPALLA B	1	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
	2	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81

Sono stati definiti i seguenti isolatori sismici tipologici per le diverse sottostrutture:

- Spalle → Isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento ($\xi = 16,00\%$) tipo FIPMEC SI-H 400/75 – Spostamento massimo in fase sismica (SLC): ± 150 mm

Si riportano di seguito le caratteristiche degli isolatori sismici di progetto (isolatori elastomerici ad alto smorzamento – $\xi = 16,00\%$):

SOTTOSTRUTTURA	APPOGGIO	N _{SLU} [kN]	N _{SLC} [kN]	TIPOLOGIA ISOLATORE	F _{zd} [kN]	V [kN]	K _e [kN/mm]	K _v [kN/m]	K _v [kN/mm]	K _v [kN/m]
SPALLA A	1	2.678,81	1.118,00	SIH-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
	2	2.678,81	1.118,00	SIH-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
SPALLA B	1	2.678,81	1.118,00	SIH-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
	2	2.678,81	1.118,00	SIH-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
			4.472,00				5.360,00			

dove:

- **k_e** (rigidezza orizzontale equivalente)
- **k_v** (rigidezza verticale)
- **F_{zd}** (carico verticale massimo sull'isolatore in assenza di sisma – **SLU**)
- **V** (carico verticale massimo sull'isolatore in presenza di sisma – **SLC**)
- Spostamento orizzontale limite: **+/- 150 mm**

9.2 DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO SISMICO

9.2.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI IN FASE SISMICA (SLC)

Di seguito è riportata la valutazione del periodo di isolamento della struttura e lo spostamento massimi sismico orizzontale:

Peso sismico totale dell'impalcato	4.472,00	[kN]
Massa sismica dell'impalcato	455,86	[kN _{massa}]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	5.360,00	[kN/m]
Periodo di isolamento	1,832	[sec]
Accelerazione spettrale	0,040	[1/g]
Taglio sismico trasmesso dall'impalcato	177,08	[kN]
Spostamento sismico orizzontale	33,04	[mm]
Spostamento limite dell'isolatore	150,00	[mm]

Il periodo fondamentale della struttura isolata è pari a **1,832 s** (longitudinale e trasversale) a cui corrisponde:

- $\delta_{SLC} = 33,04 \text{ mm}$ (spostamento massimo longitudinale e trasversale - SLC)

Si considerano inoltre i seguenti contributi allo spostamento orizzontale:

- Variazione termica in contrazione (δ_1) $\rightarrow \Delta T_{N,con} = 37,00 \text{ }^\circ\text{C}$
- Variazione termica in espansione (δ_2) $\rightarrow \Delta T_{N,exp} = 45,00 \text{ }^\circ\text{C}$
- Incremento per assenza di prerogolazione (δ_3) $\rightarrow \Delta T_+ = 20,00 \text{ }^\circ\text{C}$
- Variazione termica equivalente al ritiro (δ_4) $\rightarrow \Delta T_{eq,rit} = 22,00 \text{ }^\circ\text{C}$

Si assume che l'azione termica e del ritiro si ripartiscano simmetricamente rispetto al centro longitudinale dell'impalcato.

Le combinazioni adottate sono le seguenti:

- **SLC-LONG-1** \rightarrow massima contrazione longitudinale – sisma longitudinale dominante:
 $\delta_{LONG} = \delta_{SLC} + 0,50 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + \delta_4 + \delta_{SLC,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = 0,30 \cdot \delta_{SLC} + 0,30 \cdot \delta_{SLC,trasv,pile}$
- **SLC-LONG-2** \rightarrow massima espansione longitudinale – sisma longitudinale dominante:
 $\delta_{LONG} = \delta_{SLC} + 0,50 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + \delta_{SLC,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = 0,30 \cdot \delta_{SLC} + 0,30 \cdot \delta_{SLC,trasv,pile}$
- **SLC-TRASV-1** \rightarrow massima contrazione longitudinale – sisma trasversale dominante:
 $\delta_{LONG} = 0,30 \cdot \delta_{SLC} + 0,50 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + \delta_4 + 0,30 \cdot \delta_{SLC,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = \delta_{SLC} + \delta_{SLC,trasv,pile}$
- **SLC-TRASV-2** \rightarrow massima espansione longitudinale – sisma trasversale dominante:
 $\delta_{LONG} = 0,30 \cdot \delta_{SLC} + 0,50 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + \delta_4 + 0,30 \cdot \delta_{SLC,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = \delta_{SLC} + \delta_{SLC,trasv,pile}$

I valori di spostamento dovuti alle variazioni termiche sono riepilogati all'interno della tabella seguente:

VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DOVUTI ALLA DILATAZIONE TERMICA E AL RITIRO					
VARIAZIONE TERMICA		L*	α	SPOSTAMENTO*	
		[m]	[10-6/°C]	[mm]	
$\Delta T_{N,con}$	37,00	35,60	12,00	δ_1	7,90
$\Delta T_{N,exp}$	45,00	35,60	12,00	δ_2	9,61
$\Delta T+$	20,00	35,60	12,00	δ_3	4,27
$\Delta T_{eq,rit}$	22,00	35,60	12,00	δ_4	4,70

*Si assume che l'azione termica e del ritiro si ripartiscano simmetricamente rispetto al centro longitudinale dell'impalcato

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI ELEMENTARI IN FASE SISMICA (SLC)				
Spostamento massimo dell'impalcato in fase sismica		$\delta_{SLC,imp}$	33,04	[mm]
Massimo spostamento longitudinale delle pile		$\delta_{SLC,long,pile}$	0,00	[mm]
Massimo spostamento trasversale delle pile in fase sismica		$\delta_{SLC,trasv,pile}$	0,00	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,con}$)		δ_1	7,90	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,exp}$)		δ_2	9,61	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T+$)		δ_3	4,27	[mm]
Massima deformazione per ritiro ($\Delta T_{eq,rit}$)		δ_4	4,70	[mm]

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI TOTALI IN FASE SISMICA (SLC)				
CONDIZIONE		δ_{long}	δ_{trasv}	U.M.
$\delta_{SLC} - LONG-1$	contrazione massima	43,82	9,91	[mm]
$\delta_{SLC} - LONG-2$	espansione massima	39,98	9,91	[mm]
$\delta_{SLC} - TRASV-1$	contrazione massima	20,70	33,04	[mm]
$\delta_{SLC} - TRASV-2$	espansione massima	16,85	33,04	[mm]

$\delta_{LONG,max}$	43,82	[mm]	<	$\delta_{LONG,lim}$	150,00	[mm]
---------------------	-------	------	---	---------------------	--------	------

VERIFICA POSITIVA

$\delta_{TRASV,max}$	33,04	[mm]	<	$\delta_{TRASV,lim}$	150,00	[mm]
----------------------	-------	------	---	----------------------	--------	------

VERIFICA POSITIVA

9.2.2 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI IN FASE STATICA (SLU - STR)

Oltre ai contributi delle azioni termiche precedentemente valutati si considerano:

- Spostamento longitudinale indotto dall'azione della frenatura

VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO LONGITUDINALE DOVUTO ALL'AZIONE DELLA FRENATURA				
Lunghezza complessiva dell'impalcato		L	35,60	[m]
Azione complessiva della frenatura sull'impalcato		N_{fr}	456,12	[kN]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento		K_{eq}	5.360,00	[kN/m]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura		$\delta_{LONG,fr}$	85,10	[mm]

- Spostamento trasversale indotto dall'azione del vento

VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO TRASVERSALE DOVUTO ALL'AZIONE DEL VENTO				
Lunghezza complessiva dell'impalcato		L	35,60	[m]
Pressione massima trasversale del vento		P_{vento}	9,56	[kN/m]
Azione totale trasversale del vento		P_{vento}	340,34	[kN]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento		K_{eq}	5.360,00	[kN/m]
Massimo spostamento trasversale dovuto alla frenatura		$\delta_{TRASV,v}$	63,50	[mm]

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI ELEMENTARI IN FASE STATICA (valori caratteristici)

Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,con}$)	δ_1	7,90	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,exp}$)	δ_2	9,61	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica (ΔT_+)	δ_3	4,27	[mm]
Massima deformazione per ritiro ($\Delta T_{eq,rit}$)	δ_4	4,70	[mm]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	$\delta_{LONG,fr}$	85,10	[mm]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	$\delta_{TRASV,v}$	63,50	[mm]

Le combinazioni adottate sono le seguenti:

- **SLU- TRASV-1 → vento dominante**
 $\delta_{TRASV} = 1,50 \cdot \delta_{TRASV,v}$
- **SLU- TRASV-2 → altre azioni dominanti**
 $\delta_{TRASV} = 0,60 \cdot 1,50 \cdot \delta_{TRASV,v}$
- **SLU-LONG-1 → massima contrazione longitudinale – termica dominante:**
 $\delta_{LONG} = 1,20 \cdot (\delta_1 + \delta_3 + \delta_4)$
- **SLU- LONG-2 → massima espansione longitudinale – termica dominante:**
 $\delta_{LONG} = 1,20 \cdot (\delta_2 + \delta_3)$
- **SLU- LONG-3 → massima contrazione longitudinale – frenatura dominante:**
 $\delta_{LONG} = 1,20 \cdot 0,60 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + 1,20 \cdot \delta_4 + 1,35 \cdot \delta_{LONG,fr}$
- **SLU- LONG-4 → massima espansione longitudinale – frenatura dominante**
 $\delta_{LONG} = 1,20 \cdot 0,60 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + 1,35 \cdot \delta_{LONG,fr}$

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI TOTALI IN FASE STATICA (SLU - STR)

CONDIZIONE		δ_{long}	δ_{trav}	U.M.
$\delta_{SLU} - LONG-1$	contrazione massima	26,14	-	[mm]
$\delta_{SLU} - LONG-2$	espansione massima	16,66	-	[mm]
$\delta_{SLU} - LONG-3$	contrazione massima	129,29		[mm]
$\delta_{SLU} - LONG-4$	espansione massima	124,88		[mm]
$\delta_{SLU} - TRASV-1$	-	-	95,24	[mm]
$\delta_{SLU} - TRASV-2$	-	-	57,15	[mm]

$$\delta_{LONG,max} \quad \boxed{129,29} \quad [mm] \quad < \quad \delta_{LONG,lim} \quad \boxed{150,00} \quad [mm]$$

VERIFICA POSITIVA

$$\delta_{TRASV,max} \quad \boxed{95,24} \quad [mm] \quad < \quad \delta_{TRASV,lim} \quad \boxed{150,00} \quad [mm]$$

VERIFICA POSITIVA

9.3 DEFINIZIONE DEI GIUNTI DI DILATAZIONE

Di seguito si riportano gli scarichi massimi sui singoli isolatori sismici trasmessi dall'impalcato in fase statica (Stato Limite Ultimo – STR) e in fase sismica (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) desunti dal modello di calcolo dell'impalcato:

SOTTOSTRUTTURA	APPOGGIO	AZIONE NORMALE MASSIMA VERTICALE SUGLI APPOGGI [kN]								
		PESO PROPRIO CARPENTERIA METALLICA	PESO PROPRIO SOLETTA IN C. A. SUPERIORE	CARICHI PERMANENTI PORTATI	RI TIRO	AZIONE TERMICA	VENTO TRASVERSALE	CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO	PESO SISMICO	SLU - STR MASSIMO SCARICO
SPALLA A	1	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
	2	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
SPALLA B	1	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81
	2	168,20	567,40	382,40	0,00	0,00	144,90	769,70	1.118,00	2.678,81

Sono stati definiti i seguenti isolatori sismici tipologici per le diverse sottostrutture:

- Spalle → Isolatori sismici elastomerici ad alto smorzamento ($\xi = 16,00\%$) tipo FIPMEC SI-H 400/75 – Spostamento massimo in fase sismica (SLC): ± 150 mm

Sono stati considerati giunti di dilatazione bi – direzionali con spostamento massimo limite assunto pari a ± 150 mm.

Si riportano di seguito le caratteristiche degli isolatori sismici di progetto (isolatori elastomerici ad alto smorzamento – $\xi = 16,00\%$):

SOTTOSTRUTTURA	APPOGGIO	N _{SLU} [kN]	N _{SLC} [kN]	TIPOLOGIA ISOLATORE	F _{Zd} [kN]	V [kN]	K _e [kN/mm]	K _v [kN/m]	K _v [kN/mm]	K _v [kN/m]
SPALLA A	1	2.678,81	1.118,00	SI-N-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
	2	2.678,81	1.118,00	SI-N-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
SPALLA B	1	2.678,81	1.118,00	SI-N-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
	2	2.678,81	1.118,00	SI-N-400/75	4.680,00	1.760,00	1,34	1.340,00	1.216,00	1.216.000,00
		4.472,00						5.360,00		

dove:

- **k_e** (rigidezza orizzontale equivalente)
- **k_v** (rigidezza verticale)
- **F_{Zd}** (carico verticale massimo sull'isolatore in assenza di sisma – **SLU**)
- **V** (carico verticale massimo sull'isolatore in presenza di sisma – **SLC**)
- Spostamento orizzontale limite: ± 150 mm

9.4 GIUNTI DI DILATAZIONE

9.4.1 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI IN FASE SISMICA (SLV)

Di seguito è riportata la valutazione del periodo di isolamento della struttura e lo spostamento massimi sismico orizzontale:

Peso sismico totale dell'impalcato	4.472,00	[kN]
Massa sismica dell'impalcato	455,86	[kN _{massa}]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	5.360,00	[kN/m]
Periodo di isolamento	1,832	[sec]
Accelerazione spettrale	0,036	[1/g]
Taglio sismico trasmesso dall'impalcato	162,96	[kN]
Spostamento sismico orizzontale	30,40	[mm]
Spostamento limite dell'isolatore	150,00	[mm]

Il periodo fondamentale della struttura isolata è pari a **1,832 s** (longitudinale e trasversale) a cui corrisponde:

- $\delta_{SLV} = 30,40$ mm (spostamento massimo longitudinale e trasversale - SLV)

Si considerano inoltre i seguenti contributi allo spostamento orizzontale:

- Variazione termica in contrazione (δ_1) → $\Delta T_{N,con} = 37,00$ °C
- Variazione termica in espansione (δ_2) → $\Delta T_{N,exp} = 45,00$ °C
- Incremento per assenza di prerregolazione (δ_3) → $\Delta T_+ = 20,00$ °C
- Variazione termica equivalente al ritiro (δ_4) → $\Delta T_{eq,rit} = 22,00$ °C

Si assume che l'azione termica e del ritiro si ripartiscano simmetricamente rispetto al centro longitudinale dell'impalcato.

Le combinazioni adottate sono le seguenti:

- **SLV-LONG-1** → massima contrazione longitudinale – sisma longitudinale dominante:
 $\delta_{LONG} = \delta_{SLV} + 0,50 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + \delta_4 + \delta_{SLV,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = 0,30 \cdot \delta_{SLV} + 0,30 \cdot \delta_{SLV,trasv,pile}$
- **SLV-LONG-2** → massima espansione longitudinale – sisma longitudinale dominante:
 $\delta_{LONG} = \delta_{SLV} + 0,50 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + \delta_{SLV,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = 0,30 \cdot \delta_{SLV} + 0,30 \cdot \delta_{SLV,trasv,pile}$
- **SLV-TRASV-1** → massima contrazione longitudinale – sisma trasversale dominante:
 $\delta_{LONG} = 0,30 \cdot \delta_{SLV} + 0,50 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + \delta_4 + 0,30 \cdot \delta_{SLV,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = \delta_{SLV} + \delta_{SLV,trasv,pile}$
- **SLV-TRASV-2** → massima espansione longitudinale – sisma trasversale dominante:
 $\delta_{LONG} = 0,30 \cdot \delta_{SLV} + 0,50 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + \delta_4 + 0,30 \cdot \delta_{SLV,long,pile}$
 $\delta_{TRASV} = \delta_{SLV} + \delta_{SLV,trasv,pile}$

I valori di spostamento dovuti alle variazioni termiche sono riepilogati all'interno della tabella seguente:

VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI DOVUTI ALLA DILATAZIONE TERMICA E AL RITIRO					
VARIAZIONE TERMICA		L*	α	SPOSTAMENTO*	
		[m]	[10-6/°C]	[mm]	
$\Delta T_{N,con}$	37,00	35,60	12,00	δ_1	7,90
$\Delta T_{N,exp}$	45,00	35,60	12,00	δ_2	9,61
$\Delta T+$	20,00	35,60	12,00	δ_3	4,27
$\Delta T_{eq,rit}$	22,00	35,60	12,00	δ_4	4,70

*Si assume che l'azione termica e del ritiro si ripartiscano simmetricamente rispetto al centro longitudinale dell'impalcato

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI ELEMENTARI IN FASE SISMICA (SLV)				
Spostamento massimo dell'impalcato in fase sismica	$\delta_{SLV,imp}$	30,40	[mm]	
Massimo spostamento longitudinale delle pile	$\delta_{SLV,long,pile}$	0,00	[mm]	
Massimo spostamento trasversale delle pile in fase sismica	$\delta_{SLV,trasv,pile}$	0,00	[mm]	
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,con}$)	δ_1	7,90	[mm]	
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T_{N,exp}$)	δ_2	9,61	[mm]	
Massima deformazione per dilatazione termica ($\Delta T+$)	δ_3	4,27	[mm]	
Massima deformazione per ritiro ($\Delta T_{eq,rit}$)	δ_4	4,70	[mm]	

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI TOTALI IN FASE SISMICA (SLV)				
CONDIZIONE		δ_{long}	δ_{trasv}	U.M.
$\delta_{SLV} - LONG-1$	contrazione massima	41,19	9,12	[mm]
$\delta_{SLV} - LONG-2$	espansione massima	37,35	9,12	[mm]
$\delta_{SLV} - TRASV-1$	contrazione massima	19,91	30,40	[mm]
$\delta_{SLV} - TRASV-2$	espansione massima	16,06	30,40	[mm]

$$\delta_{LONG,max} \quad \boxed{41,19} \quad [mm] \quad < \quad \delta_{LONG,lim} \quad \boxed{150,00} \quad [mm]$$

VERIFICA POSITIVA

$$\delta_{TRASV,max} \quad \boxed{30,40} \quad [mm] \quad < \quad \delta_{TRASV,lim} \quad \boxed{150,00} \quad [mm]$$

VERIFICA POSITIVA

9.4.2 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI MASSIMI IN FASE STATICA (SLU - STR)

Oltre ai contributi delle azioni termiche precedentemente valutati si considerano:

- Spostamento longitudinale indotto dall'azione della frenatura

VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO LONGITUDINALE DOVUTO ALL'AZIONE DELLA FRENATURA

Lunghezza complessiva dell'impalcato	L	35,60	[m]
Azione complessiva della frenatura sull'impalcato	N _{fr}	456,12	[kN]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	K _{eq}	5.360,00	[kN/m]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	δ _{LONG,fr}	85,10	[mm]

- Spostamento trasversale indotto dall'azione del vento

VALUTAZIONE DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO TRASVERSALE DOVUTO ALL'AZIONE DEL VENTO

Lunghezza complessiva dell'impalcato	L	35,60	[m]
Pressione massima trasversale del vento	P _{vento}	9,56	[kN/m]
Azione totale trasversale del vento	P _{vento}	340,34	[kN]
Rigidezza equivalente del sistema di isolamento	K _{eq}	5.360,00	[kN/m]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	δ _{TRASV,v}	63,50	[mm]

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI ELEMENTARI IN FASE STATICA (valori caratteristici)

Massima deformazione per dilatazione termica (ΔT _{N,con})	δ ₁	7,90	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica (ΔT _{N,exp})	δ ₂	9,61	[mm]
Massima deformazione per dilatazione termica (ΔT ₊)	δ ₃	4,27	[mm]
Massima deformazione per ritiro (ΔT _{eq,rit})	δ ₄	4,70	[mm]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	δ _{LONG,fr}	85,10	[mm]
Massimo spostamento longitudinale dovuto alla frenatura	δ _{TRASV,v}	63,50	[mm]

Le combinazioni adottate sono le seguenti:

- **SLU- TRASV-1 → vento dominante**

$$\delta_{TRASV} = 1,50 \cdot \delta_{TRASV,v}$$

- **SLU- TRASV-2 → altre azioni dominanti**

$$\delta_{TRASV} = 0,60 \cdot 1,50 \cdot \delta_{TRASV,v}$$

- **SLU-LONG-1 → massima contrazione longitudinale – termica dominante:**

$$\delta_{LONG} = 1,20 \cdot (\delta_1 + \delta_3 + \delta_4)$$

- **SLU- LONG-2 → massima espansione longitudinale – termica dominante:**

$$\delta_{LONG} = 1,20 \cdot (\delta_2 + \delta_3)$$

- **SLU- LONG-3 → massima contrazione longitudinale – frenatura dominante:**

$$\delta_{LONG} = 1,20 \cdot 0,60 \cdot (\delta_1 + \delta_3) + 1,20 \cdot \delta_4 + 1,35 \cdot \delta_{LONG,fr}$$

- **SLU- LONG-4 → massima espansione longitudinale – frenatura dominante**

$$\delta_{LONG} = 1,20 \cdot 0,60 \cdot (\delta_2 + \delta_3) + 1,35 \cdot \delta_{LONG,fr}$$

RIEPILOGO DEGLI SPOSTAMENTI TOTALI IN FASE STATICA (SLU - STR)

CONDIZIONE		δ _{long}	δ _{trav}	U.M.
δ _{SLU} - LONG-1	contrazione massima	26,14	-	[mm]
δ _{SLU} - LONG-2	espansione massima	16,66	-	[mm]
δ _{SLU} - LONG-3	contrazione massima	129,29		[mm]
δ _{SLU} - LONG-4	espansione massima	124,88		[mm]
δ _{SLU} - TRASV-1	-	-	95,24	[mm]
δ _{SLU} - TRASV-2	-	-	57,15	[mm]

$$\delta_{LONG,max} = 129,29 \text{ [mm]} < \delta_{LONG,lim} = 150,00 \text{ [mm]}$$

VERIFICA POSITIVA

$$\delta_{TRASV,max} = 95,24 \text{ [mm]} < \delta_{TRASV,lim} = 150,00 \text{ [mm]}$$

VERIFICA POSITIVA

9.4.3 VARCHI

Il dimensionamento del varco viene condotto per lo Stato Limite Ultimo - STR. In relazione a quanto riportato nei paragrafi precedenti si ottengono le seguenti dimensioni minime per i varchi:
 $e_{LONG} \cong 200 \text{ mm}$ (dimensione minima varco tra spalla e impalcato) $> 129,29 \text{ mm}$.

