



S.S. N. 9 "VIA EMILIA"

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

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

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI
--	---	--	---	---

<h1 style="font-size: 2em;">HM03</h1>	<h2 style="margin: 0;">H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI</h2> <h3 style="margin: 0;">PO03 - PONTE SUL BREMBIOLO 02 SU ASSE 02.02</h3> <h4 style="margin: 0;">RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE</h4>
---------------------------------------	---

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. <div style="display: flex; gap: 10px;"> COMI E 1701 </div>	NOME FILE HM03-S02PO03STRRE03_B.dwg CODICE ELAB. S02PO03STRRE03	REVISIONE B	SCALA: -----
---	--	--	---------------------

D					
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA	LUGLIO 2018	ING. NICOLA LIGAS	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	DICEMBRE 2017	ING. NICOLA LIGAS	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

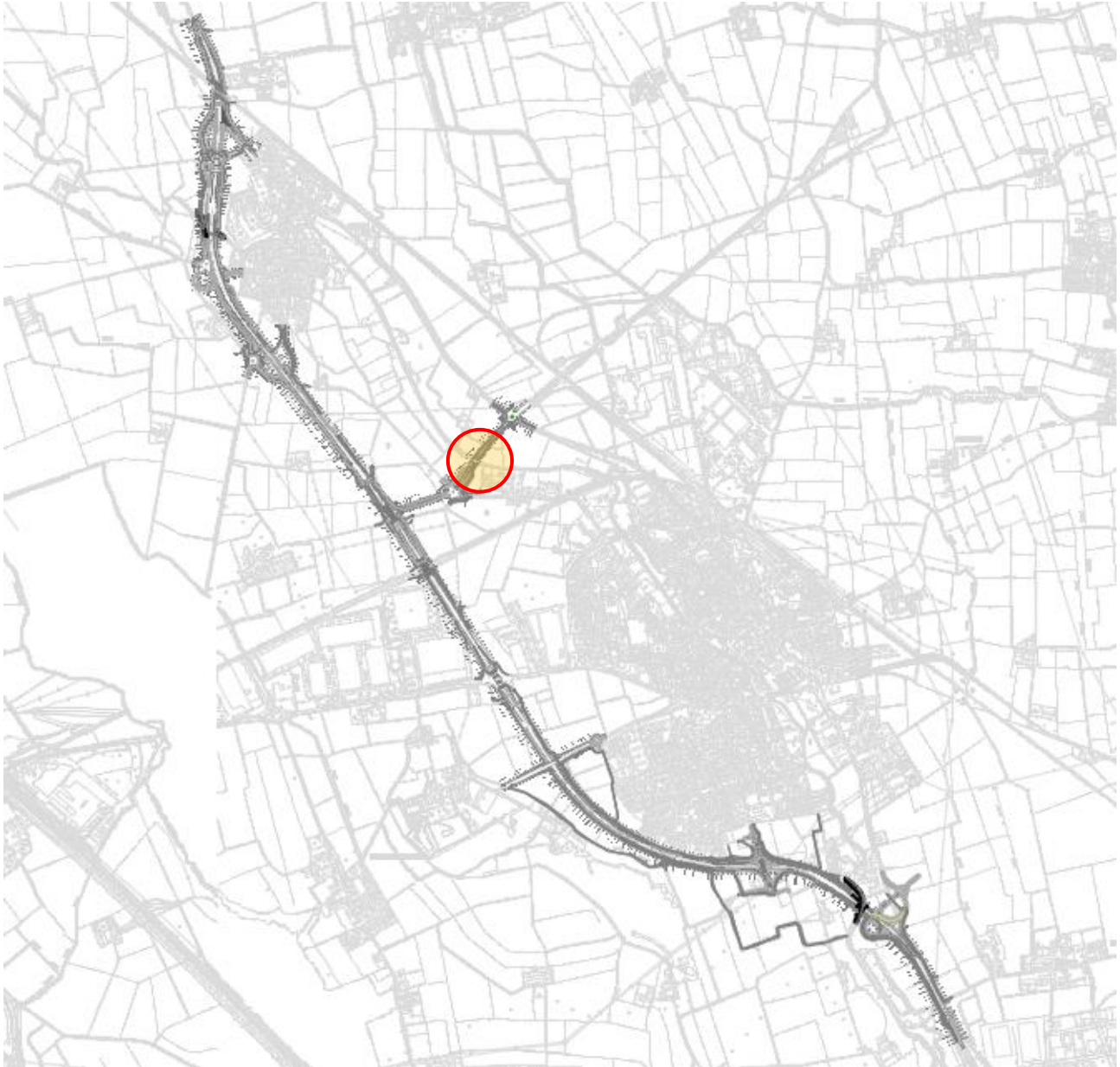
SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	UNITA' DI MISURA	4
4	MATERIALI	5
4.1	Calcestruzzo	5
4.1.1	Calcestruzzo per opere di fondazione (UNI 11104-2016).....	5
4.1.2	Calcestruzzo per opere in elevazione (UNI 11104-2016)	6
4.2	Acciaio	6
4.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
5	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	7
5.1	Spettro di progetto elastico allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	8
5.2	Spettro di progetto elastico allo Stato Limite di Collasso	11
5.3	Riduzione dello spettro per la presenza dell'isolamento sismico	14
6	ANALISI DEI CARICHI.....	15
6.1	Peso proprio degli elementi in cemento armato	15
6.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	15
6.3	Spinta del terreno a tergo delle spalle.....	15
6.4	Spinta dovuta ai sovraccarichi a tergo delle spalle	15
6.5	Azione sismica.....	16
6.5.1	Azione inerziale delle masse.....	16
6.5.2	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	16
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	16
8	SPALLE (travi a cuscino)	17
8.1	Sezione di spiccato del paraghiaia - Valutazione delle azioni sollecitanti	17
8.1.1	Dati di input.....	17
8.1.2	Riepilogo dei valori caratteristici delle azioni sollecitanti.....	18
8.1.3	Riepilogo dei valori di calcolo delle azioni sollecitanti.....	19
8.2	Sezione di spiccato del paraghiaia – Verifiche strutturali.....	19
8.2.1	Sezione e armatura di verifica.....	19
8.2.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	21
8.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	21
8.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	22
8.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	23
8.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione retta.....	24
8.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	25
8.3	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Valutazione delle azioni sollecitanti	26
8.3.1	Schema e modello di calcolo	26
8.3.2	Applicazione dei carichi elementari	27
8.3.3	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	29
8.4	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Verifiche strutturali.....	33
8.4.1	Sezione e armatura di verifica.....	33
8.4.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	33
8.4.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	34
8.4.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	34