10 SPALLE

Le verifiche strutturali e geotecniche delle spalle verranno condotte in corrispondenza della Spalla A, sottostruttura di maggiore altezza e maggiormente sollecitata.

10.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE SUL PARAGHIAIA

A. GEOMETRIA DEL PARAGHIAIA

Spessore del paraghiaia	S_{pg}	0,60	[m]
Altezza massima del paraghiaia	$h_{pg,max}$	2,54	[m]
Altezza minima del paraghiaia	$h_{pg,min}$	2,54	[m]

Le azioni sollecitanti sul paraghiaia verranno valutate, a favore di sicurezza, in corrispondenza dell'altezza massima.

Volume del paraghiaia per unità di lunghezza	V_{pg}	1,52	[m ³ /m]
Peso del paraghiaia per unità di lunghezza	P_{pg}	38,10	[kN/m]
Quota del baricentro del paraghiaia rispetto alla sezione di spiccato	$Y_{G,pg,1}$	1,27	[m]

B. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RINTERRO A TERGO DEL PARAGHIAIA

Peso per unità di volume del terreno di rinterro	γ_t	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito interno del terreno di rinterro	φ	37,00	[°]
Coesione efficace del terreno di rinterro	c	0,00	[kN/m ²]
Coefficiente di spinta a riposo del terreno	k_0	0,398	[-]

C. CARICHI ESTERNI AGENTI SUL PARAGHIAIA

C.1 SPINTA ORIZZONTALE DEL TERRENO DI RINTERRO A TERGO DEL PARAGHIAIA

Spinta orizzontale del terreno di rinterro a tergo del paraghiaia	S_t	25,69	[kN/m]
Momento flettente sulla sezione di spiccato	M_t	21,75	[kNm/m]

C.2 SPINTA ORIZZONTALE DEI CARICHI PERMANENTI A TERGO DEL PARAGHIAIA

Peso per unità di volume della pavimentazione stradale	γ_{pav}	24,00	[kN/m ³]
Spessore medio della pavimentazione stradale	S_{pav}	0,17	[m]
Carico per unità di superficie indotto dal peso proprio della pavimentazione	ρ_{pav}	3,96	[kN/m ²]
Spinta orizzontale della pavimentazione stradale a tergo del paraghiaia	S_{pav}	4,01	[kN/m]
Momento flettente sulla sezione di spiccato	M_{pav}	5,09	[kNm/m]

C.3 SPINTA ORIZZONTALE DEI CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO A TERGO DEL PARAGHIAIA

Carico concentrato da traffico - 1 ^a corsia di carico	Q_{1a}	600,00	[kN]
Carico distribuito da traffico - 1 ^a corsia di carico	q_{1a}	9,00	[kN/m ²]
Lunghezza dell'area di impronta del carico concentrato	a	1,60	[m]
Larghezza dell'area di impronta del carico concentrato	b	2,40	[m]
Angolo di ripartizione verticale del carico concentrato da traffico	α	30,00	[°]
Lunghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	a_{diff}	3,07	[m]
Larghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	b_{diff}	5,33	[m]
Pressione esercitata dal sovraccarico concentrato in sommità del paraghiaia	ρ_{sup}	156,25	[kN/m ²]
Pressione esercitata dal sovraccarico concentrato alla base del paraghiaia	ρ_{inf}	36,69	[kN/m ²]
Larghezza efficace di ripartizione del carico concentrato	L_{eff}	6,41	[m]
Spinta orizzontale dei carichi accidentali da traffico a tergo del paraghiaia	S_q	63,37	[kN/m]
Momento flettente sulla sezione di spiccato	M_q	86,48	[kNm/m]

C.4 AZIONE DELLA FRENATURA SUL PARAGHIAIA

Carico concentrato da traffico (semiasse)	$0,50 \cdot Q_{1a}$	300,00	[kN]
Carico distribuito da traffico	q_{1a}	9,00	[kN/m ²]
Larghezza della corsia di carico convenzionale	L_c	3,00	[m]
Lunghezza totale dell'impalcato di pertinenza della spalla	L_{pert}	16,30	[m]
Azione orizzontale della frenatura agente su paraghiaia	H_{fr}	404,01	[kN]
Azione normale verticale indotta dalla frenatura ripartita allo spiccato del paraghiaia	$N_{fr,diff}$	37,13	[kN/m]
Azione orizzontale della frenatura ripartita allo spiccato del paraghiaia	$H_{fr,diff}$	50,00	[kN/m]
Momento flettente indotto dalla frenatura ripartito allo spiccato del paraghiaia	$M_{fr,diff}$	127,00	[kNm/m]

D. AZIONE SISMICA SUL PARAGHIAIA (SLV)

 Coefficiente sismico orizzontale k_h **0,068** [1/g]

D.1 INERZIA SISMICA DEL PARAGHIAIA

Peso sismico del paraghiaia	W_{pg}	38,10	[kN/m]
Azione sismica orizzontale del paraghiaia	$H_{S,pg}$	2,59	[kN/m]
Momento flettente allo spiccato del paraghiaia	$M_{S,pg}$	3,29	[kNm/m]

D.2 INERZIA SISMICA DEL TERRENO A TERGO DEL PARAGHIAIA

Profondità del terreno a tergo del paraghiaia soggiacente sulla zattera di fondazione	L_t	6,30	[m]
Volume del terreno a tergo del paraghiaia soggiacente sulla zattera di fondazione	V_t	16,00	[m ³ /m]
Peso sismico del terreno a tergo del paraghiaia	W_t	320,04	[kN/m]
Azione sismica orizzontale del terreno a tergo del paraghiaia	$H_{S,t}$	21,76	[kN/m]
Momento flettente allo spiccato del paraghiaia	$M_{S,t}$	27,64	[kNm/m]

D.3 SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO A TERGO DEL PARAGHIAIA

Metodo di analisi		WOOD	
Sovrappinta dinamica del terreno a tergo del paraghiaia	ΔP_t	4,39	[kN/m]
Momento flettente allo spiccato del paraghiaia	$M_S(\Delta P_t)$	5,57	[kNm/m]

E. RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE SULLA SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA

CARICO	N [kN/m]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
Peso proprio del paraghiaia	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta del terreno a tergo	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00
Spinta dei sovraccarichi permanenti	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00
Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo	0,00	63,37	0,00	86,48	0,00
Azione longitudinale della frenatura	37,13	50,00	0,00	127,00	0,00
Azione sismica longitudinale	0,00	28,74	0,00	36,50	0,00

10.2 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO SUL PARAGHIAIA
10.2.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTI

CARICO	COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE					
	ψ	N_{sd} [kN/m]	$V_{L,sd}$ [kN/m]	$V_{T,sd}$ [kN/m]	$M_{L,sd}$ [kNm/m]	$M_{T,sd}$ [kNm/m]
g_1	1,00	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00
g_2	1,00	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00
g_3	1,00	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00
q_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		38,10	29,69	0,00	26,84	0,00

10.2.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTI

CARICO	COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE					
	ψ	N_{sd} [kN/m]	$V_{L,sd}$ [kN/m]	$V_{T,sd}$ [kN/m]	$M_{L,sd}$ [kNm/m]	$M_{T,sd}$ [kNm/m]
g_1	1,00	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00
g_2	1,00	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00
g_3	1,00	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00
q_1	0,75	0,00	47,53	0,00	64,86	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		38,10	77,23	0,00	91,70	0,00

10.2.3 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICHE

CARICO	COMBINAZIONE SLE - CARATTERISTICA 01						COMBINAZIONE SLE - CARATTERISTICA 02					
	ψ	N_{sd} [kN/m]	$V_{L,sd}$ [kN/m]	$V_{T,sd}$ [kN/m]	$M_{L,sd}$ [kNm/m]	$M_{T,sd}$ [kNm/m]	ψ	N_{sd} [kN/m]	$V_{L,sd}$ [kN/m]	$V_{T,sd}$ [kN/m]	$M_{L,sd}$ [kNm/m]	$M_{T,sd}$ [kNm/m]
g_1	1,00	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00
g_2	1,00	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00	1,00	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00
g_3	1,00	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00	1,00	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00
q_1	1,00	0,00	63,37	0,00	86,48	0,00	0,75	0,00	47,53	0,00	64,86	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	37,13	50,00	0,00	127,00	0,00
s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		38,10	93,07	0,00	113,31	0,00		75,23	127,23	0,00	218,70	0,00

10.2.4 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO - STR

CARICO	COMBINAZIONE SLU - STR 01						COMBINAZIONE SLU - STR 02					
	Y-ψ	N _{sd} [kN/m]	V _{L,sd} [kN/m]	V _{T,sd} [kN/m]	M _{L,sd} [kNm/m]	M _{T,sd} [kNm/m]	Y-ψ	N _{sd} [kN/m]	V _{L,sd} [kN/m]	V _{T,sd} [kN/m]	M _{L,sd} [kNm/m]	M _{T,sd} [kNm/m]
g ₁	1,35	51,44	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	51,44	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,50	0,00	38,53	0,00	32,63	0,00	1,50	0,00	38,53	0,00	32,63	0,00
g ₃	1,50	0,00	6,01	0,00	7,63	0,00	1,50	0,00	6,01	0,00	7,63	0,00
q ₁	1,35	0,00	85,56	0,00	116,75	0,00	1,01	0,00	64,17	0,00	87,56	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	50,12	67,50	0,00	171,45	0,00
s	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		51,44	130,10	0,00	157,00	0,00		101,56	176,21	0,00	299,27	0,00

10.2.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

CARICO	COMBINAZIONE SLV					
	Y-ψ	N _{sd} [kN/m]	V _{L,sd} [kN/m]	V _{T,sd} [kN/m]	M _{L,sd} [kNm/m]	M _{T,sd} [kNm/m]
g ₁	1,00	38,10	0,00	0,00	0,00	0,00
g ₂	1,00	0,00	25,69	0,00	21,75	0,00
g ₃	1,00	0,00	4,01	0,00	5,09	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	1,00	0,00	28,74	0,00	36,50	0,00
		38,10	58,44	0,00	63,34	0,00

10.2.6 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

RIEPILOGO DELLE AZIONI RISULTANTI DI CALCOLO SULLA SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA					
COMBINAZIONE	N _{sd} [kN/m]	V _{L,sd} [kN/m]	V _{T,sd} [kN/m]	M _{L,sd} [kNm/m]	M _{T,sd} [kNm/m]
SLE - QUASI PERMANENTE	38,10	29,69	0,00	26,84	0,00
SLE - FREQUENTE	38,10	77,23	0,00	91,70	0,00
SLE - CARATTERISTICA 01	38,10	93,07	0,00	113,31	0,00
SLE - CARATTERISTICA 02	75,23	127,23	0,00	218,70	0,00
SLU - STR 01	51,44	130,10	0,00	157,00	0,00
SLU - STR 02	101,56	176,21	0,00	299,27	0,00
SLV	38,10	58,44	0,00	63,34	0,00

10.3 VERIFICHE STRUTTURALI DEL PARAGHIAIA

10.3.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente del paraghiaia è assunta rettangolare con base pari a **100 cm** e altezza pari a **60 cm**.

L'armatura verticale è costituita da:

- $\varnothing 20/20$ (lato terreno)
- $\varnothing 16/20$ (lato impalcato)

L'armatura a taglio è costituita da spille $\varnothing 12/20 \times 20$. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

10.3.2 STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

10.3.2.1 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,10$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 26,84$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo :

N° strati barre | 2 | Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	6
			2	15,71	53,8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ 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 -0,7634 N/mm²
 σ_s 23,46 N/mm²
 ϵ_s 0,1173 ‰
 d 53,8 cm
 x 17,65 x/d 0,328
 δ 0,85

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

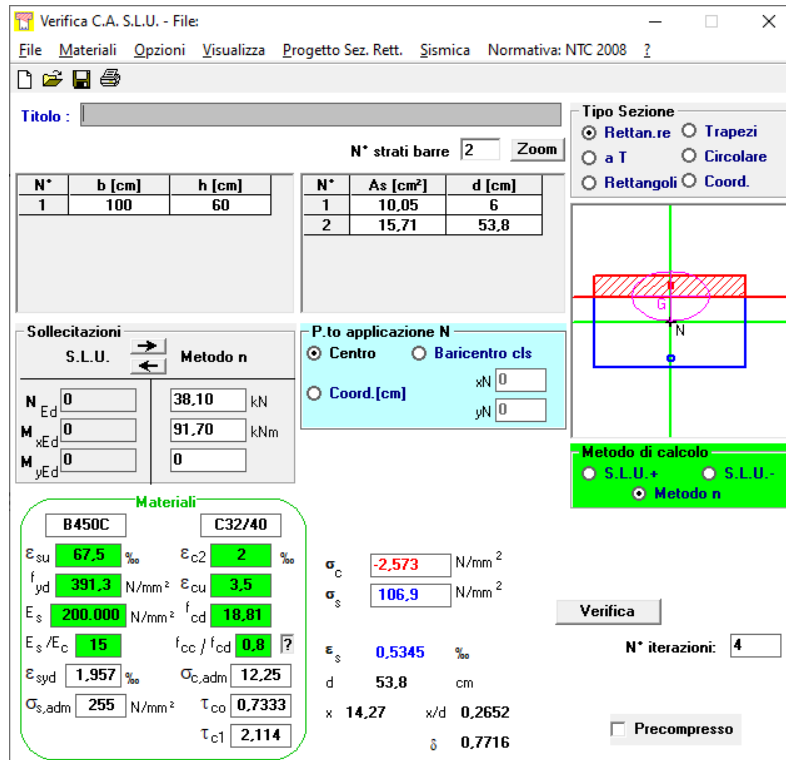
- $\sigma_c = 0,76 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 23,46 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.3.2.2 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Frequente

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,10$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 91,70$ kNm.



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and tables for structural verification. The 'Sollecitazioni' (Loads) section shows $N_{Ed} = 0$, $M_{xEd} = 0$, $M_{yEd} = 0$, and design values $N_{Sd} = 38,10$ kN and $M_{Sd} = 91,70$ kNm. The 'Materiali' (Materials) section lists properties for B450C and C32/40, including $\sigma_c = -2,573$ N/mm² and $\sigma_s = 106,9$ N/mm². The 'Verifica' section shows N^* iterations set to 4. A diagram on the right shows a cross-section of a rectangular beam with dimensions $b = 100$ cm and $h = 60$ cm, and effective depth $d = 53,8$ cm.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	6
			2	15,71	53,8

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

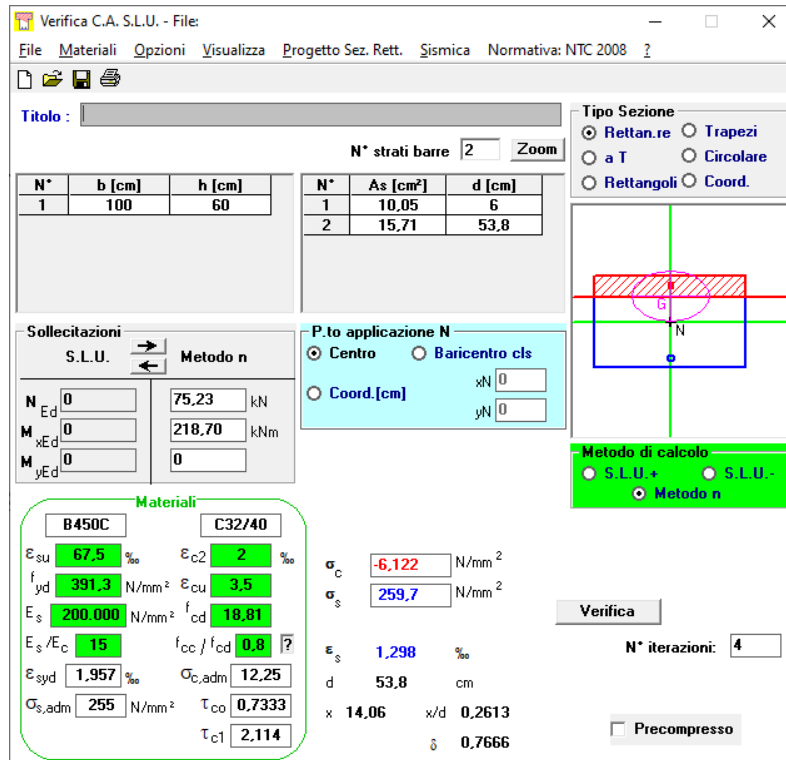
- $\sigma_c = 2,57$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 14,94$ N/mm²
- $\sigma_s = 106,90$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.3.2.3 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Caratteristica

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 75,23$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 218,70$ kNm.