8.4.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	35
8.4.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	37
8.5	Sezione alla base della trave a cuscino – Valutazione delle azioni sollecitanti.....	38
8.5.1	Azioni sollecitanti caratteristiche.....	38
8.5.2	Azioni sollecitanti di calcolo.....	42
8.6	Pali di fondazione – Valutazione delle azioni sollecitanti.....	46
8.7	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione trasversale.....	48
8.7.1	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Quasi Permanente.....	49
8.7.2	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Frequente.....	49
8.7.3	Stato Limite di Esercizio – Combinazione rara.....	49
8.7.4	Stato Limite Ultimo – STR.....	49
8.7.5	Stato Limite di Salvaguardia della Vita.....	49
8.8	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione longitudinale.....	50
8.8.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	51
8.8.2	Sezione e armatura di verifica.....	55
8.8.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente.....	55
8.8.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente....	56
8.8.5	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara.....	56
8.8.6	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	57
8.8.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta.....	60
8.8.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio.....	61
8.9	Baggioli di appoggio – Verifiche strutturali.....	62
8.9.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	62
8.9.2	Sezione e armatura di verifica.....	63
8.9.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per punzonamento.....	63
8.9.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento.....	64
9	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	65

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali delle spalle (paragliaia, trave a cuscino, muri laterali posteriori e baggioli di appoggio) del ponte Brembiolo 2 sull'asse 02.02, realizzate in cemento armato gettato in opera nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".



Per la descrizione delle opere si rimanda alla *Relazione tecnica dell'opera* (elaborato **HM01-S02PO02STRRE01_B**).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

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

3 UNITA' DI MISURA

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

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

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

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

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

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

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

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

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

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

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

4.2 ACCIAIO

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

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

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

5 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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



Considerando l'ubicazione del sito in oggetto (**Lat: 45.188027; Long: 9.629766**) ed ipotizzando una costruzione caratterizzata da:

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

Nodi del reticolo intorno al sito

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".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

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 - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

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

5.1 SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_S = 1,500$ $C_C = 1,567$ info

Categoria topografica info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_e Regol. in altezza info

Compon. verticale

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

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

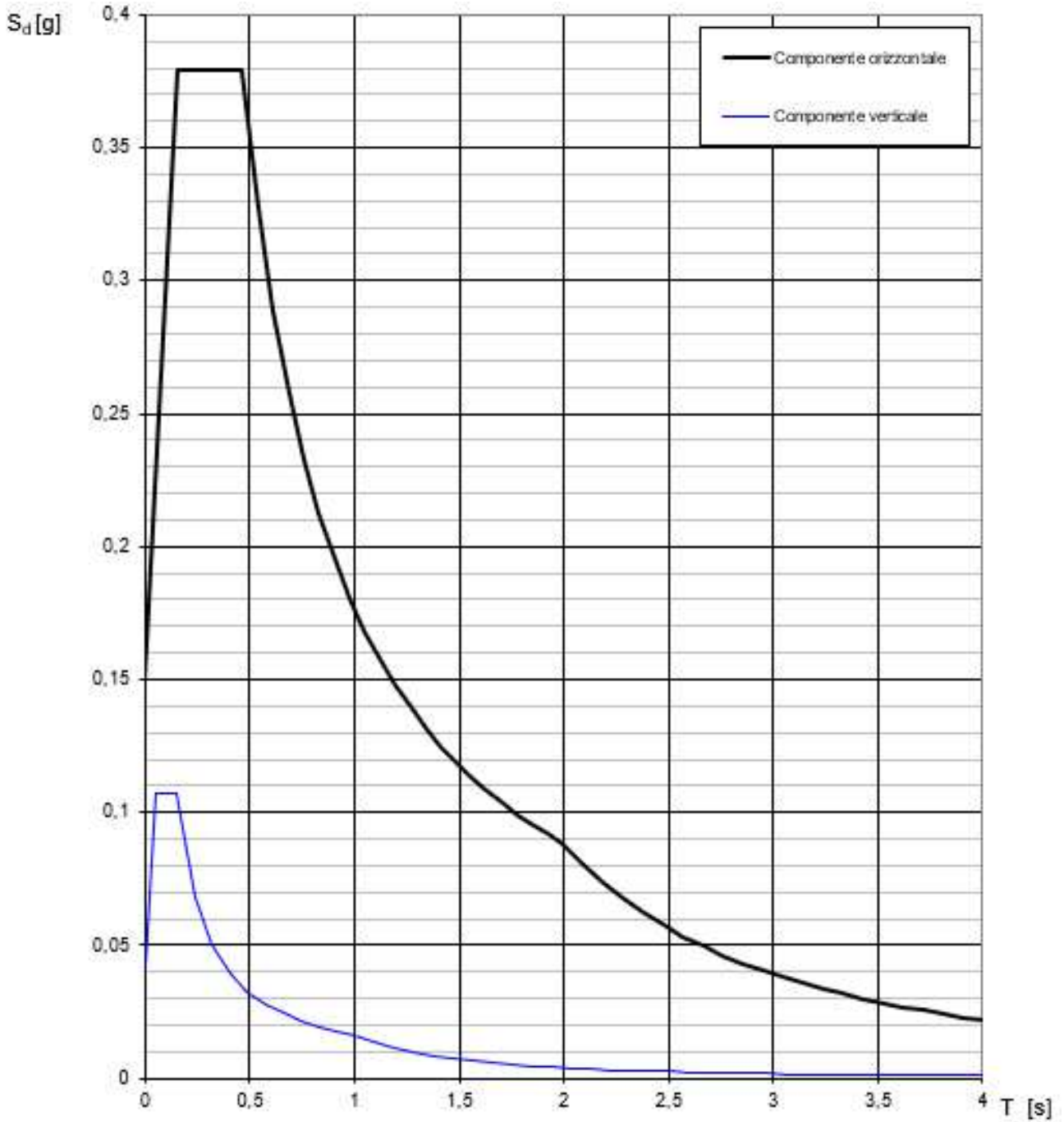
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dello spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



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	0,099 g
F_o	2,548
T_c	0,297 s
S_s	1,500
C_c	1,567
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,466 s
T_D	1,997 s

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)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,149
T_B	0,155	0,379
T_C	0,466	0,379
	0,539	0,328
	0,612	0,289
	0,685	0,258
	0,757	0,233
	0,830	0,213
	0,903	0,195
	0,976	0,181
	1,049	0,168
	1,122	0,157
	1,195	0,148
	1,268	0,139
	1,341	0,132
	1,413	0,125
	1,486	0,119
	1,559	0,113
	1,632	0,108
	1,705	0,104
	1,778	0,099
	1,851	0,095
	1,924	0,092
T_D	1,997	0,088
	2,092	0,081
	2,187	0,074
	2,283	0,068
	2,378	0,062
	2,474	0,058
	2,569	0,053
	2,664	0,050
	2,760	0,046
	2,855	0,043
	2,951	0,040
	3,046	0,038
	3,141	0,036
	3,237	0,034
	3,332	0,032
	3,428	0,030
	3,523	0,028
	3,618	0,027
	3,714	0,026
	3,809	0,024
	3,905	0,023
	4,000	0,022

5.2 SPETTRO DI PROGETTO ELASTICO ALLO STATO LIMITE DI COLLASSO

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato SLC info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C info	S _g = 1.500	C _c = 1.553 info
Categoria topografica T1 info	h/H = 0.000	S _T = 1.000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 η = 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q₀ 1 Regol. in altezza no info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q 1 η = 1.000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

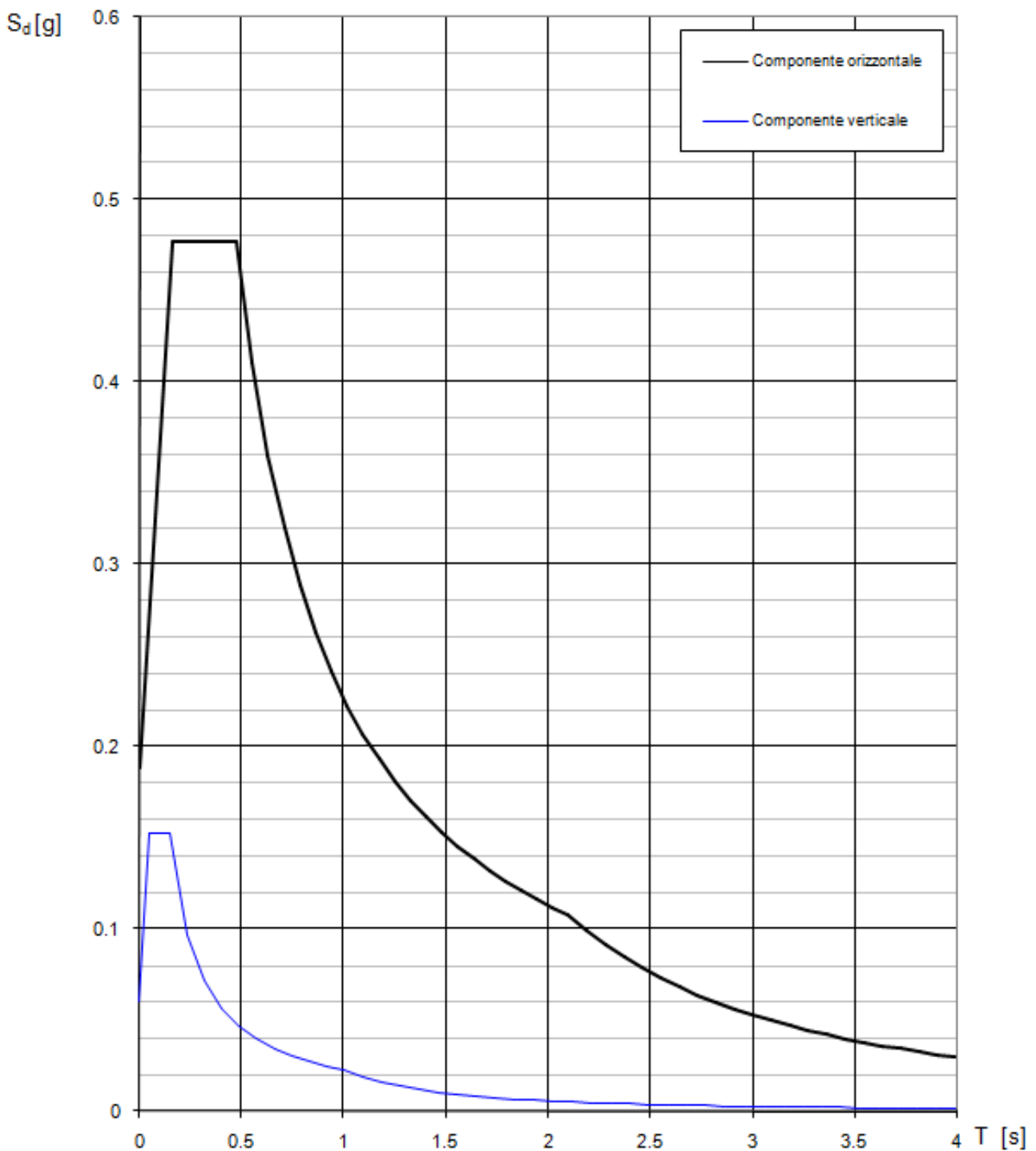
Spettri di risposta

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dello spettro di risposta elastico per lo Stato Limite di Collasso:

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



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

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limBLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0.125 g
F_o	2.538
T_c	0.305 s
S_s	1.500
C_c	1.553
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	2.101 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.188
T_B	0.158	0.477
T_C	0.474	0.477
	0.552	0.410
	0.629	0.360
	0.707	0.320
	0.784	0.289
	0.862	0.263
	0.939	0.241
	1.017	0.223
	1.094	0.207
	1.172	0.193
	1.249	0.181
	1.327	0.171
	1.404	0.161
	1.481	0.153
	1.559	0.145
	1.636	0.138
	1.714	0.132
	1.791	0.126
	1.869	0.121
	1.946	0.116
	2.024	0.112
T_D	2.101	0.108
	2.192	0.099
	2.282	0.091
	2.373	0.084
	2.463	0.078
	2.553	0.073
	2.644	0.068
	2.734	0.064
	2.825	0.060
	2.915	0.056
	3.005	0.053
	3.096	0.050
	3.186	0.047
	3.277	0.044
	3.367	0.042
	3.458	0.040
	3.548	0.038
	3.638	0.036
	3.729	0.034
	3.819	0.033
	3.910	0.031
	4.000	0.030

5.3 RIDUZIONE DELLO SPETTRO PER LA PRESENZA DELL'ISOLAMENTO SISMICO

Per ciascun valore di periodo T superiore a $(0.8 \cdot T_{IS}) = 1.24$ s, il corrispondente valore di accelerazione spettrale viene diviso per il coefficiente $\eta = \sqrt{(10/5+\xi)} = 0.816$, dove $\xi = 10\%$.
(Rif. Par. 7.10.5.3.2 di [1]).

Si ottengono i seguenti spettri orizzontali di progetto.