Verifica C.A. S.L.U. - File

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

TITOLO : _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	6
			2	15,71	53,8

Tipo Sezione: Rettang.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

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

σ_c : -6,122 N/mm²
 σ_s : 259,7 N/mm²
 ϵ_s : 1,298 ‰
d: 53,8 cm
x: 14,06 x/d: 0,2613
 δ : 0,7666

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,12 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 259,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.3.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

10.3.3.1 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 600 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 538 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 60 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 40 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$ 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$ 20 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$ 1571 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck} 33,2 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3,1 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33643 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 210000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 23,46 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 176,5 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e 6,24 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 1571 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 155000 [mm ²]
	$A_{c,eff,2}$ 141167 [mm ²]
	$A_{c,eff,3}$ 300000 [mm ²]
	$A_{c,eff,min}$ 141167 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0,01113 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3,1 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t 0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0,000067 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ -0,000456 [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0,000067 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 20,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$ 250 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0,800 [-]
	k_2 0,500 [-]
	k_3 3,400 [-]
	k_4 0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max,1}$ 442 [mm]
	$S_{r,max,2}$ 551 [mm]
	$S_{r,max}$ 442 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0,03 [mm]

10.3.3.2 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio - Frequente

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	600	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	538	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	60	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	5	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	20	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1571	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	33,2	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	3,1	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	33643	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	210000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	106,9	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	142,7	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,24	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1571	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	155000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	152433	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	300000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	152433	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,01030	[-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,1	[MPa]
Fattore di durata del carico	k_f	0,4	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$	0,000305	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$	-0,000101	[-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$	0,000305	[-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	200	[mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	250	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800	[-]
	k_2	0,500	[-]
	k_3	3,400	[-]
	k_4	0,425	[-]

Distanza massima tra le fessure

	$s_{r,max,1}$	466	[mm]
	$s_{r,max,2}$	594	[mm]
	$s_{r,max}$	466	[mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30	[mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,14	[mm]

10.3.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE SEMPLICE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 101,56$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 299,27$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	10,05	6
			2	15,71	53,8

Tipologia Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Collecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 101,56 0 kN
M_{xEd} 299,27 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 348,8 kNm

Materiali

B450C		C32/40	
E _{su}	67,5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	E _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	18,81
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

σ_c -18,81 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 32,02 ‰
d 53,8 cm
x 5,302 x/d 0,09854
δ 0,7

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

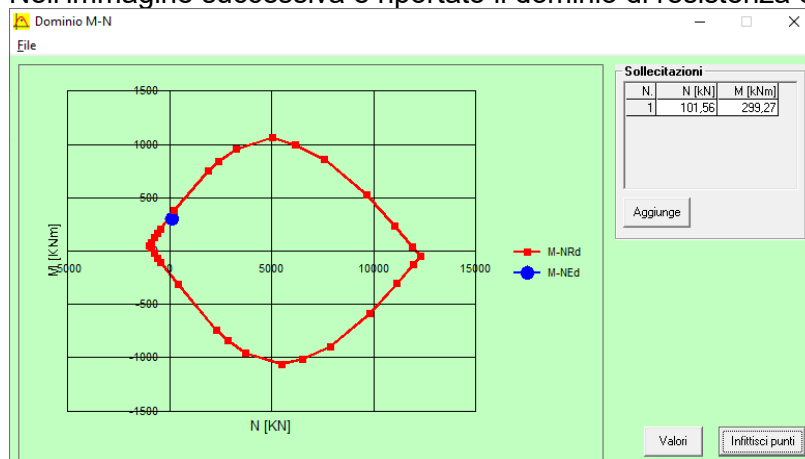
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

- $M_{Rd} = 348,80$ kNm < $M_{sd} = 299,27$ kN

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

10.3.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 176,21$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	60,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	56,00	[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}	18,81	[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}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	176,21	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	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	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	28,25	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

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

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	9,41	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	557,14	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	2370,48	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	557,14	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,16	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

10.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

A. GEOMETRIA DELLA SPALLA

A.1 PARAGHIAIA

Spessore del paraghiaia	s_{pg}	0,60	[m]
Altezza massima del paraghiaia	$h_{pg,max}$	2,54	[m]
Altezza minima del paraghiaia	$h_{pg,min}$	2,54	[m]
Lunghezza del paraghiaia	L_{pg}	9,20	[m]
Volume totale del paraghiaia	V_{pg}	14,02	[m ³]
Peso totale del paraghiaia	P_{pg}	350,52	[kN]
Distanza del baricentro del paraghiaia rispetto all'asse longitudinale della zattera	x_{pg}	0,00	[m]
Distanza del baricentro del paraghiaia rispetto all'asse trasversale della zattera	y_{pg}	0,50	[m]
Quota del baricentro del paraghiaia rispetto alla base della zattera	z_{pg}	3,27	[m]

A.2 MURO FRONTALE

Spessore del muro frontale	s_m	0,00	[m]
Altezza del muro frontale	h_m	0,00	[m]
Lunghezza del muro frontale	L_m	9,20	[m]
Volume totale del muro frontale	V_m	0,00	[m ³]
Peso totale del muro frontale	P_m	0,00	[kN]
Distanza del baricentro del muro frontale rispetto all'asse longitudinale della zattera	x_m	0,00	[m]
Distanza del baricentro del muro frontale rispetto all'asse trasversale della zattera	y_m	0,00	[m]
Quota del baricentro del muro frontale rispetto alla base della zattera	z_m	0,00	[m]
Lunghezza della scalettatura in c.a. - Lato esterno curv a	L_{sm}	0,00	[m]
Altezza della scalettatura in c.a. - Lato esterno curv a	h_{sm}	0,00	[m]
Spessore della scalettatura in c.a. - lato esterno curv a	s_{sm}	0,00	[m]
Volume totale della scalettatura in c.a. - Lato esterno curv a	V_{sm}	0,00	[m ³]
Peso totale della scalettatura in c.a. - Lato esterno curv a	P_{sm}	0,00	[kN]
Distanza del baricentro della scalettatura in c.a. dall'asse longitudinale della zattera	x_{sm}	0,00	[m]
Distanza del baricentro della scalettatura in c.a. dall'asse trasversale della zattera	y_{sm}	0,00	[m]
Quota del baricentro della scalettatura in c.a. rispetto alla base della zattera	z_{sm}	2,00	[m]

A.3 MURI LATERALI

Spessore dei muri laterali	s_{ml}	0,75	[m]
Altezza del muro laterale esterno	$h_{ml,ext}$	2,54	[m]
Altezza del muro laterale interno	$h_{ml,int}$	2,54	[m]
Lunghezza del muro laterale esterno	$L_{ml,ext}$	3,40	[m]
Lunghezza del muro laterale interno	$L_{ml,int}$	3,40	[m]
Volume totale del muro laterale esterno	$V_{ml,ext}$	6,48	[m ³]
Peso totale del muro laterale esterno	$P_{ml,ext}$	161,93	[kN]
Volume totale del muro laterale interno	$V_{ml,int}$	6,48	[m ³]
Peso totale del muro laterale interno	$P_{ml,int}$	161,93	[kN]
Distanza del baricentro del muro esterno dall'asse longitudinale della zattera	$x_{ml,ext}$	-3,88	[m]
Distanza del baricentro del muro esterno dall'asse trasversale della zattera	$y_{ml,ext}$	-1,50	[m]
Quota del baricentro del muro esterno rispetto alla base della zattera	$z_{ml,ext}$	3,27	[m]
Distanza del baricentro del muro interno dall'asse longitudinale della zattera	$x_{ml,int}$	3,88	[m]
Distanza del baricentro del muro interno dall'asse trasversale della zattera	$y_{ml,int}$	-1,50	[m]
Quota del baricentro del muro interno rispetto alla base della zattera	$z_{ml,int}$	3,27	[m]

A.4 VELETTE LATERALI ANTERIORI

Numero di velette laterali anteriori	n_v	2,00	[-]
Spessore delle velette	s_v	0,30	[m]
Lunghezza delle velette	L_v	2,40	[m]
Altezza delle velette	h_v	1,30	[m]
Volume totale delle velette	V_v	1,87	[m ³]
Peso totale delle velette	P_v	46,80	[kN]
Distanza del baricentro delle velette dall'asse longitudinale della zattera	x_v	0,00	[m]
Distanza del baricentro delle velette dall'asse trasversale della zattera	y_v	2,00	[m]
Quota del baricentro delle velette rispetto alla base della zattera	z_v	2,65	[m]

A.5 ZATTERA DI FONDAZIONE

Larghezza della zattera di fondazione	$L_{1,z}$	8,50	[m]
Lunghezza della zattera di fondazione	$L_{2,z}$	6,40	[m]
Spessore della zattera di fondazione	s_z	2,00	[m]
Volume totale della zattera di fondazione	V_z	108,80	[m ³]
Peso totale della zattera di fondazione	P_z	2.720,00	[kN]

B. CARICHI VERTICALI AL DI SOPRA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE
B.1 TERRENO DI RINTERRO AL DI SOPRA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Peso per unità di volume del terreno al di sopra della zattera di fondazione	γ_t	20,00	[kN/m ³]
Angolo attrito interno del terreno al di sopra della zattera di fondazione	φ	37,00	[°]
Coesione efficace del terreno al di sopra della zattera di fondazione	c	0,00	[kN/m ²]
Altezza media del terreno al di sopra della zattera di fondazione	h_t	2,54	[m]
Larghezza del terreno al di sopra della zattera di fondazione	$L_{1,t}$	7,75	[m]
Lunghezza del terreno al di sopra della zattera di fondazione	$L_{2,t}$	6,30	[m]
Volume totale del terreno al di sopra della zattera di fondazione	V_t	124,02	[m ³]
Peso totale del terreno al di sopra della zattera di fondazione	P_t	2.480,31	[kN]
Distanza del baricentro del volume di terreno dall'asse longitudinale della zattera	x_t	0,00	[m]
Distanza del baricentro del volume di terreno dall'asse trasversale della zattera	y_t	-1,50	[m]
Quota del baricentro del volume di terreno rispetto alla base della zattera	z_t	3,27	[m]

B.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI AL DI SOPRA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Peso per unità di volume della pavimentazione stradale	γ_{pav}	24,00	[kN/m ³]
Spessore medio della pavimentazione stradale	s_{pav}	0,165	[m]
Carico per unità di superficie indotto dal peso proprio della pavimentazione	ρ_{pav}	3,96	[kN/m ²]
Peso totale della pavimentazione stradale al di sopra della zattera di fondazione	P_t	193,35	[kN]

B.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO AL DI SOPRA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Carichi accidentali da traffico al di sopra della zattera di fondazione	q_{tr}	30,00	[kN/m ²]
Carico verticale totale da traffico al di sopra della zattera di fondazione	Q_{tr}	1.464,75	[kN]

C. SPINTE ORIZZONTALI A TERGO DELLA SPALLA
C.1 SPINTA DEL TERRENO DI RINTERRO A TERGO DELLA SPALLA

Coefficiente di spinta a riposo del terreno	k_0	0,398	[-]
Spinta orizzontale totale del terreno a tergo della spalla	S_t	755,07	[kN]
Momento flettente longitudinale alla base della zattera di fondazione	M_t	1.142,67	[kNm]

C.2 SPINTA DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI A TERGO DELLA SPALLA

Spinta orizzontale totale dei sovraccarichi permanenti a tergo della spalla	S_{perm}	45,10	[kN]
Momento flettente longitudinale alla base della zattera di fondazione	M_{perm}	102,38	[kNm]

C.2 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO A TERGO DELLA SPALLA

Spinta orizzontale totale dei sovraccarichi accidentali da traffico a tergo della spalla	S_q	341,67	[kN]
Momento flettente longitudinale alla base della zattera di fondazione	M_q	775,58	[kNm]

D. CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

D.1 GEOMETRIA DEGLI APPOGGI

Distanza dell'allineamento degli appoggi rispetto all'asse trasversale della zattera	y_{app}	2,20	[m]
Ascissa dell'appoggio n.1 rispetto all'asse longitudinale della zattera (esterno curva)	x_1	1,75	[m]
Ascissa dell'appoggio n.2 rispetto all'asse longitudinale della zattera (centrale esterno)	x_2	0,00	[m]
Ascissa dell'appoggio n.3 rispetto all'asse longitudinale della zattera (centrale)	x_3	0,00	[m]
Ascissa dell'appoggio n.4 rispetto all'asse longitudinale della zattera (centrale interno)	x_4	0,00	[m]
Ascissa dell'appoggio n.5 rispetto all'asse longitudinale della zattera (interno curva)	x_5	-1,75	[m]
Quota dell'appoggio n.1 rispetto alla base della zattera (esterno curva)	z_1	2,20	[m]
Quota dell'appoggio n.1 rispetto alla base della zattera (centrale esterno)	z_2	0,00	[m]
Quota dell'appoggio n.1 rispetto alla base della zattera (centrale)	z_3	0,00	[m]
Quota dell'appoggio n.1 rispetto alla base della zattera (centrale interno)	z_4	0,00	[m]
Quota dell'appoggio n.1 rispetto alla base della zattera (interno curva)	z_5	2,20	[m]

D.2 PESI PROPRI STRUTTURALI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

D.2.1 PESO PROPRIO DELLA CARPENTERIA METALLICA

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	168,20	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	168,20	0,00	0,00

Azione normale verticale totale	N_k	336,40	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	740,08	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

D.2.1 PESO PROPRIO DELLA SOLETTA SUPERIORE

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	567,40	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	567,40	0,00	0,00

Azione normale verticale totale	N_k	1.134,80	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	2.496,56	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

D.2.3 CARICHI PERMANENTI PORTATI

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	382,40	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	382,40	0,00	0,00

Azione normale verticale totale	N_k	764,80	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	1.682,56	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

D.2.4 AZIONE DEL RITIRO

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	0,00	0,00	0,00

Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	0,00	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

D.2.5 AZIONE TERMICA

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	0,00	0,00	0,00

Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	0,00	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

D.2.6 AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO

APPOGGIO	N_k [kN]	$V_{LONG,k}$ [kN]	$V_{TRASV,k}$ [kN]
Scarichi sull'appoggio n. 1	144,90	0,00	85,10
Scarichi sull'appoggio n. 2	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 3	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 4	0,00	0,00	0,00
Scarichi sull'appoggio n. 5	-144,90	0,00	85,10

Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	170,20	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	0,00	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	881,59	[kNm]

D.2.7 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO - CONDIZIONE DI AZIONE NORMALE VERTICALE MASSIMA

Le azioni sollecitanti in sommità del muro frontale della spalla sono state desunte dal modello di calcolo dell'impalcato.

Azione normale verticale totale	N_k	1.294,50	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	2.847,90	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	428,58	[kNm]

D.2.8 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO - CONDIZIONE DI MASSIMO SBARICENTRAMENTO TRASVERSALE

Le azioni sollecitanti in sommità del muro frontale della spalla sono state desunte dal modello di calcolo dell'impalcato.

Azione normale verticale totale	N_k	725,10	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	1.595,22	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	1.425,03	[kNm]

D.2.9 AZIONE LONGITUDINALE DELLA FRENATURA

Lunghezza complessiva dell'impalcato	L	35,60	[m]
Azione complessiva della frenatura sull'impalcato	H_{fr}	456,12	[kN]
Lunghezza di impalcato di pertinenza della spalla	L_{pert}	16,30	[m]
Azione della frenatura di pertinenza della spalla	$H_{fr,spalla}$	208,84	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	208,84	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	459,45	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

E. AZIONE SISMICA

Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,068	[1/g]
----------------------------------	-------	-------	-------

E.1 AZIONE SISMICA TRASMESSA DALL'IMPALCATO ISOLATO

Peso sismico complessivo dell'impalcato di pertinenza della spalla	W_{imp}	2.236,00	[kN]
Periodo di isolamento dell'impalcato	T_{iso}	1,832	[sec]
Accelerazione spettrale corrispondente al periodo di isolamento dell'impalcato	$S_{e,iso}$	0,036	[1/g]
Taglio sismico trasmesso dall'impalcato	H_{imp}	80,50	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	80,50	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	80,50	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	177,09	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	177,09	[kNm]

E.2 AZIONE INERZIALE DEL PARAGHIAIA

Peso sismico del paraghiaia	W_{pg}	350,52	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	350,52	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	350,52	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	1.146,20	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	1.146,20	[kNm]

E.3 AZIONE INERZIALE DEL MURO FRONTALE

Peso sismico del muro frontale	W_m	0,00	[kN]
Peso sismico della scalettatura in c.a.	W_{sm}	0,00	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	0,00	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	0,00	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

E.4 AZIONE INERZIALE DEI MURI LATERALI

Peso sismico del muro laterale esterno	$W_{ml,ext}$	161,93	[kN]
Peso sismico del muro laterale interno	$W_{ml,int}$	161,93	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	22,02	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	22,02	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	72,01	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	72,01	[kNm]

E.5 AZIONE INERZIALE DELLE VELETTE LATERALI ANTERIORI

Peso sismico delle velette laterali anteriori	W_v	46,80	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	3,18	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	3,18	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	8,43	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	8,43	[kNm]

E.6 AZIONE INERZIALE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Peso sismico della zattera di fondazione	W_z	2.720,00	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	184,96	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	184,96	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	184,96	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	184,96	[kNm]

E.7 AZIONE INERZIALE DEL TERRENO AL DI SOPRA DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

Peso sismico del terreno al di sopra della zattera di fondazione	W_t	2.480,31	[kN]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	168,66	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	168,66	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	551,52	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	551,52	[kNm]

E.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO A TERGO DELLA SPALLA

Metodo di analisi		WOOD	
Sovrappinta dinamica del terreno a tergo del paraghiaia	ΔP_t	128,95	[kN/m]
Azione normale verticale totale	N_k	0,00	[kN]
Azione tagliante longitudinale totale	$V_{LONG,k}$	128,95	[kN]
Azione tagliante trasversale totale	$V_{TRASV,k}$	0,00	[kN]
Momento flettente longitudinale totale	$M_{LONG,k}$	292,71	[kNm]
Momento flettente trasversale totale	$M_{TRASV,k}$	0,00	[kNm]

E. RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

CARICO ELEMENTARE	N _k [kN]	V _{LONG,k} [kN]	V _{TRASV,k} [kN]	M _{LONG,k} [kNm]	M _{TRASV,k} [kNm]
Pesi propri strutturali della spalla	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
Peso del terreno a tergo della spalla	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
Spinta del terreno a tergo della spalla	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
Carichi permanenti portati	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
Spinta dei carichi perm. a tergo della spa	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00
Azione del ritiro	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carichi accidentali a tergo della spalla	1.464,75	0,00	0,00	-2.197,13	0,00
Spinta dei carichi acc. a tergo della spalla	0,00	341,67	0,00	775,58	0,00
Carichi accidentali da traffico - N _{max}	1.294,50	0,00	0,00	2.847,90	428,58
Carichi accidentali da traffico - M _{TRASV,max}	725,10	0,00	0,00	1.595,22	1.425,03
Azione della frenatura	0,00	208,84	0,00	459,45	0,00
Azione trasversale del vento	0,00	0,00	170,20	0,00	881,59
Azione termica	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione sismica longitudinale	0,00	938,79	0,00	2.432,93	0,00
Azione sismica trasversale	0,00	0,00	809,84	0,00	2.140,22

10.5 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO ALLA BASE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

10.5.1 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – QUASI PERMANENTI

CARICO	COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE 01						COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE 02					
	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}
g ₁	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
g ₂	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
g ₃	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
g ₄	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
g ₅	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00
e ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₇	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE		8.350,83	800,17	0,00	1.936,84	0,00		8.350,83	800,17	0,00	1.936,84	0,00

10.5.2 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – FREQUENTI

CARICO	COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE 01						COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE 02					
	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}
g ₁	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
g ₂	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
g ₃	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
g ₄	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
g ₅	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00
e ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,75	1.098,56	0,00	0,00	-1.647,84	0,00	0,75	1.098,56	0,00	0,00	-1.647,84	0,00
q ₂	0,75	0,00	256,25	0,00	581,69	0,00	0,75	0,00	256,25	0,00	581,69	0,00
q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₇	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE		9.449,39	1.056,42	0,00	870,69	0,00		9.449,39	1.056,42	0,00	870,69	0,00

CARICO	COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE 03						COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE 04					
	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}	ψ	N _{sd}	V _{LONG,SD}	V _{TRASV,SD}	M _{LONG,SD}	M _{TRASV,SD}
g ₁	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
g ₂	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
g ₃	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
g ₄	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
g ₅	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00
e ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,75	1.098,56	0,00	0,00	-1.647,84	0,00	0,75	1.098,56	0,00	0,00	-1.647,84	0,00
q ₂	0,75	0,00	256,25	0,00	581,69	0,00	0,75	0,00	256,25	0,00	581,69	0,00
q ₃	0,75	970,88	0,00	0,00	2.135,93	321,43	0,75	970,88	0,00	0,00	2.135,93	321,43
q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₇	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE		10.420,26	1.056,42	1.392,54	3.006,61	321,43		10.420,26	1.056,42	1.392,54	3.006,61	321,43

10.5.5 COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

CARICO	COMBINAZIONE SLV 01						COMBINAZIONE SLV 02					
	Y-ψ	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}	Y-ψ	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}
g ₁	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
g ₂	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
g ₃	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
g ₄	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
g ₅	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00	1,00	0,00	45,10	0,00	102,38	0,00
e ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₇	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	1,00	0,00	938,79	0,00	2.432,93	0,00	1,00	0,00	938,79	0,00	2.432,93	0,00
s ₂	0,30	0,00	0,00	242,95	0,00	642,07	0,30	0,00	0,00	242,95	0,00	642,07
		8.350,83	1.738,95	242,95	4.369,77	642,07		8.350,83	1.738,95	242,95	4.369,77	642,07

CARICO	COMBINAZIONE SLV 03						COMBINAZIONE SLV 04					
	Y-ψ	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}	Y-ψ	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}
g ₁	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00	1,00	4.912,37	0,00	0,00	3.019,73	0,00
g ₂	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00	1,00	2.480,31	0,00	0,00	-3.720,47	0,00
g ₃	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00	1,00	0,00	755,07	0,00	1.142,67	0,00
g ₄	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00	1,00	958,15	0,00	0,00	1.392,54	0,00
g ₅	1,00	0,00	45,10	1.392,54	102,38	0,00	1,00	0,00	45,10	1.392,54	102,38	0,00
e ₁	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₁	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₂	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₃	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₄	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₅	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₆	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
q ₇	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s ₁	0,30	0,00	281,64	0,00	729,88	0,00	0,30	0,00	281,64	0,00	729,88	0,00
s ₂	1,00	0,00	0,00	809,84	0,00	2.140,22	1,00	0,00	0,00	809,84	0,00	2.140,22
		8.350,83	1.081,80	2.202,38	2.666,72	2.140,22		8.350,83	1.081,80	2.202,38	2.666,72	2.140,22