SLV orizzontale (ridotto)		SLC orizzontale (ridotto)	
T [s]	Se [g]	T [s]	Se [g]
0.000	0.148	0.000	0.188
0.155	0.379	0.158	0.477
0.466	0.379	0.474	0.477
0.539	0.327	0.552	0.410
0.612	0.288	0.629	0.360
0.685	0.258	0.707	0.320
0.757	0.233	0.784	0.289
0.830	0.212	0.862	0.263
0.903	0.195	0.939	0.241
0.976	0.181	1.017	0.223
1.049	0.168	1.094	0.207
1.122	0.157	1.172	0.193
1.195	0.148	1.249	0.181
1.267	0.139	1.327	0.171
1.340	0.132	1.404	0.161
1.413	0.102	1.481	0.125
1.486	0.097	1.559	0.119
1.559	0.092	1.636	0.113
1.632	0.088	1.714	0.108
1.705	0.084	1.791	0.103
1.777	0.081	1.869	0.099
1.850	0.078	1.946	0.095
1.923	0.075	2.024	0.091
1.996	0.072	2.101	0.088
2.091	0.066	2.192	0.081
2.187	0.060	2.282	0.075
2.282	0.055	2.373	0.069
2.378	0.051	2.463	0.064
2.473	0.047	2.553	0.060
2.569	0.044	2.644	0.056
2.664	0.041	2.734	0.052
2.759	0.038	2.825	0.049
2.855	0.035	2.915	0.046
2.950	0.033	3.005	0.043
3.046	0.031	3.096	0.041
3.141	0.029	3.186	0.038
3.237	0.027	3.277	0.036
3.332	0.026	3.367	0.034
3.427	0.024	3.458	0.032
3.523	0.023	3.548	0.031
3.618	0.022	3.638	0.029
3.714	0.021	3.729	0.028
3.809	0.020	3.819	0.027
3.905	0.019	3.910	0.025
4.000	0.018	4.000	0.024

FIGURA 1: SPETTRI ORIZZONTALI DI PROGETTO RIDOTTI

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

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

Il peso degli elementi costituenti le pile è assegnato in automatico dal software di calcolo mediante il quale è stato predisposto il modello di calcolo generale descritto nella *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HM02-S02PO02STRRE02_B**).

6.2 AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

Per l'analisi dei carichi agenti sull'impalcato in fase statica e sismica si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HM02-S02PO02STRRE02_B**).

6.3 SPINTA DEL TERRENO A TERGO DELLE SPALLE

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

La spinta del terreno viene pertanto valutata 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:

$$k_0 = 1 - \tan(\varphi)$$

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.

6.4 SPINTA DOVUTA AI SOVRACCARICHI A TERGO DELLE SPALLE

La spinta dei sovraccarichi 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**.

Il sovraccarico accidentale del traffico viene valutato secondo lo schema n. 1 riportato nel D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 5.1.3.3.3 e 5.1.3.3.5.

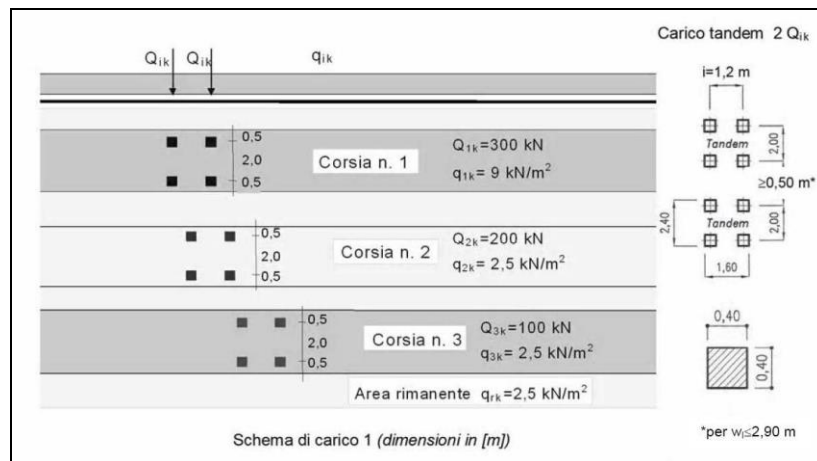
Per i muri direttamente a contatto con la piattaforma stradale verranno presi in considerazione carichi accidentali dovuti alla presenza di traffico stradale.

Verranno presi in esame in tal senso i carichi relativi esclusivamente alla prima corsia convenzionale

- 1^a corsia convenzionale

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

$q_{1a} = 9,00$ kN/m²



La diffusione del carico concentrato in corrispondenza dell'estradosso della soletta superiore vale:
Per la valutazione della spinta totale diffusa viene utilizzata la seguente relazione:

$$S = \frac{h}{6} \cdot [\sigma \cdot (2 \cdot b + \bar{b}) + \bar{\sigma} \cdot (b + 2 \cdot \bar{b})]$$

La larghezza di diffusione è valutata secondo la seguente relazione:

$$b_{eff} = \frac{1}{6} \cdot (b + \bar{b} + 2 \cdot h)$$

Il punto di applicazione della spinta dovute ai sovraccarichi è posto a 1/2 dell'altezza dell'elemento strutturale soggetto al sovraccarico.

6.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

6.5.1 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 .

6.5.2 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

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Per la definizione delle combinazioni di carico statiche e simiche utilizzate per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture si rimanda alla *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HM02-S02PO02STRRE02_B**).

8 SPALLE (TRAVI A CUSCINO)

Le azioni sollecitanti e le verifiche strutturali sono state condotte in corrispondenza della spalla dell'impalcato tipo A (più largo e maggiormente sollecitato).

Trattandosi di un viadotto isolato a campata unica le due spalle del medesimo viadotto risultano egualmente sollecitate.

8.1 SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

8.1.1 DATI DI INPUT

La valutazione delle azioni sollecitanti è stata eseguita, a favore di sicurezza, in corrispondenza dell'altezza massima del paraghiaia, che è risultata pari a **3,11 cm**.

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

PARAGHIAIA

spessore	$b_{L,D}$	0,50	[m]
altezza	h_D	3,11	[m]
lunghezza	$b_{T,D}$	1,00	[m]
peso	W_D	38,88	[kN]

TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	γ	20,00	[kN/m ³]
larghezza porzione superiore	$b_{L,r,s}$	0,00	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{T,r,s}$	1,00	[m]
altezza porzione superiore	$h_{z,s}$	3,11	[m]
peso	W_r	0,00	[kN]

SOVRACCARICHI ESTERNI

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	s_{DD}	2,20	[kN/m ²]
---	----------	------	----------------------

SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

carico concentrato da traffico	Q_{1k}	600,00	[kN]
carico distribuito da traffico	q_{1k}	9,00	[kN/m ²]
lunghezza dell'area di impronta del carico concentrato	a_0	3,00	[m]
larghezza dell'area di impronta del carico concentrato	b_0	2,20	[m]
angolo di ripartizione verticale del carico concentrato	α	30,00	[°]
lunghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	a_1	6,59	[m]
larghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	b_1	4,00	[m]
pressione verticale esercitata dal sovraccarico concentrato in testa al paraghiaia	σ_0	99,91	[kN/m ²]
pressione verticale esercitata dal sovraccarico concentrato alla base del paraghiaia	σ_1	31,78	[kN/m ²]
larghezza efficace di ripartizione dei sovraccarichi accidentali:	b_{eff}	7,91	[m]

FRENATURA SUL PARAGHIAIA

carico concentrato da traffico (semiasse)	Q_{1k}	300,00	[kN]
carico distribuito da traffico	q_{1k}	9,00	[kN/m ²]
larghezza della corsia convenzionale	w_1	3,00	[m]
lunghezza dell'impalcato	L	42,00	[m]
azione orizzontale della frenatura	F	473,40	[kN]
azione normale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$N_{F,rip}$	32,54	[kN]
azione orizzontale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$H_{F,rip}$	51,34	[kN]
momento flettente di frenatura ripartito alla base del paraghiaia (45°)	$M_{F,rip}$	159,68	[kNm]

AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

SPINTA DEL CUNEO DI TERRENO

parametri geotecnici		M1	M2	
coefficiente parziale di sicurezza	γ_ϕ	1,00	1,25	
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	37,00	37,00	[°]
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d	37,00	31,08	[°]
angolo di attrito terreno - parete	δ	24,67	20,72	[°]
coefficiente di spinta a riposo	k_0	0,398	0,484	
componente orizzontale del coefficiente di spinta a riposo	k_{0h}	0,362	0,452	
altezza di terreno non spingente	h	0,00	0,00	[m]
spinta orizzontale terreno	S_z	35,00	43,76	[kN]
momento terreno base paraghiaia	M_{Tz}	36,28	45,36	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

parametri geotecnici		M1	M2	
carico uniformemente distribuito per unità di superficie	q	2,20	2,20	[kN/m ²]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S _z	2,48	3,10	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Trz}	3,85	4,81	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

parametri geotecnici		M1	M2	
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S _z	52,18	65,24	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Trz}	84,46	105,60	[kNm]

AZIONE SISMICA

PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	k _h	0,149
coefficiente sismico verticale	k _v	0,075

PARAGHIAIA

peso	W _p	38,88	[kN]
azione sismica	F _L	5,79	[kN]
momento base paraghiaia	M _{Trz}	9,01	[kNm]

TERRENO DI RINTERRO

peso	W _m	0,00	[kN]
azione sismica	F _L	0,00	[kN]
momento base paraghiaia	M _{Trz}	0,00	[kNm]

CUNEO DI TERRENO

metodo di analisi		WOOD	
sovrappinta dinamica del terreno	S _z	28,82	[kN]
eccentricità rispetto alla base del paraghiaia	e _{vz}	1,56	[m]
momento base paraghiaia	M _{Trz}	44,82	[kNm]

8.1.2 RIEPILOGO DEI VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI SOLLECITANTI

RIEPILOGO AZIONI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI (M1)

AZIONE		N [kN]	V _L [kN]	M _T [kNm]
peso proprio paraghiaia	g ₁	38,88	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	35,00	36,28
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	2,48	3,85
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	52,18	84,46
frenatura/accelerazione	f	32,54	32,54	159,68
sisma longitudinale	e _L	0,00	34,62	53,83

RIEPILOGO AZIONI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI (M2)

AZIONE		N [kN]	V _L [kN]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g ₁	38,88	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	43,76	45,36
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	3,10	4,81
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	65,24	105,60
frenatura/accelerazione	f	32,54	32,54	159,68
sisma longitudinale	e _L	0,00	34,62	53,83

8.1.3 RIEPILOGO DEI VALORI DI CALCOLO DELLE AZIONI SOLLECITANTI

COMBINAZIONE SLE - QUASI PERMANENTE					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	38,88	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	35,00	36,28
g_3	1,00	1,00	0,00	2,48	3,85
q_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
f	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			38,88	37,47	40,13

COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	38,88	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	35,00	36,28
g_3	1,00	1,00	0,00	2,48	3,85
q_1	1,00	0,75	0,00	39,13	63,35
f	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			38,88	76,61	103,48

COMBINAZIONE SLE - RARA 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	38,88	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	35,00	36,28
g_3	1,00	1,00	0,00	2,48	3,85
q_1	1,00	1,00	0,00	52,18	84,46
f	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			38,88	89,65	124,59

COMBINAZIONE SLE - RARA 02					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	38,88	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	35,00	36,28
g_3	1,00	1,00	0,00	2,48	3,85
q_1	1,00	0,75	0,00	39,13	63,35
f	1,00	1,00	32,54	32,54	159,68
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			71,41	109,14	263,16

COMBINAZIONE SLU - STR 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,35	1,00	52,48	0,00	0,00
g_2	1,35	1,00	0,00	47,25	48,98
g_3	1,35	1,00	0,00	3,34	5,20
q_1	1,35	1,00	0,00	70,44	114,02
f	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			52,48	121,03	168,20

COMBINAZIONE SLU - STR 02					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,35	1,00	52,48	0,00	0,00
g_2	1,35	1,00	0,00	47,25	48,98
g_3	1,35	1,00	0,00	3,34	5,20
q_1	1,35	0,75	0,00	52,83	85,52
f	1,50	1,00	48,81	48,81	239,52
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			101,29	152,23	379,22

COMBINAZIONE SLU - SISMA 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	38,88	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	35,00	36,28
g_3	1,00	1,00	0,00	2,48	3,85
q_1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
f	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	1,00	1,00	0,00	34,62	53,83
			38,88	72,09	93,96

8.2 SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA – VERIFICHE STRUTTURALI

8.2.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a **100 cm** (striscia di larghezza unitaria) e altezza pari a **50 cm**.

L'armatura verticale (armatura di forza) è costituita da:

- **Ø20/10** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno (lato impalcato)

L'armatura orizzontale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno (lato impalcato)

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Vengono tuttavia disposte legature trasversali costituite da spille **Ø12/40x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcato isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura.

Analogamente le limitazioni dimensionali e di armatura verranno definite in relazione a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 4.1.6.1.2.