10.5.6 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI ALLA BASE DELLA ZATTERA					
COMBINAZIONE	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}
SLE - QUASI PERMANENTE 01	8.350,83	800,17	0,00	1.936,84	0,00
SLE - QUASI PERMANENTE 02	8.350,83	800,17	0,00	1.936,84	0,00
SLE - FREQUENTE 01	9.449,39	1.056,42	0,00	870,69	0,00
SLE - FREQUENTE 02	9.449,39	1.056,42	0,00	870,69	0,00
SLE - FREQUENTE 03	10.420,26	1.056,42	1.392,54	3.006,61	321,43
SLE - FREQUENTE 04	10.420,26	1.056,42	1.392,54	3.006,61	321,43
SLE - FREQUENTE 05	9.993,21	1.056,42	1.392,54	2.067,10	1.068,77
SLE - FREQUENTE 06	9.993,21	1.056,42	1.392,54	2.067,10	1.068,77
SLE - FREQUENTE 07	9.321,70	800,17	1.392,54	4.072,77	321,43
SLE - FREQUENTE 08	9.321,70	800,17	1.392,54	4.072,77	321,43
SLE - FREQUENTE 09	8.894,65	800,17	1.392,54	3.133,26	1.068,77
SLE - FREQUENTE 10	8.894,65	800,17	1.392,54	3.133,26	1.068,77
SLE - FREQUENTE 11	8.350,83	800,17	1.426,58	1.936,84	176,32
SLE - FREQUENTE 12	8.350,83	800,17	1.426,58	1.936,84	176,32
SLE - FREQUENTE 13	8.350,83	800,17	1.392,54	1.936,84	0,00
SLE - FREQUENTE 14	8.350,83	800,17	1.392,54	1.936,84	0,00
SLE - CARATTERISTICA 01	9.815,58	1.141,83	102,12	515,30	528,95
SLE - CARATTERISTICA 02	9.815,58	1.141,83	102,12	515,30	528,95
SLE - CARATTERISTICA 03	11.110,08	1.141,83	1.494,66	3.363,20	957,53
SLE - CARATTERISTICA 04	11.110,08	1.141,83	1.494,66	3.363,20	957,53
SLE - CARATTERISTICA 05	10.540,68	1.141,83	1.494,66	2.110,52	1.953,98
SLE - CARATTERISTICA 06	10.540,68	1.141,83	1.494,66	2.110,52	1.953,98
SLE - CARATTERISTICA 07	9.645,33	800,17	1.494,66	4.784,74	957,53
SLE - CARATTERISTICA 08	9.645,33	800,17	1.494,66	4.784,74	957,53
SLE - CARATTERISTICA 09	9.075,93	800,17	1.494,66	3.532,06	1.953,98
SLE - CARATTERISTICA 10	9.075,93	800,17	1.494,66	3.532,06	1.953,98
SLE - CARATTERISTICA 11	9.449,39	1.265,26	1.494,66	1.330,14	528,95
SLE - CARATTERISTICA 12	9.449,39	1.265,26	1.494,66	1.330,14	528,95

RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI ALLA BASE DELLA ZATTERA

COMBINAZIONE	N _{Sd}	V _{LONG,Sd}	V _{TRASV,Sd}	M _{LONG,Sd}	M _{TRASV,Sd}
SLE - CARATTERISTICA 13	10.420,26	1.265,26	1.494,66	3.466,06	850,39
SLE - CARATTERISTICA 14	10.420,26	1.265,26	1.494,66	3.466,06	850,39
SLE - CARATTERISTICA 15	9.993,21	1.265,26	1.494,66	2.526,55	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 16	9.993,21	1.265,26	1.494,66	2.526,55	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 17	9.321,70	1.009,01	1.494,66	4.532,22	850,39
SLE - CARATTERISTICA 18	9.321,70	1.009,01	1.494,66	4.532,22	850,39
SLE - CARATTERISTICA 19	8.894,65	1.009,01	1.494,66	3.592,71	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 20	8.894,65	1.009,01	1.494,66	3.592,71	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 21	9.449,39	1.056,42	1.562,74	870,69	881,59
SLE - CARATTERISTICA 22	9.449,39	1.056,42	1.562,74	870,69	881,59
SLE - CARATTERISTICA 23	10.420,26	1.056,42	1.562,74	3.006,61	1.203,02
SLE - CARATTERISTICA 24	10.420,26	1.056,42	1.562,74	3.006,61	1.203,02
SLE - CARATTERISTICA 25	9.993,21	1.056,42	1.562,74	2.067,10	1.950,36
SLE - CARATTERISTICA 26	9.993,21	1.056,42	1.562,74	2.067,10	1.950,36
SLE - CARATTERISTICA 27	9.321,70	800,17	1.562,74	4.072,77	1.203,02
SLE - CARATTERISTICA 28	9.321,70	800,17	1.562,74	4.072,77	1.203,02
SLE - CARATTERISTICA 29	8.894,65	800,17	1.562,74	3.133,26	1.950,36
SLE - CARATTERISTICA 30	8.894,65	800,17	1.562,74	3.133,26	1.950,36
SLE - CARATTERISTICA 31	9.449,39	1.056,42	1.494,66	870,69	528,95
SLE - CARATTERISTICA 32	9.449,39	1.056,42	1.494,66	870,69	528,95
SLE - CARATTERISTICA 33	10.420,26	1.056,42	1.494,66	3.006,61	850,39
SLE - CARATTERISTICA 34	10.420,26	1.056,42	1.494,66	3.006,61	850,39
SLE - CARATTERISTICA 35	9.993,21	1.056,42	1.494,66	2.067,10	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 36	9.993,21	1.056,42	1.494,66	2.067,10	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 37	9.321,70	800,17	1.494,66	4.072,77	850,39
SLE - CARATTERISTICA 38	9.321,70	800,17	1.494,66	4.072,77	850,39
SLE - CARATTERISTICA 39	8.894,65	800,17	1.494,66	3.133,26	1.597,72
SLE - CARATTERISTICA 40	8.894,65	800,17	1.494,66	3.133,26	1.597,72
SLU - STR 01	13.623,08	1.654,73	153,18	308,98	793,43
SLU - STR 02	13.623,08	1.654,73	153,18	308,98	793,43
SLU - STR 03	15.370,65	1.654,73	2.691,08	4.153,65	1.372,01
SLU - STR 04	15.370,65	1.654,73	2.691,08	4.153,65	1.372,01
SLU - STR 05	14.601,96	1.654,73	2.691,08	2.462,53	2.717,21
SLU - STR 06	14.601,96	1.654,73	2.691,08	2.462,53	2.717,21
SLU - STR 07	13.393,24	1.193,48	2.691,08	6.072,73	1.372,01
SLU - STR 08	13.393,24	1.193,48	2.691,08	6.072,73	1.372,01
SLU - STR 09	12.624,55	1.193,48	2.691,08	4.381,61	2.717,21
SLU - STR 10	12.624,55	1.193,48	2.691,08	4.381,61	2.717,21
SLU - STR 11	13.128,72	1.821,36	2.691,08	1.409,01	793,43
SLU - STR 12	13.128,72	1.821,36	2.691,08	1.409,01	793,43
SLU - STR 13	14.439,40	1.821,36	2.691,08	4.292,51	1.227,36
SLU - STR 14	14.439,40	1.821,36	2.691,08	4.292,51	1.227,36
SLU - STR 15	13.862,89	1.821,36	2.691,08	3.024,17	2.236,27
SLU - STR 16	13.862,89	1.821,36	2.691,08	3.024,17	2.236,27
SLU - STR 17	12.956,34	1.475,42	2.691,08	5.731,82	1.227,36
SLU - STR 18	12.956,34	1.475,42	2.691,08	5.731,82	1.227,36
SLU - STR 19	12.379,83	1.475,42	2.691,08	4.463,49	2.236,27
SLU - STR 20	12.379,83	1.475,42	2.691,08	4.463,49	2.236,27
SLU - STR 21	13.128,72	1.539,42	2.793,20	788,76	1.322,39
SLU - STR 22	13.128,72	1.539,42	2.793,20	788,76	1.322,39
SLU - STR 23	14.439,40	1.539,42	2.793,20	3.672,25	1.756,32
SLU - STR 24	14.439,40	1.539,42	2.793,20	3.672,25	1.756,32
SLU - STR 25	13.862,89	1.539,42	2.793,20	2.403,92	2.765,22

VI09 - RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E STRUTTURE DI FONDAZIONE

COMBINAZIONE	N_{Sd}	$V_{LONG,Sd}$	$V_{TRASV,Sd}$	$M_{LONG,Sd}$	$M_{TRASV,Sd}$
SLU - STR 26	13.862,89	1.539,42	2.793,20	2.403,92	2.765,22
SLU - STR 27	12.956,34	1.193,48	2.793,20	5.111,57	1.756,32
SLU - STR 28	12.956,34	1.193,48	2.793,20	5.111,57	1.756,32
SLU - STR 29	12.379,83	1.193,48	2.793,20	3.843,23	2.765,22
SLU - STR 30	12.379,83	1.193,48	2.793,20	3.843,23	2.765,22
SLU - STR 31	13.128,72	1.539,42	2.691,08	788,76	793,43
SLU - STR 32	13.128,72	1.539,42	2.691,08	788,76	793,43
SLU - STR 33	14.439,40	1.539,42	2.691,08	3.672,25	1.227,36
SLU - STR 34	14.439,40	1.539,42	2.691,08	3.672,25	1.227,36
SLU - STR 35	13.862,89	1.539,42	2.691,08	2.403,92	2.236,27
SLU - STR 36	13.862,89	1.539,42	2.691,08	2.403,92	2.236,27
SLU - STR 37	12.956,34	1.193,48	2.691,08	5.111,57	1.227,36
SLU - STR 38	12.956,34	1.193,48	2.691,08	5.111,57	1.227,36
SLU - STR 39	12.379,83	1.193,48	2.691,08	3.843,23	2.236,27
SLU - STR 40	12.379,83	1.193,48	2.691,08	3.843,23	2.236,27
SLV 01	8.350,83	1.738,95	242,95	4.369,77	642,07
SLV 02	8.350,83	1.738,95	242,95	4.369,77	642,07
SLV 03	8.350,83	1.081,80	2.202,38	2.666,72	2.140,22
SLV 04	8.350,83	1.081,80	2.202,38	2.666,72	2.140,22

10.6 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO SUI PALI DI FONDAZIONE

Numero totale di pali

5

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	
X [m]	-2,00	-2,00	0,00	2,00	2,00	
Y [m]	3,05	-3,05	0,00	3,05	-3,05	
X ²	4,00	4,00	0,00	4,00	4,00	16,00
Y ²	9,30	9,30	0,00	9,30	9,30	37,21

COMBINAZIONE	N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	N _{Sd,5} [kN]	R _{V,Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE 01	1.428,06	1.428,06	1.670,17	1.912,27	1.912,27	160,03
SLE - QUASI PERMANENTE 02	1.428,06	1.428,06	1.670,17	1.912,27	1.912,27	160,03
SLE - FREQUENTE 01	1.781,04	1.781,04	1.889,88	1.998,71	1.998,71	211,28
SLE - FREQUENTE 02	1.781,04	1.781,04	1.889,88	1.998,71	1.998,71	211,28
SLE - FREQUENTE 03	1.734,57	1.681,88	2.084,05	2.486,23	2.433,53	349,58
SLE - FREQUENTE 04	1.734,57	1.681,88	2.084,05	2.486,23	2.433,53	349,58
SLE - FREQUENTE 05	1.827,86	1.652,65	1.998,64	2.344,63	2.169,43	349,58
SLE - FREQUENTE 06	1.827,86	1.652,65	1.998,64	2.344,63	2.169,43	349,58
SLE - FREQUENTE 07	1.381,59	1.328,90	1.864,34	2.399,78	2.347,09	321,21
SLE - FREQUENTE 08	1.381,59	1.328,90	1.864,34	2.399,78	2.347,09	321,21
SLE - FREQUENTE 09	1.474,88	1.299,67	1.778,93	2.258,19	2.082,98	321,21
SLE - FREQUENTE 10	1.474,88	1.299,67	1.778,93	2.258,19	2.082,98	321,21
SLE - FREQUENTE 11	1.442,51	1.413,61	1.670,17	1.926,72	1.897,82	327,13
SLE - FREQUENTE 12	1.442,51	1.413,61	1.670,17	1.926,72	1.897,82	327,13
SLE - FREQUENTE 13	1.428,06	1.428,06	1.670,17	1.912,27	1.912,27	321,21
SLE - FREQUENTE 14	1.428,06	1.428,06	1.670,17	1.912,27	1.912,27	321,21
SLE - CARATTERISTICA 01	1.942,06	1.855,35	1.963,12	2.070,88	1.984,17	229,28
SLE - CARATTERISTICA 02	1.942,06	1.855,35	1.963,12	2.070,88	1.984,17	229,28
SLE - CARATTERISTICA 03	1.880,10	1.723,13	2.222,02	2.720,90	2.563,93	376,18
SLE - CARATTERISTICA 04	1.880,10	1.723,13	2.222,02	2.720,90	2.563,93	376,18
SLE - CARATTERISTICA 05	2.004,48	1.684,16	2.108,14	2.532,11	2.211,79	376,18
SLE - CARATTERISTICA 06	2.004,48	1.684,16	2.108,14	2.532,11	2.211,79	376,18
SLE - CARATTERISTICA 07	1.409,46	1.252,49	1.929,07	2.605,64	2.448,67	339,07
SLE - CARATTERISTICA 08	1.409,46	1.252,49	1.929,07	2.605,64	2.448,67	339,07
SLE - CARATTERISTICA 09	1.533,84	1.213,52	1.815,19	2.416,86	2.096,53	339,07
SLE - CARATTERISTICA 10	1.533,84	1.213,52	1.815,19	2.416,86	2.096,53	339,07
SLE - CARATTERISTICA 11	1.766,97	1.680,25	1.889,88	2.099,50	2.012,79	391,66
SLE - CARATTERISTICA 12	1.766,97	1.680,25	1.889,88	2.099,50	2.012,79	391,66
SLE - CARATTERISTICA 13	1.720,50	1.581,09	2.084,05	2.587,01	2.447,61	391,66
SLE - CARATTERISTICA 14	1.720,50	1.581,09	2.084,05	2.587,01	2.447,61	391,66
SLE - CARATTERISTICA 15	1.813,78	1.551,86	1.998,64	2.445,42	2.183,50	391,66
SLE - CARATTERISTICA 16	1.813,78	1.551,86	1.998,64	2.445,42	2.183,50	391,66
SLE - CARATTERISTICA 17	1.367,52	1.228,11	1.864,34	2.500,57	2.361,16	360,67
SLE - CARATTERISTICA 18	1.367,52	1.228,11	1.864,34	2.500,57	2.361,16	360,67
SLE - CARATTERISTICA 19	1.460,80	1.198,88	1.778,93	2.358,98	2.097,06	360,67
SLE - CARATTERISTICA 20	1.460,80	1.198,88	1.778,93	2.358,98	2.097,06	360,67

VI09 - RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE E STRUTTURE DI FONDAZIONE

Numero totale di pali **5**

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	
X [m]	-2,00	-2,00	0,00	2,00	2,00	
Y [m]	3,05	-3,05	0,00	3,05	-3,05	
X ²	4,00	4,00	0,00	4,00	4,00	16,00
Y ²	9,30	9,30	0,00	9,30	9,30	37,21

COMBINAZIONE	N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	N _{Sd,5} [kN]	R _{V,Sd} [kN]
SLE - CARATTERISTICA 21	1.853,30	1.708,78	1.889,88	2.070,98	1.926,45	377,26
SLE - CARATTERISTICA 22	1.853,30	1.708,78	1.889,88	2.070,98	1.926,45	377,26
SLE - CARATTERISTICA 23	1.806,83	1.609,62	2.084,05	2.558,49	2.361,27	377,26
SLE - CARATTERISTICA 24	1.806,83	1.609,62	2.084,05	2.558,49	2.361,27	377,26
SLE - CARATTERISTICA 25	1.900,12	1.580,39	1.998,64	2.416,90	2.097,16	377,26
SLE - CARATTERISTICA 26	1.900,12	1.580,39	1.998,64	2.416,90	2.097,16	377,26
SLE - CARATTERISTICA 27	1.453,85	1.256,64	1.864,34	2.472,04	2.274,83	351,14
SLE - CARATTERISTICA 28	1.453,85	1.256,64	1.864,34	2.472,04	2.274,83	351,14
SLE - CARATTERISTICA 29	1.547,14	1.227,41	1.778,93	2.330,45	2.010,72	351,14
SLE - CARATTERISTICA 30	1.547,14	1.227,41	1.778,93	2.330,45	2.010,72	351,14
SLE - CARATTERISTICA 31	1.824,40	1.737,69	1.889,88	2.042,07	1.955,36	366,06
SLE - CARATTERISTICA 32	1.824,40	1.737,69	1.889,88	2.042,07	1.955,36	366,06
SLE - CARATTERISTICA 33	1.777,93	1.638,52	2.084,05	2.529,58	2.390,18	366,06
SLE - CARATTERISTICA 34	1.777,93	1.638,52	2.084,05	2.529,58	2.390,18	366,06
SLE - CARATTERISTICA 35	1.871,22	1.609,29	1.998,64	2.387,99	2.126,07	366,06
SLE - CARATTERISTICA 36	1.871,22	1.609,29	1.998,64	2.387,99	2.126,07	366,06
SLE - CARATTERISTICA 37	1.424,95	1.285,54	1.864,34	2.443,14	2.303,73	339,07
SLE - CARATTERISTICA 38	1.424,95	1.285,54	1.864,34	2.443,14	2.303,73	339,07
SLE - CARATTERISTICA 39	1.518,23	1.256,31	1.778,93	2.301,55	2.039,63	339,07
SLE - CARATTERISTICA 40	1.518,23	1.256,31	1.778,93	2.301,55	2.039,63	339,07
SLU - STR 01	2.751,03	2.620,96	2.724,62	2.828,27	2.698,20	332,36
SLU - STR 02	2.751,03	2.620,96	2.724,62	2.828,27	2.698,20	332,36
SLU - STR 03	2.667,38	2.442,46	3.074,13	3.705,80	3.480,88	631,82
SLU - STR 04	2.667,38	2.442,46	3.074,13	3.705,80	3.480,88	631,82
SLU - STR 05	2.835,30	2.389,85	2.920,39	3.450,93	3.005,49	631,82
SLU - STR 06	2.835,30	2.389,85	2.920,39	3.450,93	3.005,49	631,82
SLU - STR 07	2.032,02	1.807,10	2.678,65	3.550,20	3.325,28	588,77
SLU - STR 08	2.032,02	1.807,10	2.678,65	3.550,20	3.325,28	588,77
SLU - STR 09	2.199,93	1.754,49	2.524,91	3.295,33	2.849,89	588,77
SLU - STR 10	2.199,93	1.754,49	2.524,91	3.295,33	2.849,89	588,77
SLU - STR 11	2.514,65	2.384,58	2.625,74	2.866,91	2.736,84	649,90
SLU - STR 12	2.514,65	2.384,58	2.625,74	2.866,91	2.736,84	649,90
SLU - STR 13	2.451,92	2.250,71	2.887,88	3.525,05	3.323,84	649,90
SLU - STR 14	2.451,92	2.250,71	2.887,88	3.525,05	3.323,84	649,90
SLU - STR 15	2.577,86	2.211,25	2.772,58	3.333,90	2.967,30	649,90
SLU - STR 16	2.577,86	2.211,25	2.772,58	3.333,90	2.967,30	649,90
SLU - STR 17	1.975,39	1.774,19	2.591,27	3.408,35	3.207,14	613,80
SLU - STR 18	1.975,39	1.774,19	2.591,27	3.408,35	3.207,14	613,80
SLU - STR 19	2.101,33	1.734,73	2.475,97	3.217,20	2.850,60	613,80
SLU - STR 20	2.101,33	1.734,73	2.475,97	3.217,20	2.850,60	613,80
SLU - STR 21	2.635,54	2.418,76	2.625,74	2.832,73	2.615,95	637,87
SLU - STR 22	2.635,54	2.418,76	2.625,74	2.832,73	2.615,95	637,87
SLU - STR 23	2.572,81	2.284,89	2.887,88	3.490,87	3.202,95	637,87
SLU - STR 24	2.572,81	2.284,89	2.887,88	3.490,87	3.202,95	637,87
SLU - STR 25	2.698,75	2.245,43	2.772,58	3.299,72	2.846,41	637,87
SLU - STR 26	2.698,75	2.245,43	2.772,58	3.299,72	2.846,41	637,87
SLU - STR 27	2.096,28	1.808,36	2.591,27	3.374,17	3.086,25	607,50
SLU - STR 28	2.096,28	1.808,36	2.591,27	3.374,17	3.086,25	607,50
SLU - STR 29	2.222,22	1.768,90	2.475,97	3.183,03	2.729,71	607,50
SLU - STR 30	2.222,22	1.768,90	2.475,97	3.183,03	2.729,71	607,50

Numero totale di pali **5**

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	
X [m]	-2,00	-2,00	0,00	2,00	2,00	
Y [m]	3,05	-3,05	0,00	3,05	-3,05	
X ²	4,00	4,00	0,00	4,00	4,00	16,00
Y ²	9,30	9,30	0,00	9,30	9,30	37,21