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

- Azione verticale di compressione sulla sezione
- Presenza delle spille Ø12/40x40 (parallele all'asse dell'impalcato) che consentono un incremento del valore di taglio "trazione" e dell'effetto di confinamento sul calcestruzzo

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

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PILASTRO

Base della sezione del pilastro:	b_t	1.430,00	[cm]
Altezza della sezione del pilastro:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto	c	4,00	[cm]
Numero di barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$n_{bl,max}$	142	
Diametro delle barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$\varnothing_{bl,max}$	20	[mm]
Numero di barre sul lato esterno del setto:	$n_{bl,min}$	71	
Diametro delle barre sul lato esterno del setto:	$\varnothing_{bl,min}$	16	[mm]
Area dell'armatura longitudinale:	A_s	1.189,740	[cm ²]
Rapporto geometrico di armatura:	ρ	0,021	
Azione normale di compressione minima sul pilastro:	N_{ed}	125,42	[kN]
Numero di bracci delle staffe:	n_w	2	
Diametro delle staffe:	\varnothing_w	16	[mm]
Passo delle staffe:	i_w	20,00	[cm]
Area delle staffe:	A_w	20,10	[cm ² /m]

VERIFICHE DIMENSIONALI - D.M. 14.01.2008 - par. 4.1.6.1.2

$A_s \geq A_{s,min} = \max[0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}; 0,003 \cdot A_c]$	→	1.189,74	≥	171,60	POSITIVA
$\varnothing_w \geq 6 \text{ mm}$	→	16	≥	6	POSITIVA
$\varnothing_w \geq 1/4 \cdot \max[\varnothing_b]$	→	16	≥	5,00	POSITIVA
$i_w \leq 12 \cdot \min[\varnothing_b]$	→	200,00	≤	240,00	POSITIVA
$i_w \leq 250 \text{ mm}$	→	200,00	≤	250,00	POSITIVA

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,88$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 40,13$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,26 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 27,52 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 38,88$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 103,48$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 3,16 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 79,71 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 71,41$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 263,16$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** Empty field.
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	6
2	31,42	43,8
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. Metodo n:**
 - N_{Ed} : 0
 - M_{xEd} : 0
 - M_{yEd} : 0
 - N : 71,41 kN
 - M : 263,16 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:** ϵ_{su} 67,5%, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957%
 - C32/40:** ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 18,81, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 12,25, τ_{c1} 2,114
- Results:**
 - σ_c : 8,012 N/mm²
 - σ_s : 206,7 N/mm²
 - ϵ_s : 1,034‰
 - d : 43,8 cm
 - x : 16,1, x/d : 0,3677
 - δ : 0,8996
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 8,01 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 206,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	27,52	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	79,71	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

8.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE RETTA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 102,29$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 379,22$ 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	50	1	10,05	6
			2	31,42	43,8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 102,29 kN
 M_{xEd} 379,22 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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 N/mm²
 E_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [?]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

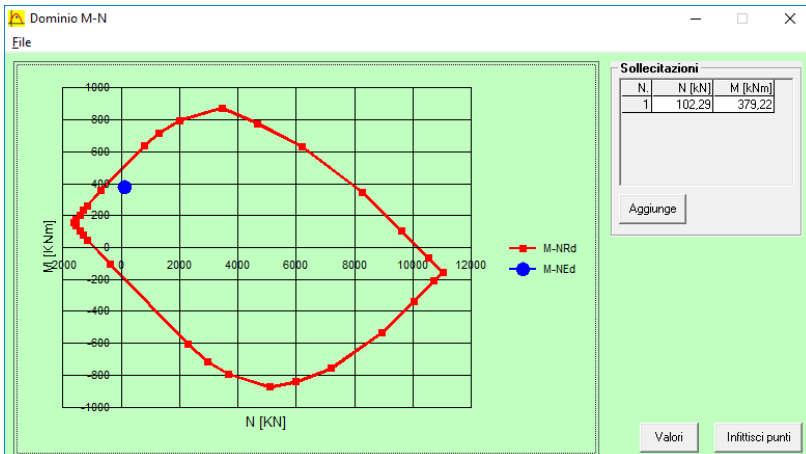
M_{xRd} 516,9 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_s 3,5 ‰
 ϵ_s 16,37 ‰
d 43,8 cm
x 7,714 x/d 0,1761
 δ 0,7

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{sd} = 516,90$ kNm > $M_{sd} = 379,22$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 152,23$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	50,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	46,00	[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_{lk}	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:	$V_{S,d}$	152,23	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	10	20	3,14	31,40
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				31,40

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{R,d} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,66	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,431	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0068	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	259,21	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,70	

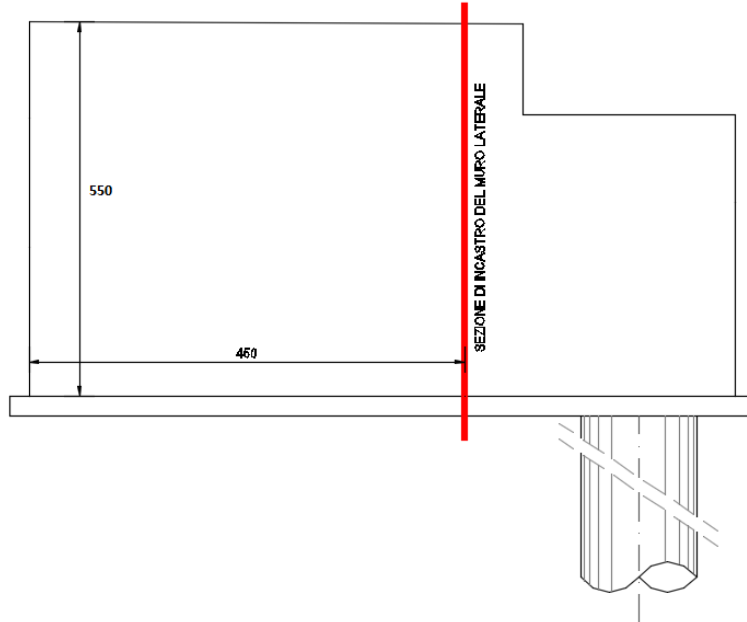
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.3 SEZIONE DI SPICCATO DEI MURI DI RISVOLTO LATERALI - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