COMBINAZIONE	N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	N _{Sd,5} [kN]	R _{V,Sd} [kN]
SLU - STR 31	2.592,19	2.462,11	2.625,74	2.789,37	2.659,30	620,06
SLU - STR 32	2.592,19	2.462,11	2.625,74	2.789,37	2.659,30	620,06
SLU - STR 33	2.529,45	2.328,25	2.887,88	3.447,52	3.246,31	620,06
SLU - STR 34	2.529,45	2.328,25	2.887,88	3.447,52	3.246,31	620,06
SLU - STR 35	2.655,39	2.288,79	2.772,58	3.256,37	2.889,77	620,06
SLU - STR 36	2.655,39	2.288,79	2.772,58	3.256,37	2.889,77	620,06
SLU - STR 37	2.052,93	1.851,72	2.591,27	3.330,82	3.129,61	588,77
SLU - STR 38	2.052,93	1.851,72	2.591,27	3.330,82	3.129,61	588,77
SLU - STR 39	2.178,86	1.812,26	2.475,97	3.139,67	2.773,07	588,77
SLU - STR 40	2.178,86	1.812,26	2.475,97	3.139,67	2.773,07	588,77
SLV 01	1.176,57	1.071,32	1.670,17	2.269,01	2.163,76	351,17
SLV 02	1.176,57	1.071,32	1.670,17	2.269,01	2.163,76	351,17
SLV 03	1.512,25	1.161,40	1.670,17	2.178,93	1.828,08	490,75
SLV 04	1.512,25	1.161,40	1.670,17	2.178,93	1.828,08	490,75

COMBINAZIONE	N _{Sd,max} [kN]	N _{Sd,min} [kN]	R _{V,Sd,max} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.912,27	1.428,06	160,03
SLE - FREQUENTE	2.486,23	1.299,67	349,58
SLE - CARATTERISTICA	2.720,90	1.198,88	391,66
SLU - STR	3.705,80	1.734,73	649,90
SLV	2.269,01	1.071,32	490,75

10.7 VERIFICA GEOTECNICA E STRUTTURALE DEI PALI DI FONDAZIONE

10.7.1 DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOMECCANICI PER LE VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI DI FONDAZIONE

Sulla base di quanto riportato all'interno del profilo geotecnico, sono state desunte le seguenti stratigrafie per le tre pile in esame. Per la verifica dei pali di fondazione è stata successivamente definita una stratigrafia media, all'interno della quale sono state definite, per ciascuno strato, delle profondità medie:

DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA					
STRATO	SPESSORE STRATI TERRENO		STRATIGRAFIA MEDIA	QUOTA INIZIO STRATO [m]	QUOTA FINE STRATO [m]
	SOTTOSTRUTTURA				
	SPALLA A				
Ug1a	5,00		5,00	0,00	5,00
Ug1	5,50		5,50	5,00	10,50
Ug2	24,50		24,50	10,50	35,00

Per le verifiche geotecniche sono stati successivamente definiti, sulla base di quanto riportato all'interno della relazione geotecnica, valori medi per i parametri geomeccanici:

STRATO	γ_{medio} [kN/m ³]	ϕ_{medio} [°]	c'_{medio} [kN/m ²]
Ug1a	19,00	30,50	2,50
Ug1	20,00	37,50	0,00
Ug2	19,00	32,50	5,00

Per la determinazione del modulo di deformazione orizzontale del terreno n_h si è fatto riferimento alla seguente relazione (Viggiani – 1999 – [14.25]):

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35}$$

Il coefficiente A per terreni incoerenti è determinato secondo la seguente tabella (Viggiani 1999 – Tab. 14.5), in relazione allo stato di addensamento del terreno:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

È stato considerato, a favore di sicurezza, uno stato di addensamento "**medio**".

Di seguito è riportata, per ciascuno strato di terreno individuato, la determinazione del modulo di deformazione orizzontale. Tale determinazione è stata eseguita mediante una media ponderata su tutta la lunghezza del palo (19,00 m) dei valori del modulo di deformazione orizzontale di ciascuno strato di terreno:

STRATO	H_{strato} [m]	STATO DI ADDENSAMENTO	A (Viggiani)	γ_{medio} [kN/m ³]	n_h [N/cm ³]
Ug1a	5,00	MEDIO	600,00	19,00	8,44
Ug1	5,50	MEDIO	600,00	20,00	8,89
Ug2	8,50	MEDIO	600,00	19,00	8,44

Modulo di deformazione orizzontale del terreno - Valore medio ponderato
 Modulo di deformazione orizzontale del terreno - Valore medio ponderato

$n_{h, \text{medio}}$	8,57	[N/cm ³]
$n_{h, \text{medio}}$	8.573,10	[kN/m ³]

10.7.2 FORMULAZIONI ADOTTATE PER LA VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo – terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

10.7.2.1 Palo in terreno coesivo saturo

Stima della capacità portante laterale Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale Q_S per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza a taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo.

Per la valutazione del coefficiente α per i pali trivellati si assume la seguente formulazione con c_u espresso in [kPa] (Viggiani, 1999):

- $c_u < 25 \rightarrow \alpha = 0,70$
- $25 < c_u < 70 \rightarrow \alpha = 0,70 - 0,08 \cdot (c_u - 25)$
- $70 < c_u \rightarrow \alpha = 0,35$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali. L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

in cui:

- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo;
- $\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;

- N_c è il fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a **9,00**.

10.7.2.2 Palo in terreno incoerente

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi a elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Stima della capacità portante laterale Q_s

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

in cui:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;
- σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale prima della messa in opera del palo;
- K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e $\sigma'_{v0} \rightarrow K = 1 - \text{sen}(\varphi')$
- $\tan \delta$ è il coefficiente di attrito palo – terreno $\rightarrow \mu = \tan \delta = \tan(\varphi')$

Stima della capacità portante di punta Q_p

Per la stima della capacità portante di punta Q_p dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

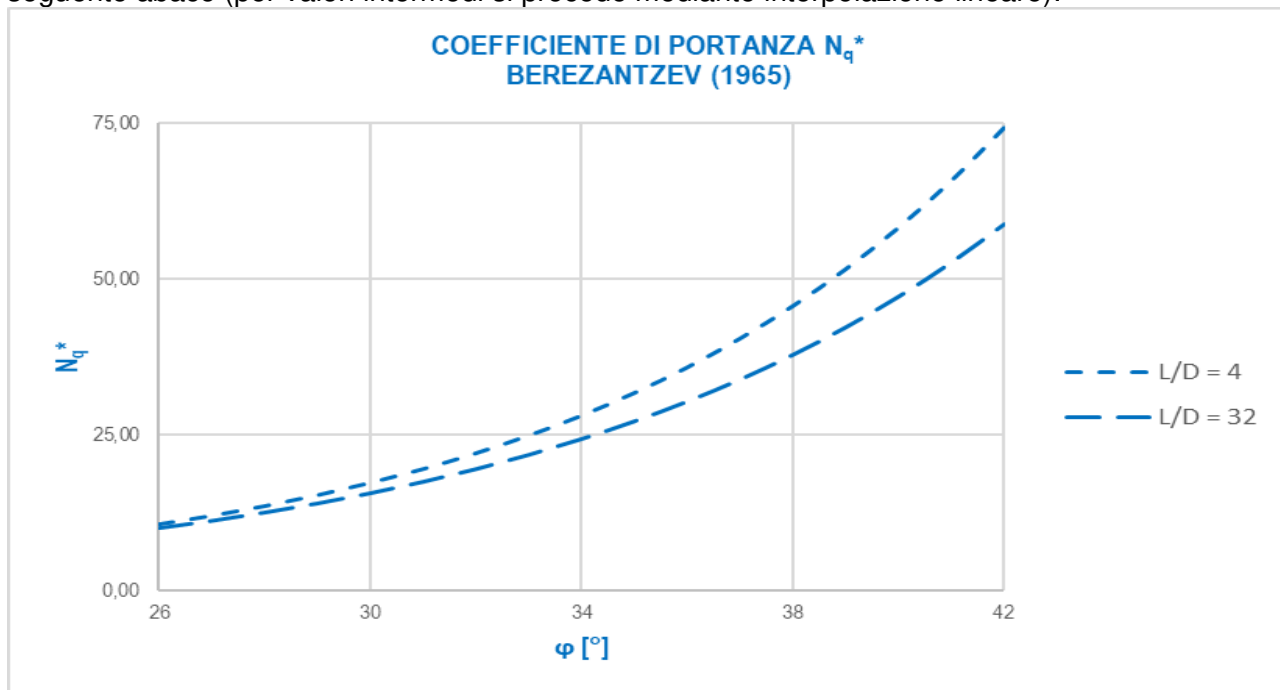
$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot \sigma'_{v0,p} \cdot N_q$$

in cui:

- A_p è l'area di base del palo;
- q_p è la capacità portante unitaria;
- $\sigma'_{v0,p}$ è la tensione verticale efficace alla punta;
- N_q è il fattore di capacità portante.

10.7.3 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA PUNTA N_q

Il fattore di capacità portante N_q è definito mediante il metodo di Berezantzev "ridotto" (1965), in funzione al valore dell'angolo di attrito del terreno in corrispondenza della base del palo e del rapporto tra lunghezza del palo L e diametro del palo D . Il valore di N_q^* è estrapolabile dal seguente abaco (per valori intermedi si procede mediante interpolazione lineare):



Avendo già utilizzato un coefficiente di capacità portante ridotto, non è stata considerata la riduzione di Kishida per gli angoli di attrito (condizione eccessivamente cautelativa).

10.7.4 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE LATERALE CARATTERISTICA

Di seguito è riportata la determinazione del valore caratteristico della portanza laterale per una lunghezza dei pali pari a **19,00 m**:

CARICO LIMITE ULTIMO DEI PALI DI FONDAZIONE			
Diámetro del palo	D	1,20	[m]
Lunghezza del palo	L	19,00	[m]
Quota di falda	Q.F.	19,50	[m]
Pressione al piano di posa della zattera di fondazione	p	0,00	[kN/m ²]

CALCOLO DELLA RESISTENZA LATERALE CARATTERISTICA													
Z	γ	γ'	γ _w	σ _v	σ _w	σ' _v	φ	K = 1-sen(φ)	μ=tan(δ)=tan(φ)	τ _s	τ _{s,media}	R _{L,k}	
[m]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[°]			[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	
0,00	19,00	9,00	10,00	0,00	0,00	0,00	30,50	0,492	0,589	0,00	0,00	0,00	
0,50	19,00	9,00	10,00	9,50	0,00	9,50	30,50	0,492	0,589	2,76	1,38	2,60	
1,00	19,00	9,00	10,00	19,00	0,00	19,00	30,50	0,492	0,589	5,51	4,13	10,39	
1,50	19,00	9,00	10,00	28,50	0,00	28,50	30,50	0,492	0,589	8,27	6,89	23,38	
2,00	19,00	9,00	10,00	38,00	0,00	38,00	30,50	0,492	0,589	11,02	9,65	41,56	
2,50	19,00	9,00	10,00	47,50	0,00	47,50	30,50	0,492	0,589	13,78	12,40	64,93	
3,00	19,00	9,00	10,00	57,00	0,00	57,00	30,50	0,492	0,589	16,53	15,16	93,50	
3,50	19,00	9,00	10,00	66,50	0,00	66,50	30,50	0,492	0,589	19,29	17,92	122,77	
4,00	19,00	9,00	10,00	76,00	0,00	76,00	30,50	0,492	0,589	22,05	20,67	166,22	
4,50	19,00	9,00	10,00	85,50	0,00	85,50	30,50	0,492	0,589	24,80	23,42	210,38	
5,00	19,00	9,00	10,00	95,00	0,00	95,00	30,50	0,492	0,589	27,56	26,18	259,73	
5,50	20,00	10,00	10,00	105,00	0,00	105,00	37,50	0,391	0,767	31,52	29,54	315,41	
6,00	20,00	10,00	10,00	115,00	0,00	115,00	37,50	0,391	0,767	34,52	33,02	377,65	
6,50	20,00	10,00	10,00	125,00	0,00	125,00	37,50	0,391	0,767	37,53	36,02	445,56	
7,00	20,00	10,00	10,00	135,00	0,00	135,00	37,50	0,391	0,767	40,53	39,03	519,12	
7,50	20,00	10,00	10,00	145,00	0,00	145,00	37,50	0,391	0,767	43,53	42,03	598,35	
8,00	20,00	10,00	10,00	155,00	0,00	155,00	37,50	0,391	0,767	46,53	45,03	683,23	
8,50	20,00	10,00	10,00	165,00	0,00	165,00	37,50	0,391	0,767	49,53	48,03	773,77	
9,00	20,00	10,00	10,00	175,00	0,00	175,00	37,50	0,391	0,767	52,54	51,04	869,97	
9,50	20,00	10,00	10,00	185,00	0,00	185,00	37,50	0,391	0,767	55,54	54,04	971,83	
10,00	20,00	10,00	10,00	195,00	0,00	195,00	37,50	0,391	0,767	58,54	57,04	1.079,34	
10,50	20,00	10,00	10,00	205,00	0,00	205,00	37,50	0,391	0,767	61,54	60,04	1.192,52	
11,00	19,00	9,00	10,00	214,50	0,00	214,50	32,50	0,463	0,637	63,23	62,39	1.310,11	
11,50	19,00	9,00	10,00	224,00	0,00	224,00	32,50	0,463	0,637	66,03	64,63	1.431,94	
12,00	19,00	9,00	10,00	233,50	0,00	233,50	32,50	0,463	0,637	68,83	67,43	1.559,04	
12,50	19,00	9,00	10,00	243,00	0,00	243,00	32,50	0,463	0,637	71,63	70,23	1.691,42	
13,00	19,00	9,00	10,00	252,50	0,00	252,50	32,50	0,463	0,637	74,43	73,03	1.829,07	
13,50	19,00	9,00	10,00	262,00	0,00	262,00	32,50	0,463	0,637	77,23	75,83	1.971,01	
14,00	19,00	9,00	10,00	271,50	0,00	271,50	32,50	0,463	0,637	80,03	78,63	2.120,23	
14,50	19,00	9,00	10,00	281,00	0,00	281,00	32,50	0,463	0,637	82,83	81,43	2.273,72	
15,00	19,00	9,00	10,00	290,50	0,00	290,50	32,50	0,463	0,637	85,63	84,23	2.432,49	
15,50	19,00	9,00	10,00	300,00	0,00	300,00	32,50	0,463	0,637	88,43	87,03	2.596,54	
16,00	19,00	9,00	10,00	309,50	0,00	309,50	32,50	0,463	0,637	91,23	89,83	2.765,87	
16,50	19,00	9,00	10,00	319,00	0,00	319,00	32,50	0,463	0,637	94,03	92,63	2.940,48	
17,00	19,00	9,00	10,00	328,50	0,00	328,50	32,50	0,463	0,637	96,83	95,43	3.120,37	
17,50	19,00	9,00	10,00	338,00	0,00	338,00	32,50	0,463	0,637	99,63	98,23	3.305,53	
18,00	19,00	9,00	10,00	347,50	0,00	347,50	32,50	0,463	0,637	102,43	101,03	3.495,98	
18,50	19,00	9,00	10,00	357,00	0,00	357,00	32,50	0,463	0,637	105,23	103,83	3.691,70	
19,00	19,00	9,00	10,00	366,50	0,00	366,50	32,50	0,463	0,637	108,03	106,63	3.892,70	
19,50	19,00	9,00	10,00	376,00	0,00	376,00	32,50	0,463	0,637	110,83	109,43	4.098,98	
20,00	19,00	9,00	10,00	385,50	5,00	380,50	32,50	0,463	0,637	112,16	111,50	4.309,14	
20,50	19,00	9,00	10,00	395,00	10,00	385,00	32,50	0,463	0,637	113,49	112,82	4.521,81	
21,00	19,00	9,00	10,00	404,50	15,00	389,50	32,50	0,463	0,637	114,81	114,15	4.736,98	
21,50	19,00	9,00	10,00	414,00	20,00	394,00	32,50	0,463	0,637	116,14	115,48	4.954,65	
22,00	19,00	9,00	10,00	423,50	25,00	398,50	32,50	0,463	0,637	117,47	116,80	5.174,82	
22,50	19,00	9,00	10,00	433,00	30,00	403,00	32,50	0,463	0,637	118,79	118,13	5.397,49	
23,00	19,00	9,00	10,00	442,50	35,00	407,50	32,50	0,463	0,637	120,12	119,46	5.622,66	
23,50	19,00	9,00	10,00	452,00	40,00	412,00	32,50	0,463	0,637	121,45	120,78	5.850,33	
24,00	19,00	9,00	10,00	461,50	45,00	416,50	32,50	0,463	0,637	122,77	122,11	6.080,50	
24,50	19,00	9,00	10,00	471,00	50,00	421,00	32,50	0,463	0,637	124,10	123,44	6.313,18	
25,00	19,00	9,00	10,00	480,50	55,00	425,50	32,50	0,463	0,637	125,43	124,76	6.548,35	
25,50	19,00	9,00	10,00	490,00	60,00	430,00	32,50	0,463	0,637	126,75	126,09	6.786,02	
26,00	19,00	9,00	10,00	499,50	65,00	434,50	32,50	0,463	0,637	128,08	127,42	7.026,19	
35,00	19,00	9,00	10,00	670,50	155,00	515,50	32,50	0,463	0,637	151,96	140,02	11.776,86	

RESISTENZA LATERALE CARATTERISTICA DEL PALO DI FONDAZIONE

R_{L,k} **3.892,70** [kN]

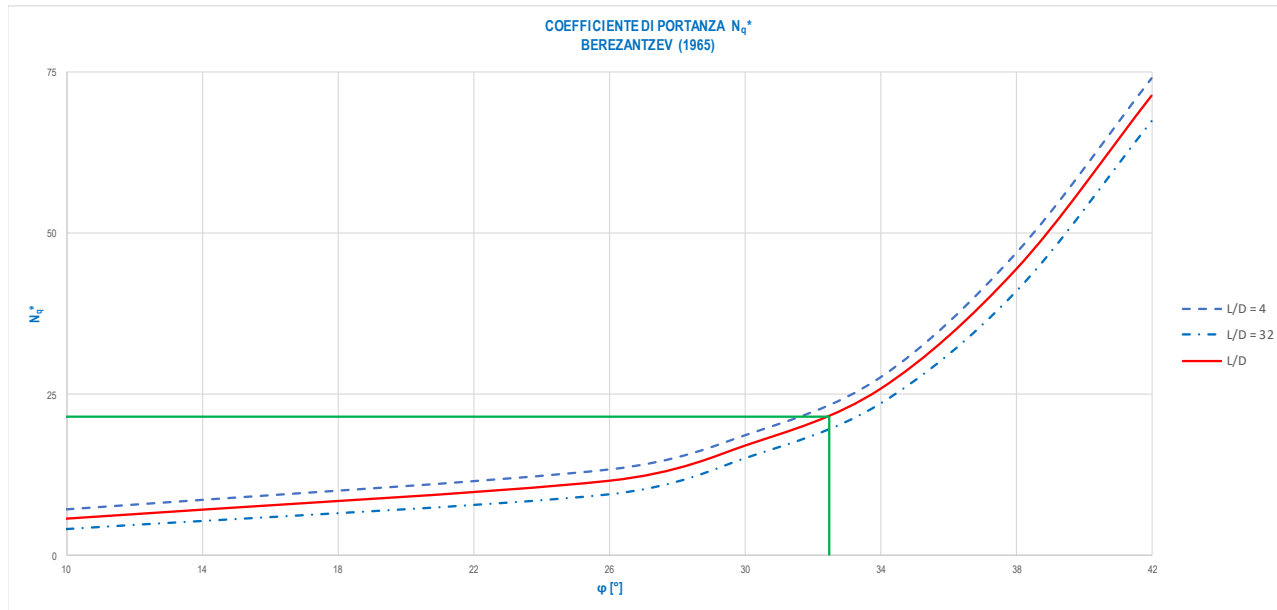
10.7.5 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI PUNTA CARATTERISTICA

Di seguito è riportata la determinazione del valore caratteristico della portanza di punta per una lunghezza dei pali pari a **19,00 m**:

CALCOLO DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA ALLA PUNTA

Angolo di attrito del terreno in corrispondenza della punta del palo
 Rapporto L/D
 Coefficiente di portanza alla punta

ϕ	32,50	[°]
L/D	15,83	[-]
N_q	21,55	[-]



Area della sezione del palo
 Pressione verticale efficace in corrispondenza della punta
RESISTENZA CARATTERISTICA DI PUNTA DEL PALO DI FONDAZIONE

A_p	1,13	[m ²]
σ'_v	366,50	[kN/m ²]
$R_{p,k}$	8.932,54	[kN]

10.7.6 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE TOTALE DI CALCOLO E VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO

CALCOLO DELLA RESISTENZE DI CALCOLO

Numero di verticali indagate
 Coefficiente di correlazione
 Resistenza di calcolo del palo in compressione
 Resistenza di calcolo del palo in trazione

n	1	[-]
ξ	1,70	[-]
$R_{c,Ed}$	5.883,32	[kN]
$R_{t,Ed}$	-1.831,86	[kN]

VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO DEI PALI DI FONDAZIONE									
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	$N_{Sd,max}$ [kN]	R_{Sd} [kN]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$N_{Sd,min}$ [kN]	R_{Sd} [kN]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	COEFFICIENTE DI SICUREZZA MINIMO	VERIFICA
SPALLA A	SLU - STR	3.705,80	5.883,32	1,59	1.842,68	5.883,32	3,19	1,59	POSITIVA
	SLV	2.269,01	5.883,32	2,59	455,65	5.883,32	12,91	2,59	POSITIVA

Il minimo coefficiente di sicurezza è risultato pari a **1,59**.

10.7.7 VALUTAZIONE DELLE AZIONI FLETTENTI DI CALCOLO SUI PALI DI FONDAZIONE

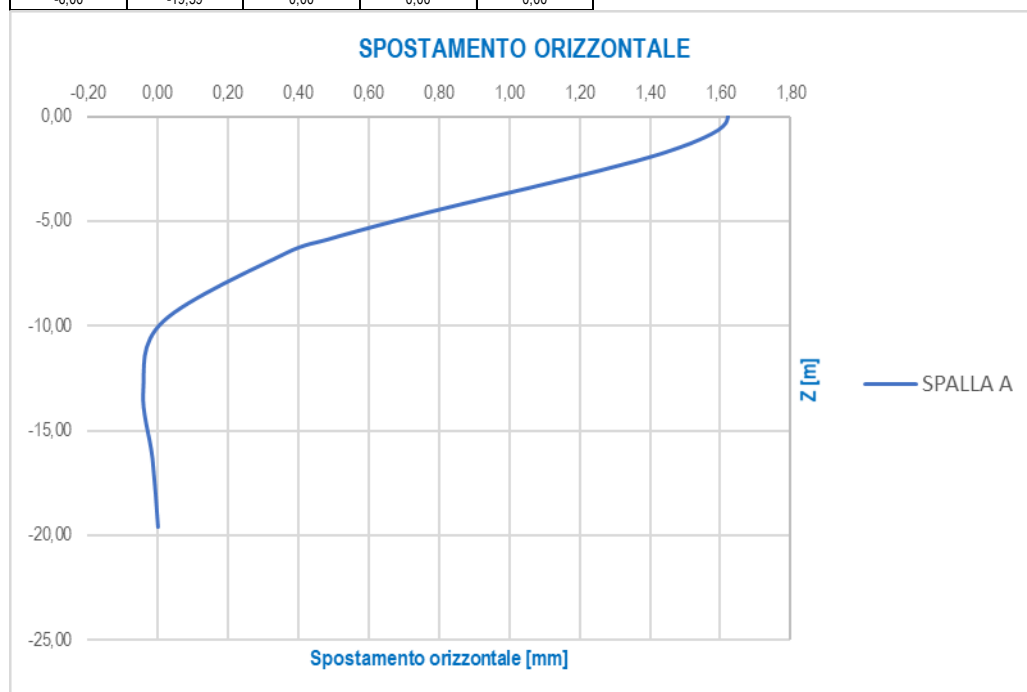
Per la valutazione delle azioni sollecitanti di calcolo sui pali di fondazione è stato utilizzato il metodo di Matlock & Reese con rigidità del suolo variabile con la profondità.

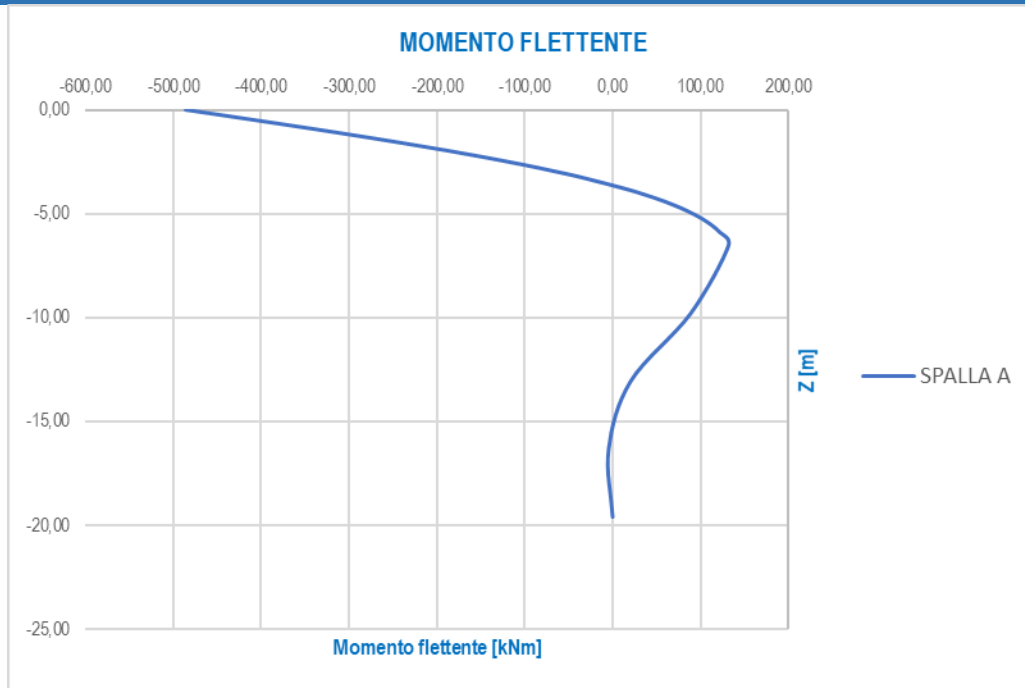
VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE		
Diámetro del palo	D	1,20 [m]
Lunghezza del palo	L	19,00 [m]
Modulo elastico del calcestruzzo	E_c	31.220.190,00 [kN/m ²]
Momento di inerzia della sezione trasversale del palo	J_p	0,102 [m ⁴]
Modulo di deformazione orizzontale del terreno	n_h	8.573,10 [kN/m ³]
Fattore di rigidità	T	3,26 [m]
Rapporto L/T	A = L/T	5,82 [-]
Coefficiente di profondità massimo	Z_{max}	5,82 [-]

AZIONI TAGLIANTI (RISULTANTI) DI CALCOLO IN TESTA PALO			
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	$R_{v,Sd,max}$ [kN]	MOMENTO SUPERIORE AGENTE IN TESTA PALO
			M_t [kNm]
SPALLA A	SLE - QUASI PERMANENTE	160,03	-485,84
	SLE - FREQUENTE	349,58	-1.061,28
	SLE - CARATTERISTICA	391,66	-1.189,02
	SLU - STR	649,90	-1.973,01
	SLV	490,75	-1.489,83

10.7.7.1 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanenti

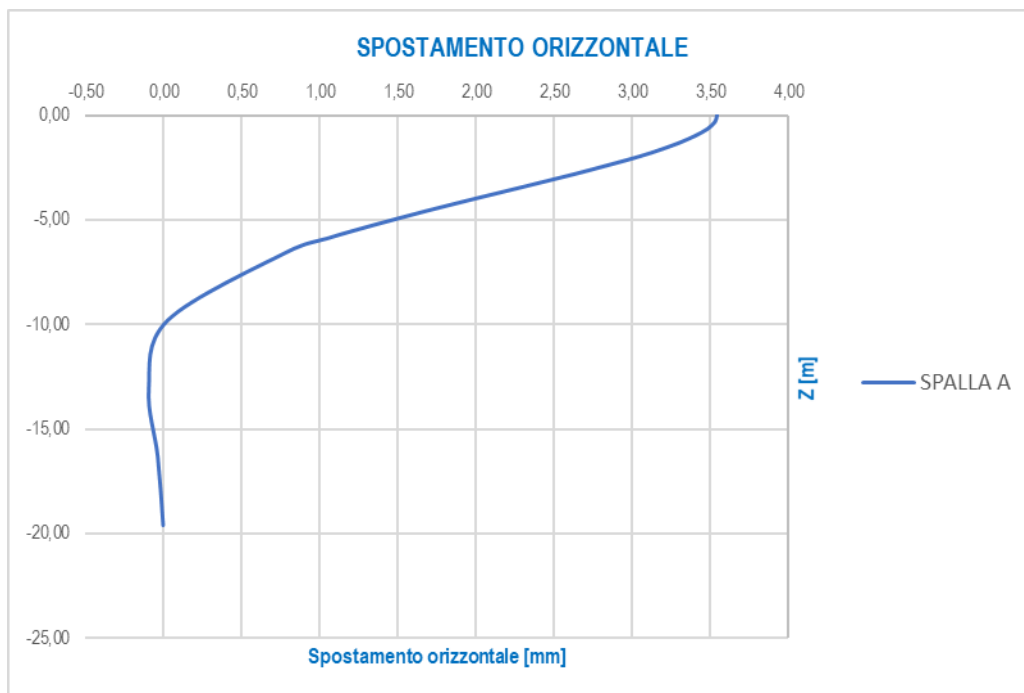
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - QUASI PERMANENTE				
z/T	z [m]	SPALLA A		
		d_H [mm]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]
0,00	0,00	1,62	-485,84	160,03
-0,10	-0,33	1,61	-433,60	159,31
-0,20	-0,65	1,59	-381,92	158,76
-0,30	-0,98	1,56	-330,90	153,62
-0,40	-1,31	1,51	-281,53	148,57
-0,50	-1,63	1,46	-234,39	142,66
-0,60	-1,96	1,40	-188,48	135,28
-0,70	-2,29	1,32	-145,37	127,26
-0,80	-2,61	1,25	-105,01	118,44
-0,90	-2,94	1,17	-67,94	109,17
-1,00	-3,26	1,09	-34,14	99,30
-1,20	-3,92	0,93	24,16	79,06
-1,40	-4,57	0,77	69,04	58,90
-1,60	-5,22	0,62	101,13	40,11
-1,80	-5,88	0,48	121,65	23,15
-2,00	-6,53	0,36	131,79	8,49
-3,00	-9,79	0,01	88,88	-22,71
-4,00	-13,06	-0,04	20,41	-19,49
-5,00	-16,32	-0,02	-4,61	-2,24
-6,00	-19,59	0,00	0,00	0,00

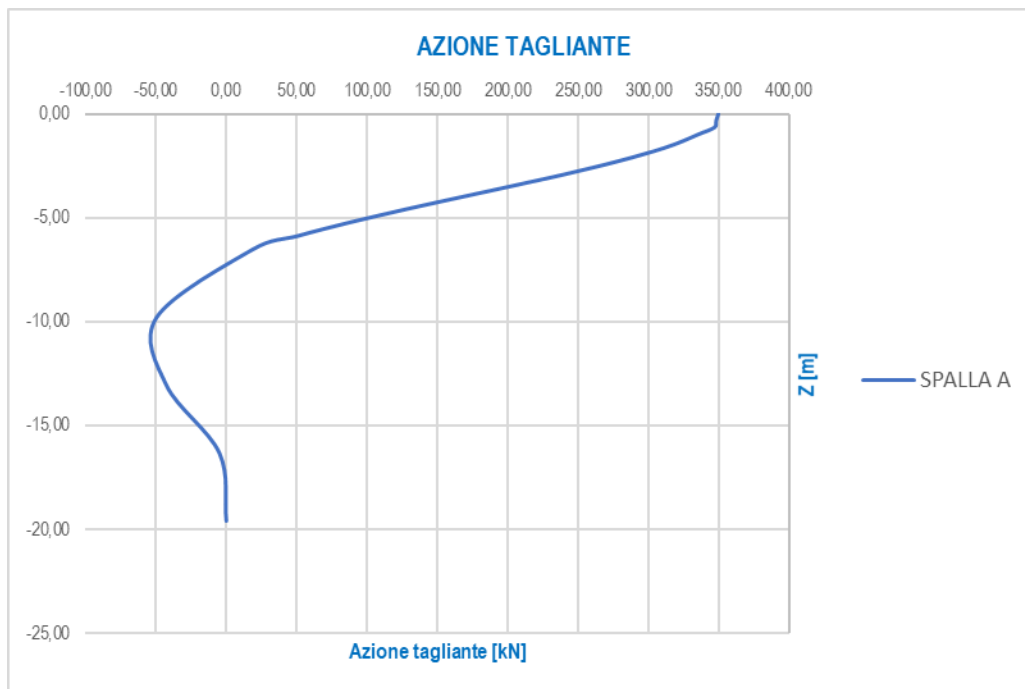
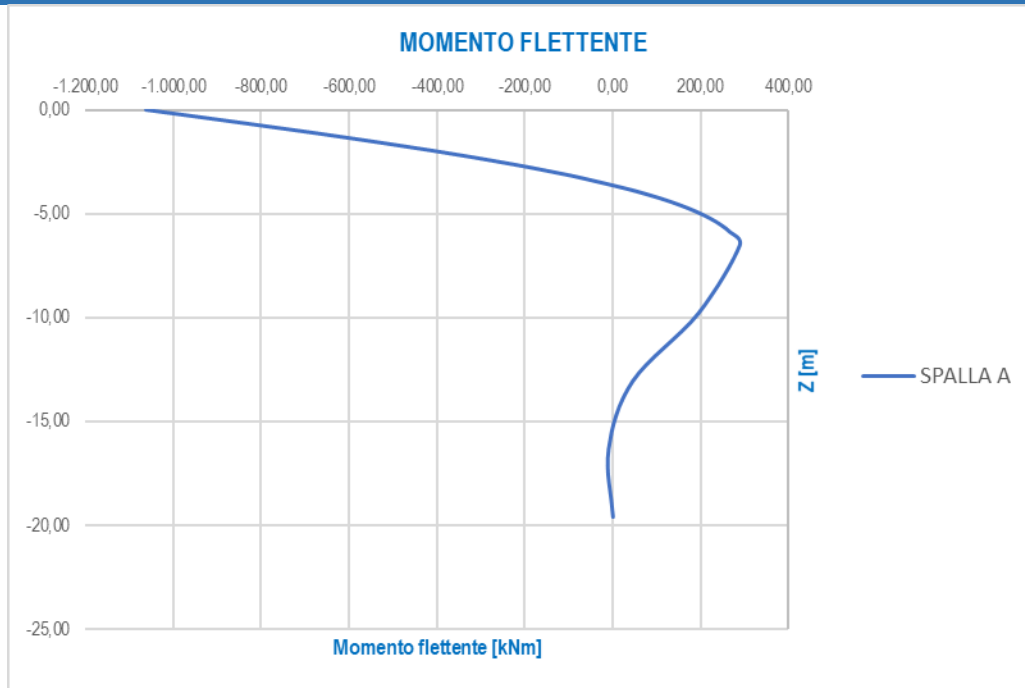




10.7.7.2 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Frequenti

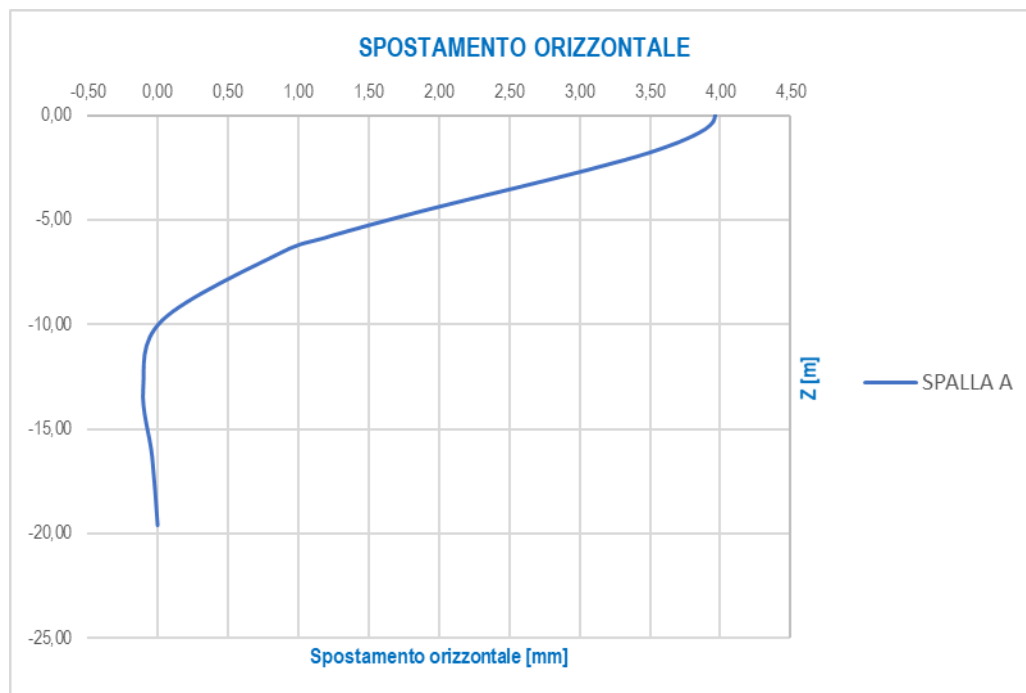
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - FREQUENTE				
z/T	z [m]	SPALLA A		
		d _H [mm]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
0,00	0,00	3,54	-1.061,28	349,58
-0,10	-0,33	3,53	-947,16	348,01
-0,20	-0,65	3,48	-834,27	346,80
-0,30	-0,98	3,40	-722,83	335,58
-0,40	-1,31	3,30	-614,98	324,53
-0,50	-1,63	3,18	-512,02	311,62
-0,60	-1,96	3,05	-411,73	295,51
-0,70	-2,29	2,89	-317,55	277,98
-0,80	-2,61	2,73	-229,40	258,73
-0,90	-2,94	2,56	-148,41	238,47
-1,00	-3,26	2,39	-74,59	216,92
-1,20	-3,92	2,03	52,78	172,70
-1,40	-4,57	1,68	150,82	128,67
-1,60	-5,22	1,35	220,91	87,61
-1,80	-5,88	1,05	265,73	50,58
-2,00	-6,53	0,79	287,89	18,56
-3,00	-9,79	0,03	194,15	-49,61
-4,00	-13,06	-0,09	44,57	-42,58
-5,00	-16,32	-0,03	-10,07	-4,88
-6,00	-19,59	0,00	0,00	0,00

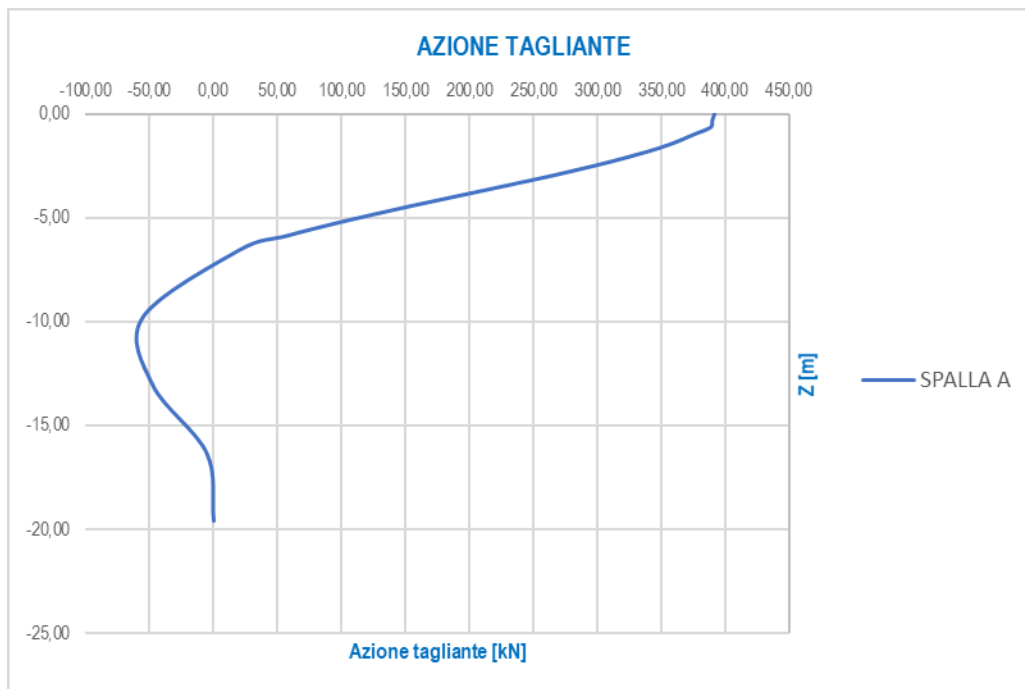
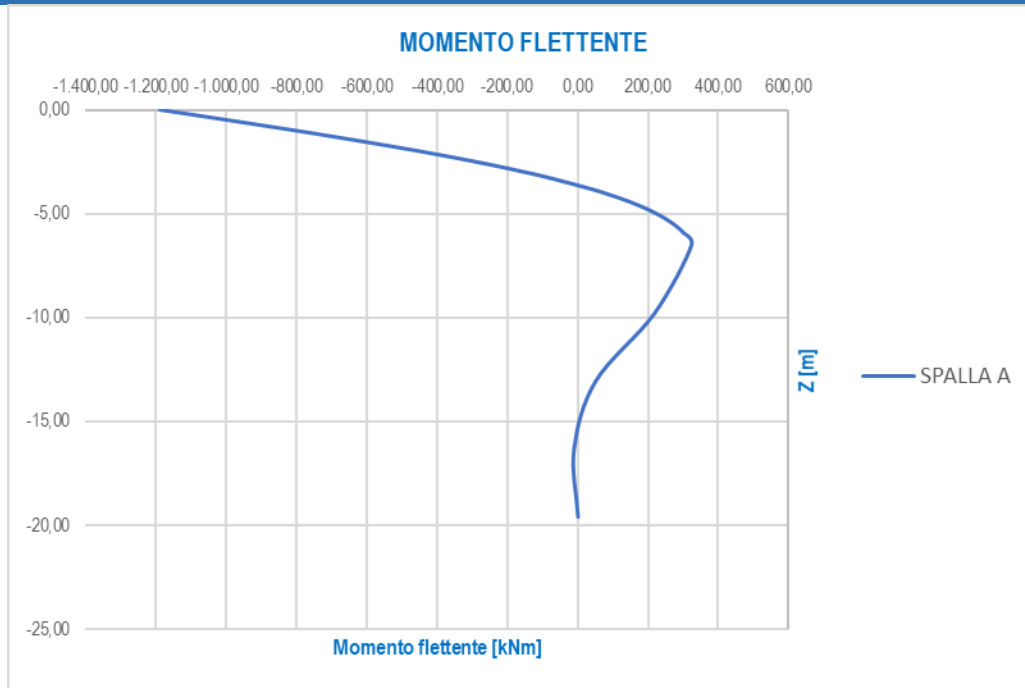




10.7.7.3 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Caratteristiche

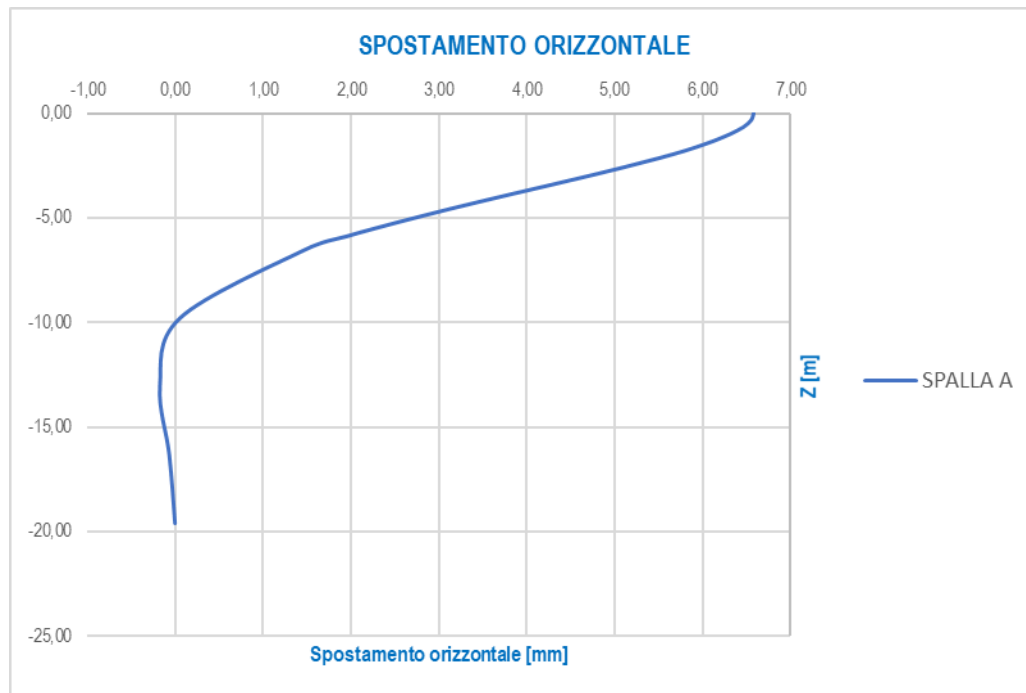
STATO LIMITE DI ESERCIZIO - CARATTERISTICA				
z/T	z [m]	SPALLA A		
		d _H [mm]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
0,00	0,00	3,97	-1.189,02	391,66
-0,10	-0,33	3,95	-1.061,16	389,90
-0,20	-0,65	3,90	-934,68	388,54
-0,30	-0,98	3,81	-809,83	375,97
-0,40	-1,31	3,70	-689,00	363,59
-0,50	-1,63	3,57	-573,64	349,13
-0,60	-1,96	3,42	-461,29	331,08
-0,70	-2,29	3,24	-355,77	311,44
-0,80	-2,61	3,06	-257,01	289,87
-0,90	-2,94	2,87	-166,27	267,17
-1,00	-3,26	2,67	-83,56	243,02
-1,20	-3,92	2,27	59,13	193,49
-1,40	-4,57	1,89	168,97	144,16
-1,60	-5,22	1,52	247,49	98,15
-1,80	-5,88	1,18	297,71	56,66
-2,00	-6,53	0,89	322,54	20,79
-3,00	-9,79	0,03	217,51	-55,58
-4,00	-13,06	-0,10	49,94	-47,71
-5,00	-16,32	-0,04	-11,28	-5,47
-6,00	-19,59	0,00	0,00	0,00

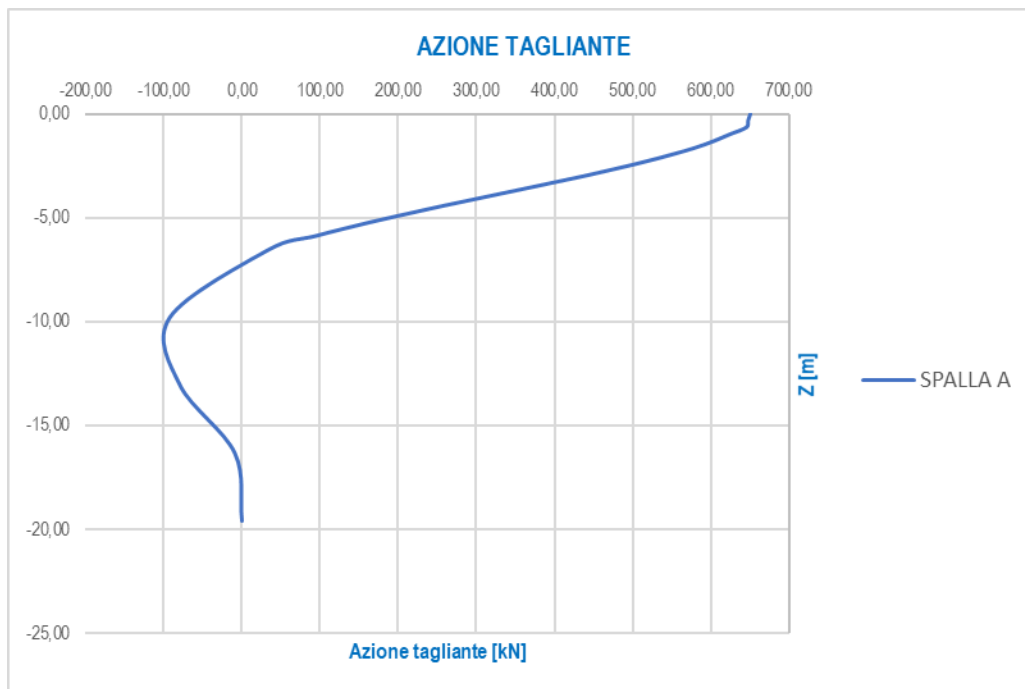
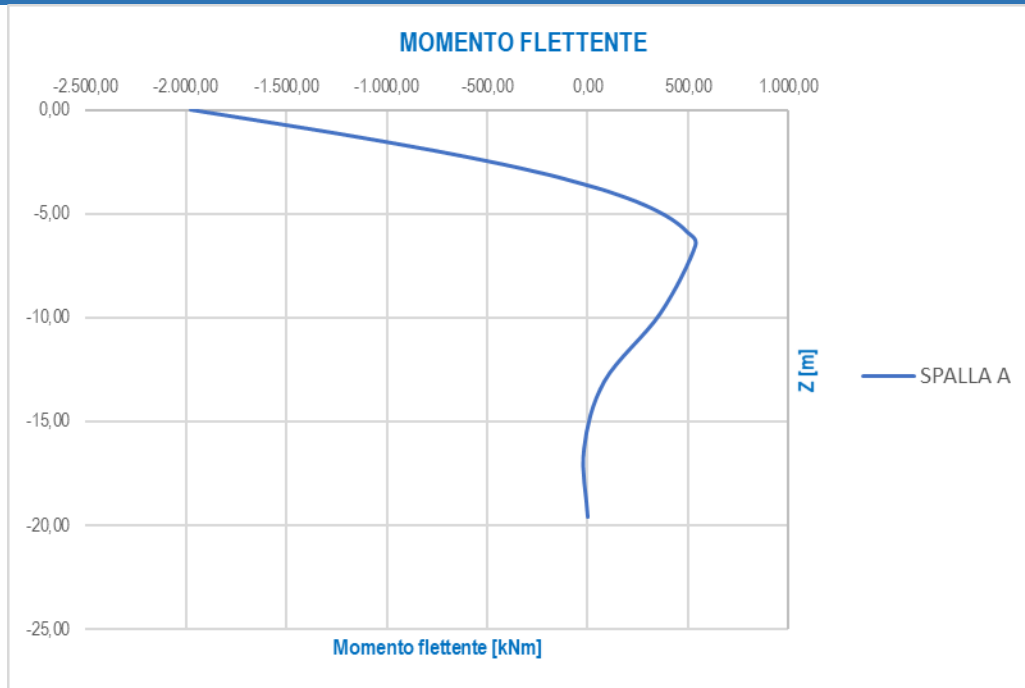




10.7.7.4 Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo – STR

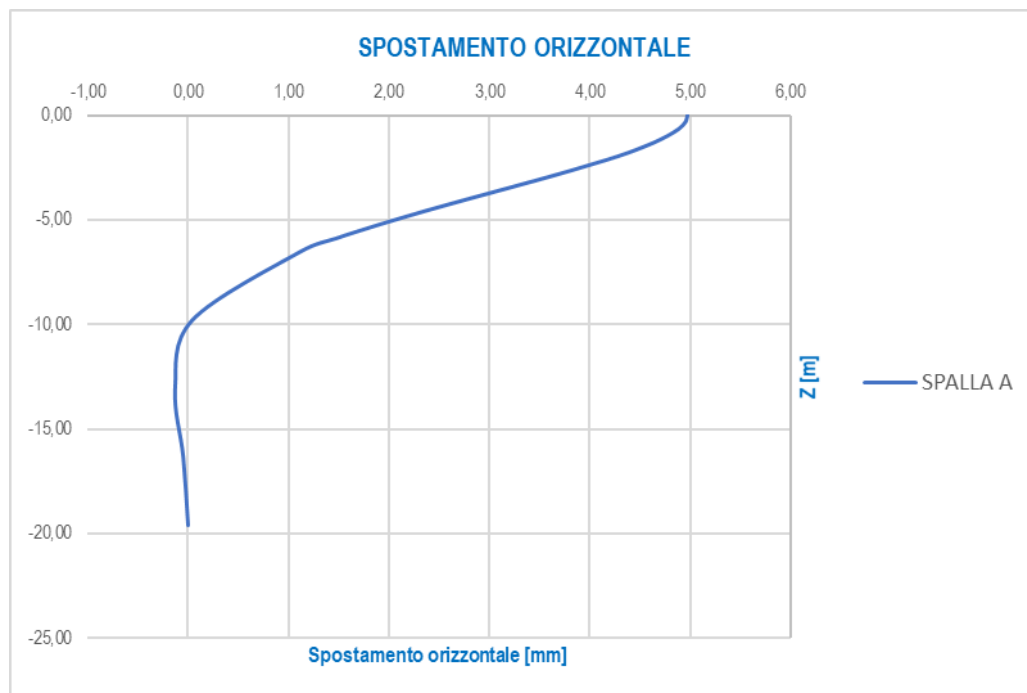
STATO LIMITE ULTIMO - STR				
z/T	z [m]	SPALLA A		
		d _H [mm]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
0,00	0,00	6,58	-1.973,01	649,90
-0,10	-0,33	6,56	-1.760,85	646,98
-0,20	-0,65	6,47	-1.550,97	644,73
-0,30	-0,98	6,32	-1.343,81	623,87
-0,40	-1,31	6,14	-1.143,30	603,34
-0,50	-1,63	5,92	-951,88	579,33
-0,60	-1,96	5,67	-765,44	549,38
-0,70	-2,29	5,38	-590,35	516,79
-0,80	-2,61	5,08	-426,47	480,99
-0,90	-2,94	4,76	-275,90	443,34
-1,00	-3,26	4,44	-138,66	403,26
-1,20	-3,92	3,77	98,12	321,06
-1,40	-4,57	3,13	280,38	239,22
-1,60	-5,22	2,52	410,68	162,87
-1,80	-5,88	1,96	494,02	94,03
-2,00	-6,53	1,47	535,21	34,50
-3,00	-9,79	0,06	360,93	-92,23
-4,00	-13,06	-0,17	82,87	-79,16
-5,00	-16,32	-0,06	-18,71	-9,08
-6,00	-19,59	0,00	0,00	0,00

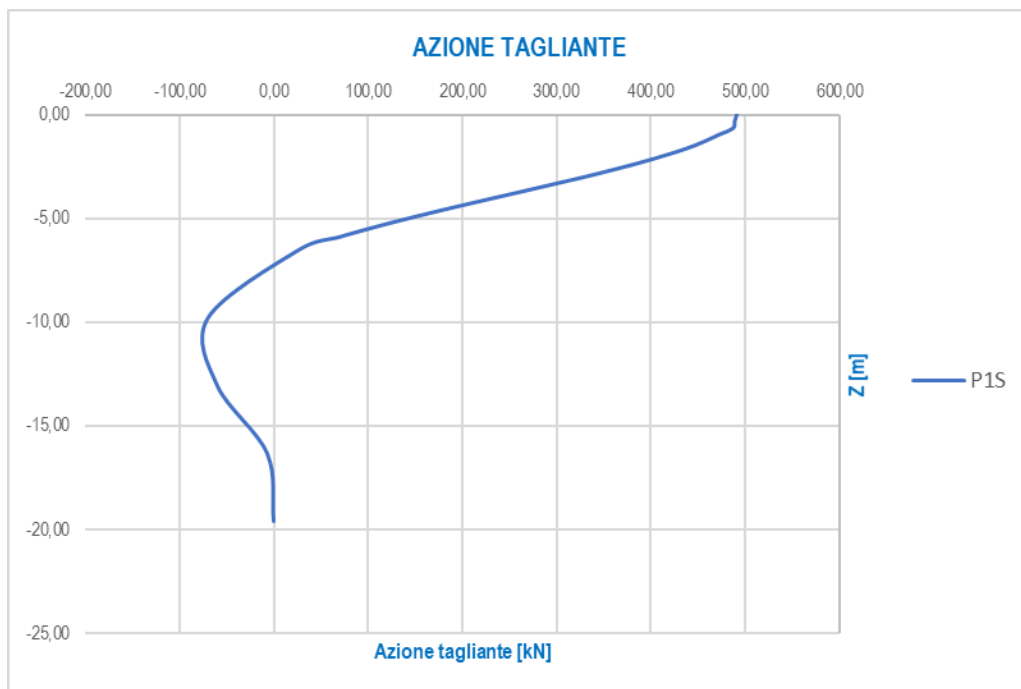
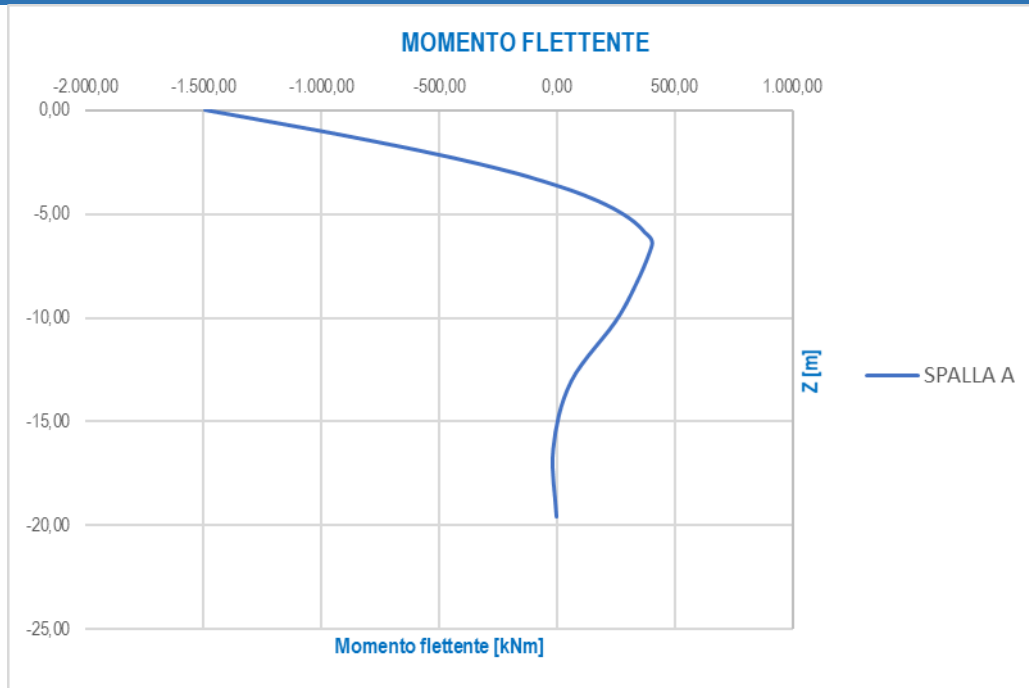




10.7.7.5 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA				
z/T	z [m]	PILA P1S		
		d _H [m.m]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
0,00	0,00	4,97	-1.489,83	490,75
-0,10	-0,33	4,95	-1.329,64	488,54
-0,20	-0,65	4,89	-1.171,15	486,84
-0,30	-0,98	4,78	-1.014,72	471,09
-0,40	-1,31	4,64	-863,32	455,58
-0,50	-1,63	4,47	-718,77	437,46
-0,60	-1,96	4,28	-577,99	414,84
-0,70	-2,29	4,06	-445,78	390,23
-0,80	-2,61	3,83	-322,03	363,20
-0,90	-2,94	3,60	-208,34	334,77
-1,00	-3,26	3,35	-104,70	304,51
-1,20	-3,92	2,85	74,09	242,44
-1,40	-4,57	2,36	211,72	180,63
-1,60	-5,22	1,90	310,11	122,99
-1,80	-5,88	1,48	373,04	71,00
-2,00	-6,53	1,11	404,15	26,05
-3,00	-9,79	0,04	272,54	-69,64
-4,00	-13,06	-0,13	62,57	-59,78
-5,00	-16,32	-0,05	-14,13	-6,86
-6,00	-19,59	0,00	0,00	0,00





10.7.8 RIEPILOGO DELLA AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO PER LE VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI

RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO SUI PALI DI FONDAZIONE					
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	$N_{Sd,max}$ [kN]	$N_{Sd,min}$ [kN]	M_{Sd} [kNm]	$R_{V,Sd,max}$ [kN]
SPALLA A	SLE - QUASI PERMANENTE	1.912,27	1.428,06	-485,84	160,03
	SLE - FREQUENTE	2.486,23	1.299,67	-1.061,28	349,58
	SLE - CARATTERISTICA	2.720,90	1.198,88	-1.189,02	391,66
	SLU - STR	3.705,80	1.734,73	-1.973,01	649,90
	SLV	2.269,01	1.071,32	-1.489,83	490,75

10.7.9 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE – SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è circolare con diametro pari a **120 cm**.
L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- **24Ø24** disposti a raggiera

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 24
Diametro barre: 2.4 [cm]
Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma:

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: _____

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

E_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 ‰
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6 ‰
τ_{c1}: 1.829 ‰

L'armatura a taglio è costituita da una spirale Ø12/10. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **60 mm**.

10.7.10 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE – VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI									
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} [N/mm ²]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} [N/mm ²]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	VERIFICA
SPALLA A	SLE - QUASI PERMANENTE	1.912,27	-485,84	4,00	11,21	12,28	360,00	2,80	POSITIVA
	SLE - FREQUENTE	1.428,06	-485,84	3,91	11,21	26,91	360,00	2,87	POSITIVA
		1.299,67	-1.061,28	9,16	11,21	177,30	360,00	1,22	POSITIVA
	SLE - CARATTERISTICA	2.720,90	-1.189,02	9,72	14,94	104,10	360,00	1,54	POSITIVA
		1.198,88	-1.189,02	10,36	14,94	222,00	360,00	1,44	POSITIVA

10.7.11 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI DI FONDAZIONE - VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

10.7.11.1 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente

σ_s	26,91 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	24 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0,4	k _t =0,6;0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0,5	k ₂ =0,5;1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0,8	k ₁ =0,8;1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	452 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0,0233	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	-0,000114	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0,000077	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0,000077	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs _{max}	379,4 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,029 mm	Valore di calcolo apertura fessure

10.7.11.2 Combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Frequente

σ_s	177,30 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	24 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0,4	k _t =0,6 ; 0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0,5	k ₂ =0,5 ; 1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0,8	k ₁ =0,8 ; 1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	452 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0,0233	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	0,000602	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0,000507	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0,000602	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs _{max}	379,4 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,229 mm	Valore di calcolo apertura fessure

10.7.12 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI DI FONDAZIONE - VERICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE SEMPLICE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE SEMPLICE						
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	M _{Rd} [kNm]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	VERIFICA
SPALLA A	SLU - STR	3.705,80	-1.973,01	-2.907,00	1,47	POSITIVA
		1.734,73	-1.973,01	-2.475,00	1,25	POSITIVA
	SLV	2.269,01	-1.489,83	-2.611,00	1,75	POSITIVA
		1.071,32	-1.489,83	-2.284,00	1,53	POSITIVA

10.7.13 VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI DI FONDAZIONE - VERICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO					
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	R _{V,Sd,max} [kN]	V _{Rd} [kN]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	VERIFICA
SPALLA A	SLU - STR	649,90	798,70	1,23	POSITIVA
	SLV	490,75	798,70	1,63	POSITIVA

10.7.14 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE

Per la verifica della capacità portante orizzontale dei pali di fondazione è stato utilizzato il metodo di Broms (1964) per pali lunghi.

La resistenza orizzontale è stata pertanto determinata mediante la seguente relazione:

$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Dove:

- **k_p** → coefficiente di spinta passiva del terreno
- **γ** → peso per unità di volume del terreno
- **d** → diametro del palo
- **M_y** → Momento plastico resistente della sezione armata del palo

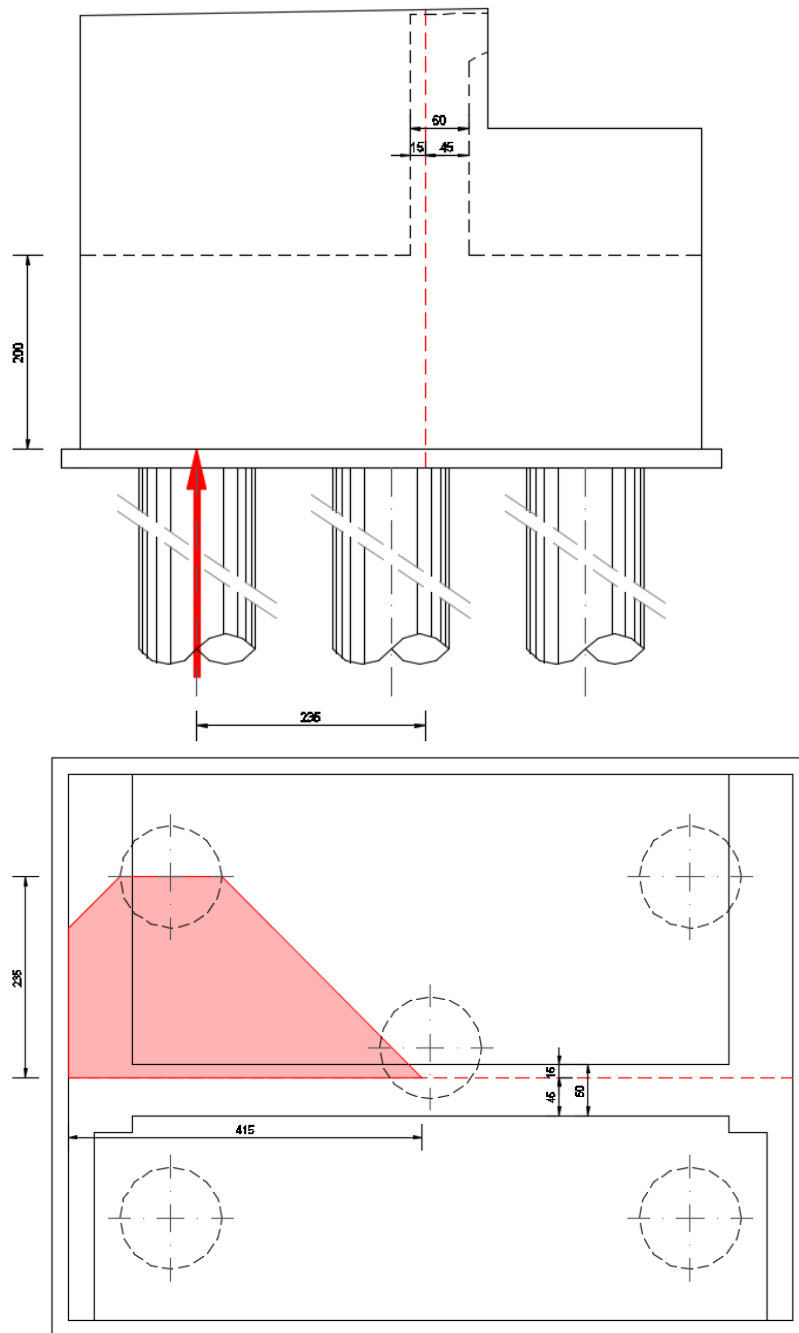
PORTANZA ORIZZONTALE DEI PALI DI FONDAZIONE - PALO LUNGO									
Diametro del palo		D	1,20	[m]					
Lunghezza del palo		L	19,00	[m]					
Angolo di attrito del terreno (strato più superficiale)		φ	30,50	[°]					
Peso per unità di volume del terreno (strato più superficiale)		γ	19,00	[kN/m ³]					
Coefficiente di spinta passiva del terreno (strato più superficiale)		k _p	3,06	[-]					
SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	R _{V,Sd,max} [kN]	M _{02,max} [kNm]	H ₀₂ [kNm]	ξ	γ _{st}	H ₀₂ [kNm]	COEFFICIENTE DI SICUREZZA	VERIFICA
SPALLA A	SLU - STR	649,90	2.475,00	1.794,36	1,70	1,30	811,93	1,25	POSITIVA
	SLV	490,75	2.284,00	1.700,82	1,70	1,30	769,60	1,57	POSITIVA

10.8 VERIFICA STRUTTURALE DELLA ZATTERA DI FONDAZIONE

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.

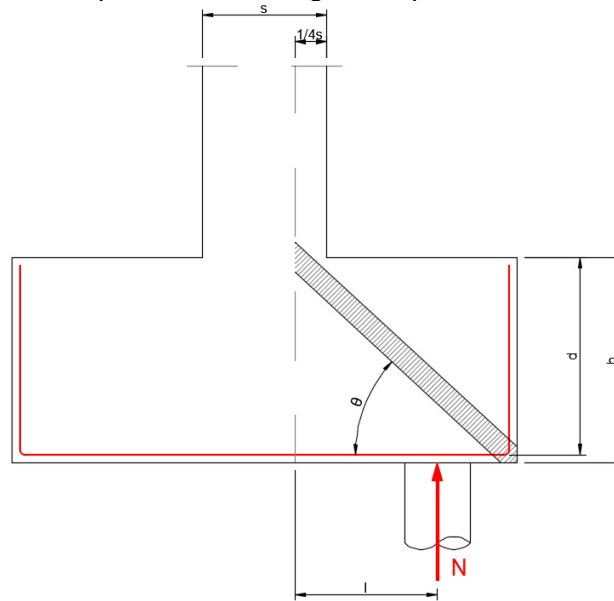
È necessario osservare che, dato il valore dei rapporti altezza – aggetto dalla pila nelle diverse situazioni presenti nel progetto, le mensole da verificare sono di tipo "tozzo". Pertanto, non può essere impiegata la "teoria della trave", ma è più opportuno adottare una schematizzazione a traliccio 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 **b = 4,15 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 $b = 4,15 \text{ m}$, nel quale il tirante è costituito da $41\text{Ø}24 + 41\text{Ø}24$ (Area: $370,96 \text{ cm}^2$). Detta $d = 1,924 \text{ m}$ la distanza del baricentro del tirante inferiore dal lembo compresso superiore ed assumendo quale braccio l della mensola tozza, quello che va dal centro dei pali a $\frac{1}{4}$ dello spessore del muro in elevazione, e pertanto $l = 2,35 \text{ m}$, si calcola la risultante ultima resistente sull'insieme dei pali di bordo in direzione trasversale.

Lo schema di calcolo a "tirante – puntone" è di seguito esplicato:



Indicando con N_C l'azione normale di compressione sulla biella in calcestruzzo e con N_T l'azione normale di trazione sul tirante inferiore in acciaio, per l'equilibrio verticale si ottiene:

$$N_C \cdot \text{sen}\theta + N = 0 \rightarrow N_C = -\frac{N}{\text{sen}\theta}$$

Per l'equilibrio orizzontale si ottiene:

$$N_C \cdot \text{cos}\theta + N_T = 0 \rightarrow N_T = \frac{N}{\text{cot}\theta}$$

La resistenza dell'armatura costituente il tirante teso si ottiene come:

$$N_{T,Rd} = \frac{N_T}{\text{cot}\theta} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{\text{cot}\theta} \geq N$$

Essendo:

$$\text{cot}\theta = \frac{l}{z} = \frac{l}{0,90 \cdot d}$$

Si ottiene pertanto:

$$N_{T,Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \frac{0,90 \cdot d}{l} \geq N$$

La resistenza della biella compressa in calcestruzzo si ottiene come:

$$N_{C,Rd} = N_C \cdot \text{sen}\theta = 0,20 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \text{sen}\theta \geq N$$

Essendo:

$$\text{sen}\theta = \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{l}{0,90 \cdot d}\right)^2\right]^{0,5}}$$

Si ottiene pertanto:

$$N_{C,Rd} = N_C \cdot \text{sen}\theta = 0,20 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{l}{0,90 \cdot d}\right)^2\right]^{0,5}} \geq N$$

Di seguito sono riportate le verifiche del tirante metallico e dalla biella compressa in calcestruzzo per le differenti combinazioni di carico considerate:

SOTTOSTRUTTURA	COMBINAZIONE	b [m]	l [m]	d [m]	A _s [mm ²]	f _y [N/mm ²]	f _c [N/mm ²]	N _{sd} [kN]	N _{T,Rd} [kN]	N _{C,Rd} [kN]	F _{sic,min}
SPALLA A	SLE - QUASI PERMANENTE	4,15	2,35	1,924	37.096,00	360,00	14,94	1.912,27	9.840,32	14.152,65	5,15
	SLE - PERMANENTE	4,15	2,35	1,924	37.096,00	360,00	14,94	2.486,23	9.840,32	14.152,65	3,96
	SLE - CARATTERISTICA	4,15	2,35	1,924	37.096,00	360,00	19,92	2.720,90	9.840,32	18.870,19	3,62
	SLU - STR	4,15	2,35	1,924	37.096,00	391,30	18,81	3.705,80	10.696,00	17.821,85	2,89
	SLV	4,15	2,35	1,924	37.096,00	391,30	18,81	2.269,01	10.696,00	17.821,85	4,71

Il minimo coefficiente di sicurezza è risultato pari a **2,89**.

11 VERIFICA DEI BAGGIOLI DI APPOGGIO

11.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO SUI BAGGIOLI DI APPOGGIO

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori caratteristici delle azioni sollecitanti sul singolo baggiolo di appoggio per i diversi carichi elementari considerati:

CARICO ELEMENTARE	N_k [kN]	$H_{LONG,k}$ [kN]	$H_{TRASV,k}$ [kN]
Peso proprio della carpenteria metallica	168,20	0,00	0,00
Peso proprio della soletta superiore	567,40	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	382,40	0,00	0,00
Ritiro	0,00	0,00	0,00
Azione termica	0,00	0,00	0,00
Carichi accidentali da traffico	769,70	0,00	0,00
Azione longitudinale della frenatura	0,00	114,03	0,00
Azione trasversale del vento	144,90	0,00	85,09
Azione sismica longitudinale	0,00	40,74	0,00
Azione sismica trasversale	0,00	0,00	40,74

Nelle tabelle successive sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti sul singolo baggiolo di appoggio per le diverse combinazioni di carico considerate:

CARICO ELEMENTARE	COMBINAZIONE STR 01				COMBINAZIONE STR 02			
	$\gamma \cdot \psi$	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]	$\gamma \cdot \psi$	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]
Peso proprio della carpenteria metallica	1,35	227,07	0,00	0,00	1,35	227,07	0,00	0,00
Peso proprio della soletta superiore	1,35	765,99	0,00	0,00	1,35	765,99	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	1,35	516,24	0,00	0,00	1,35	516,24	0,00	0,00
Ritiro	1,20	0,00	0,00	0,00	1,20	0,00	0,00	0,00
Azione termica	0,72	0,00	0,00	0,00	0,72	0,00	0,00	0,00
Carichi accidentali da traffico	1,35	1.039,10	0,00	0,00	1,01	777,40	0,00	0,00
Azione longitudinale della frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	1,35	0,00	153,94	0,00
Azione trasversale del vento	0,90	130,41	0,00	76,58	0,90	130,41	0,00	76,58
Azione sismica longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione sismica trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		2.678,81	0,00	76,58		2.417,11	153,94	76,58

CARICO ELEMENTARE	COMBINAZIONE STR 03			
	$\gamma \cdot \psi$	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]
Peso proprio della carpenteria metallica	1,35	227,07	0,00	0,00
Peso proprio della soletta superiore	1,35	765,99	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	1,35	516,24	0,00	0,00
Ritiro	1,20	0,00	0,00	0,00
Azione termica	0,72	0,00	0,00	0,00
Carichi accidentali da traffico	1,01	777,40	0,00	0,00
Azione longitudinale della frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione trasversale del vento	1,50	217,35	0,00	127,63
Azione sismica longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione sismica trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00
		2.504,05	0,00	127,63

CARICO ELEMENTARE	COMBINAZIONE SLV 01				COMBINAZIONE SLV 02			
	$\gamma \cdot \psi$	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]	$\gamma \cdot \psi$	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]
Peso proprio della carpenteria metallica	1,00	168,20	0,00	0,00	1,00	168,20	0,00	0,00
Peso proprio della soletta superiore	1,00	567,40	0,00	0,00	1,00	567,40	0,00	0,00
Carichi permanenti portati	1,00	382,40	0,00	0,00	1,00	382,40	0,00	0,00
Ritiro	1,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
Azione termica	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00
Carichi accidentali da traffico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione longitudinale della frenatura	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione trasversale del vento	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Azione sismica longitudinale	1,00	0,00	40,74	0,00	0,30	0,00	12,22	0,00
Azione sismica trasversale	0,30	0,00	0,00	12,22	1,00	0,00	0,00	40,74
		1.118,00	40,74	12,22		1.118,00	12,22	40,74

RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI BAGGIOLI DI APOGGIO			
COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	$H_{LONG,Sd}$ [kN]	$H_{TRASV,Sd}$ [kN]
SLU - STR 01	2.678,81	0,00	76,58
SLU - STR 02	2.417,11	153,94	76,58
SLU - STR 03	2.504,05	0,00	127,63
SLV 01	1.118,00	40,74	12,22
SLV 02	1.118,00	12,22	40,74

Le verifiche verranno condotte in corrispondenza dei baggioli di appoggio di maggiore altezza, considerando, a favore di sicurezza, i valori massimi delle azioni sollecitanti di calcolo precedentemente riportati.

È stato considerato un baggiolo con sezione rettangolare **90 x 145 cm** e altezza pari a **20 cm**.

11.2 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DEL CALCESTRUZZO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

Classe di resistenza del calcestruzzo C32/40

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo f_{ctd} 1,36 [N/mm²]

ACCIAIO

Tipologia di acciaio B 450 C

Tensione massima ammissibile dell'acciaio f_{yd} 391,30 [N/mm²]

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 145,00 [cm]

Altezza del baggiolo h 20,00 [cm]

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggiolo N 2.678,81 [kN]

ARMATURA DEL BAGGIOLO

Numero di forcelle in direzione longitudinale n_L 8

Diametro delle forcelle in direzione longitudinale \varnothing_L 20 [mm]

Area delle forcelle in direzione longitudinale A_L 50,24 [cm²]

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 [cm²]

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Perimetro della sezione del baggiolo u 470,00 [cm]

Altezza del baggiolo h 20,00 [cm]

Forza resistente per calcestruzzo **637,22 [kN]** **<** **2.678,81 [kN]**

VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.

Forza resistente per armatura **5.160,52 [kN]** **>** **2.678,81 [kN]**

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

11.3 VERIFICA DELLE STAFFE DI CONFINAMENTO

DIMENSIONAMENTO DELLE STAFFE DI CONFINAMENTO

Lunghezza del baggiolo in direzione longitudinale	a	1.450,00	[mm]				
Lunghezza del baggiolo in direzione trasversale	b	900,00	[mm]				
Altezza del baggiolo	h	200,00	[mm]				
Azione di taglio in direzione longitudinale	$V_{L, long}$	153,94	[kN]				
Azione di taglio in direzione trasversale	$V_{L, trasv}$	127,63	[kN]				
Rapporto tra altezza del baggiolo e lunghezza del baggiolo in direzione longitudinale	h/a	0,14	[-]				
Rapporto tra altezza del baggiolo e lunghezza del baggiolo in direzione trasversale	h/b	0,22	[-]				
Percentuale di taglio in direzione longitudinale assorbita dalle staffe di confinamento	% _{long}	10,84%	[-]				
Azione di taglio in direzione longitudinale assorbita dalle staffe di confinamento	$V_{Sd, long, conf}$	16,69	[kN]				
Percentuale di taglio in direzione trasversale assorbita dalle staffe di confinamento	% _{trasv}	12,72%	[-]				
Azione di taglio in direzione trasversale assorbita dalle staffe di confinamento	$V_{Sd, trasv, conf}$	16,23	[kN]				
Tipologia di acciaio utilizzato per le staffe di confinamento		B450					
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]				
Diametro delle staffe		Ø12					
Area trasversale della singola barra costituente la staffa	$A_{st, b}$	113,00	[N/mm ²]				
Numero di bracci delle staffe in direzione longitudinale	$n_{br, long}$	2	[-]				
Numero di bracci delle staffe in direzione trasversale	$n_{br, trasv}$	2	[-]				
Copriferro netto delle staffe	c	40,00	[mm]				
Numero di staffe posizionate lungo il baggiolo	n_{st}	1	[-]				
Passo delle staffe	p_{st}	100,00	[mm]				
Area totale delle staffe in direzione longitudinale	$A_{st, long}$	226,00	[mm ²]				
Area totale delle staffe in direzione trasversale	$A_{st, trasv}$	226,00	[mm ²]				
Resistenza a taglio delle staffe in direzione longitudinale	$V_{Rd, long}$	1.117,46	[kN]				
Resistenza a taglio delle staffe in direzione trasversale	$V_{Rd, trasv}$	679,71	[kN]				
$V_{Sd, long, conf}$	16,69	[kN]	<	$V_{Rd, long}$	1.117,46	[kN]	VERIFICA POSITIVA
$V_{Sd, trasv, conf}$	16,23	[kN]	<	$V_{Rd, trasv}$	679,71	[kN]	VERIFICA POSITIVA
$V_{Sd, long, conf} / V_{Rd, long} + V_{Sd, trasv, conf} / V_{Rd, trasv}$	0,04		<	1,00			VERIFICA POSITIVA

11.4 VERIFICA A SCORRIMENTO DEL BAGGIOLO SOTTO EFFETTO DELLE AZIONI ORIZZONTALI

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		B 450 C	
Tensione massima ammissibile 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	145,00	[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	153,94	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	127,63	[kN]

ARMATURA DEL BAGGIOLO

Numero di forcelle in direzione longitudinale	n_L	8	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	\varnothing_L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A_L	50,24	[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 TRINCIAMENTO DELL'ARMATURA

Tensione tangenziale sollecitante	τ	0,15	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_s	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{sd}	0,18	[N/mm ²]
Coefficiente di rugosità	β	0,20	
Coefficiente di attrito tra le due superfici (spalla-baggiolo)	μ	0,60	
Rapporto tra area di armatura verticale e superficie di ripresa	ρ	0,0163	
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}	-0,0004	
Area di armatura minima necessaria		0,00 [cm ²]	< 131,88 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.