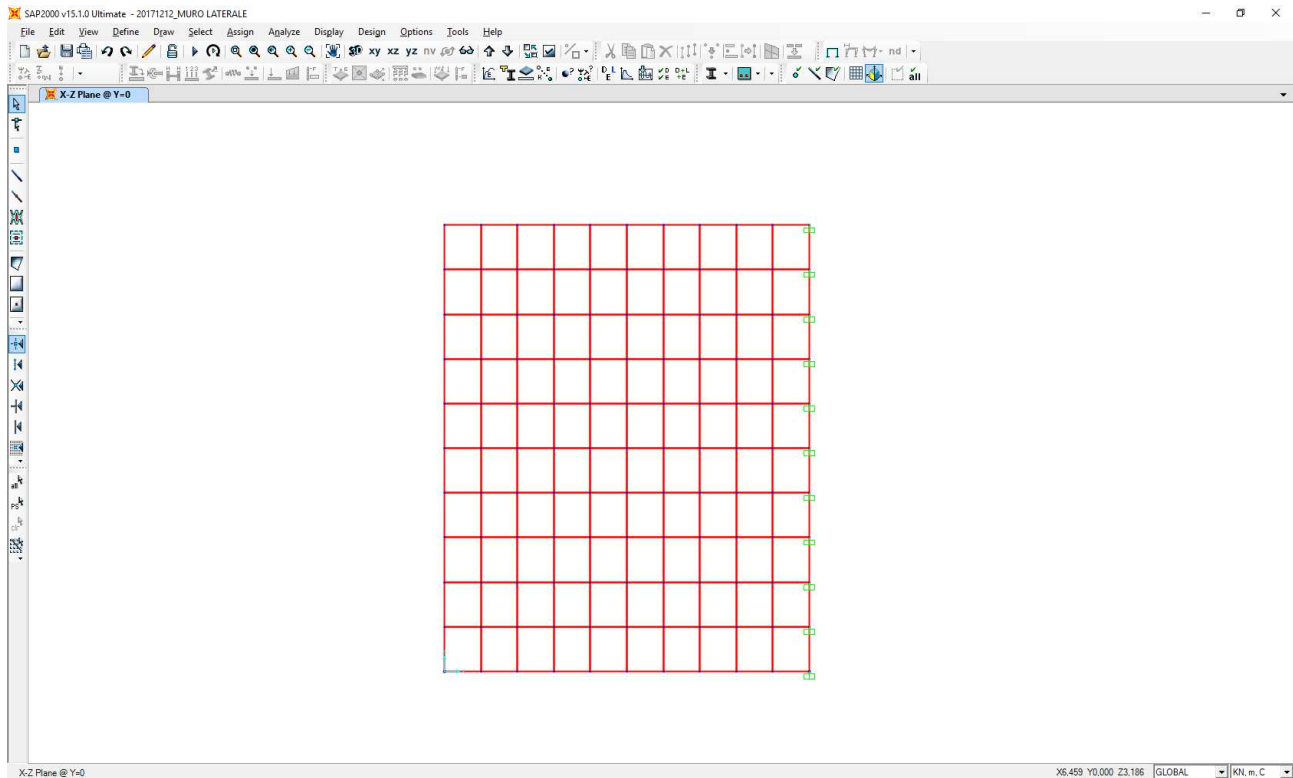
8.3.1 SCHEMA E MODELLO DI CALCOLO

Per la loro conformazione i muri di risvolto laterali presentano uno schema statico di trave a mensola in direzione orizzontale. Le armature di forza saranno costituite pertanto dalle armature orizzontali.

Nell'immagine successiva è riportato lo schema di calcolo dei muri laterali:



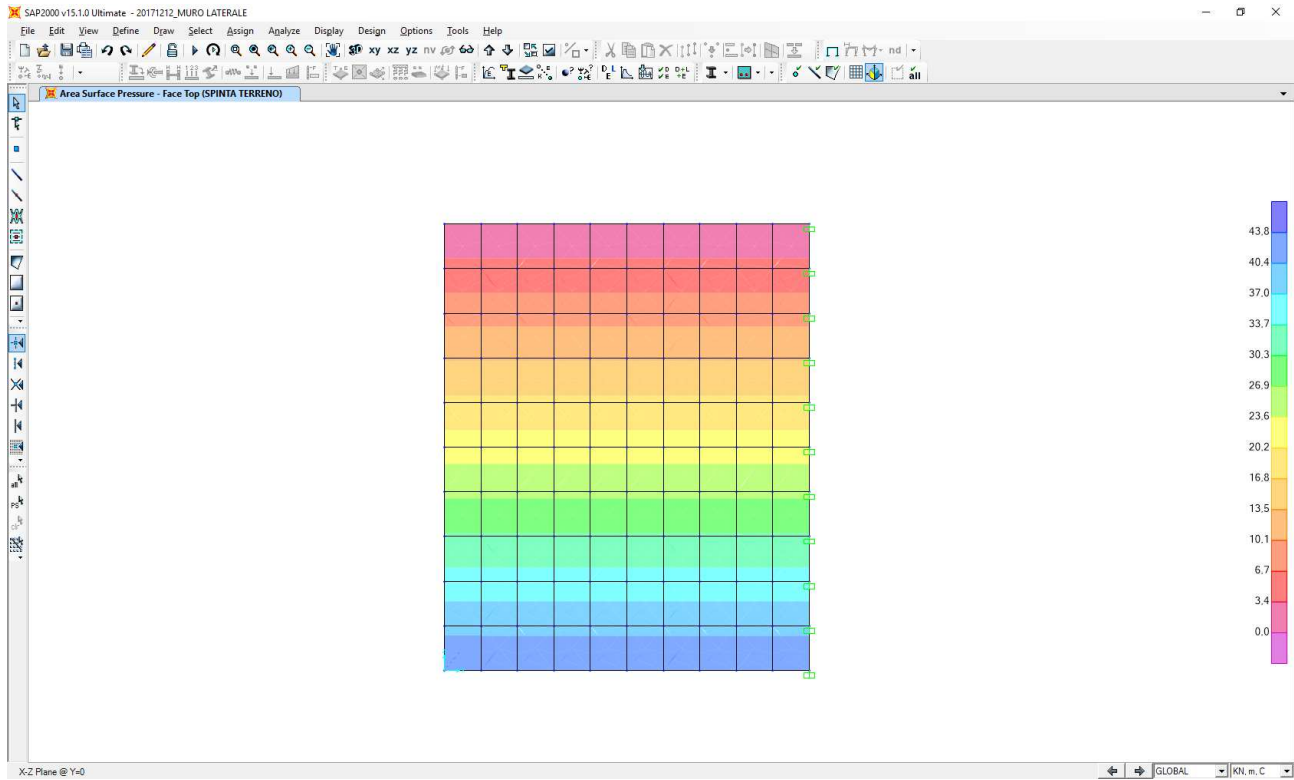
Per la valutazione delle azioni sollecitanti sul muro laterale è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software di calcolo SAP2000 v.15.1:



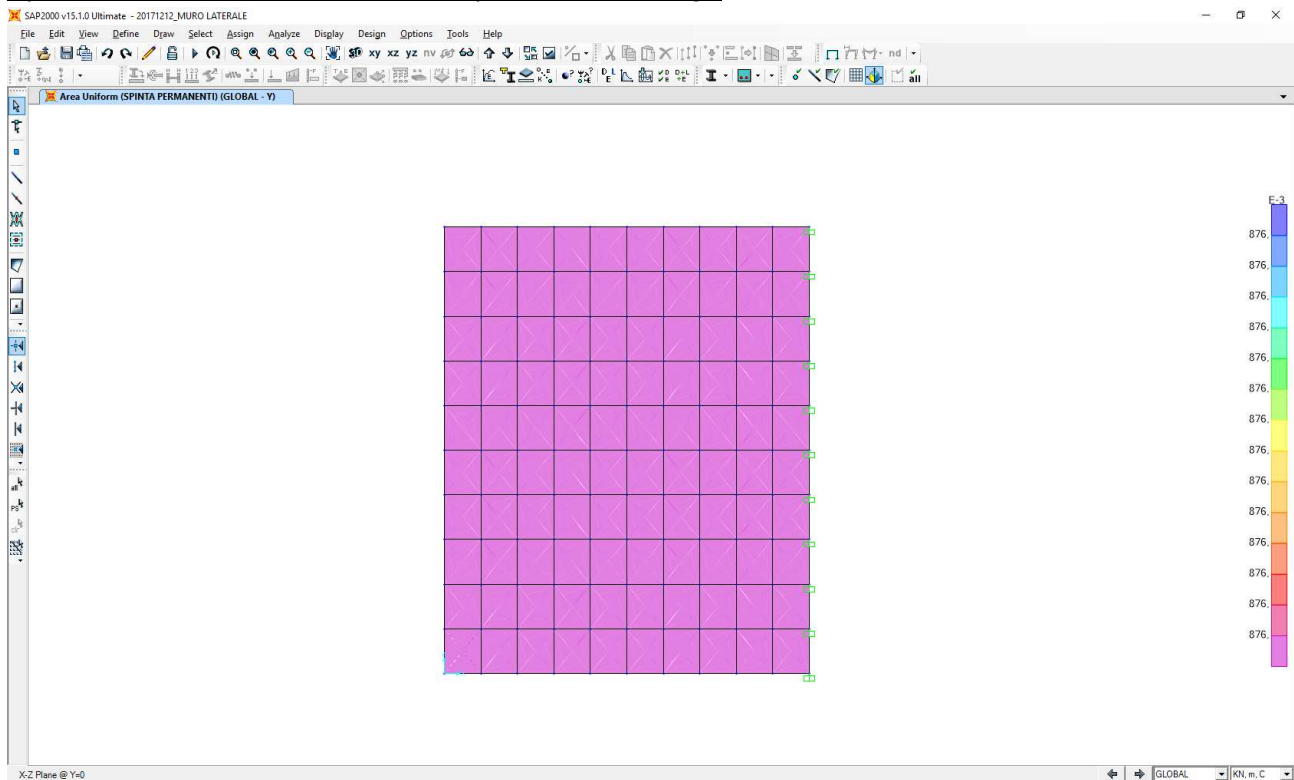
Il muro laterale è stato modellato mediante elementi bidimensionali tipo "shell" con comportamento a lastra – piastra. Il muro è stato vincolato verticalmente su un singolo lato mediante vincoli di incastro.

8.3.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

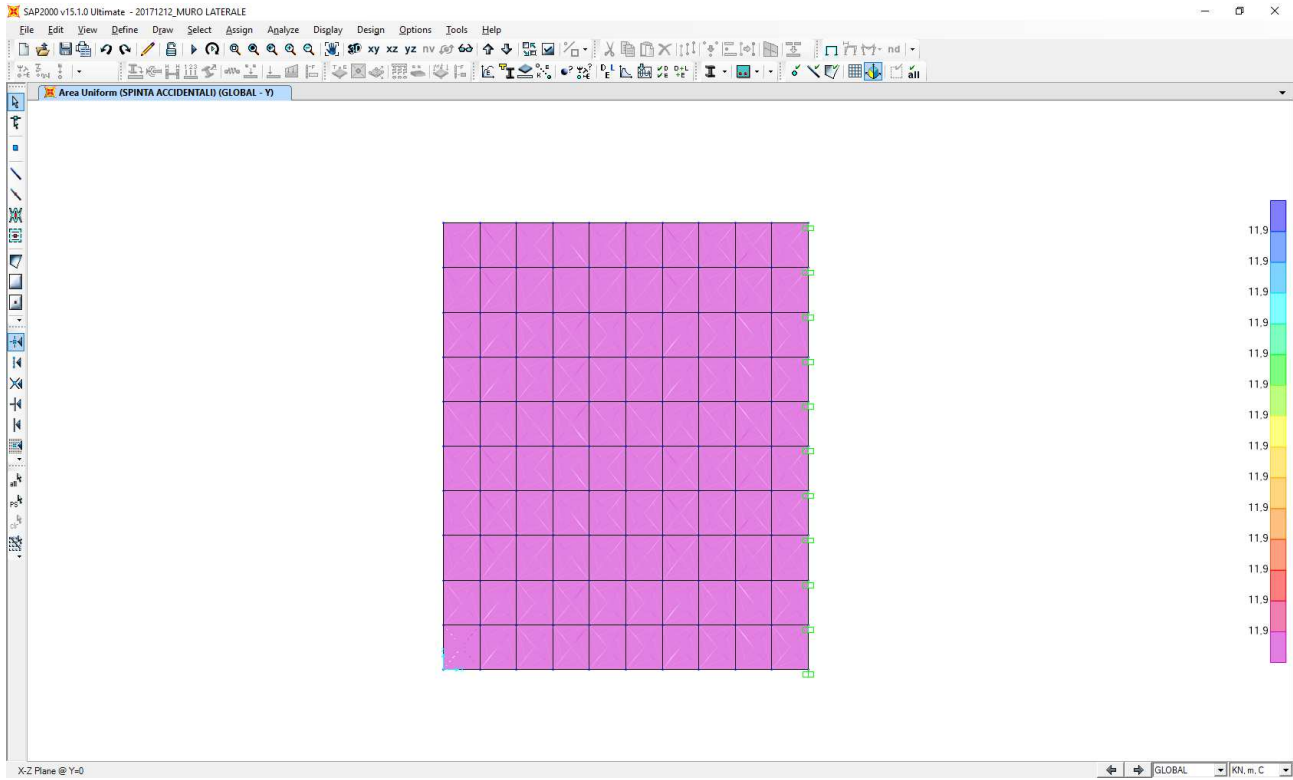
Spinta orizzontale del terreno a tergo



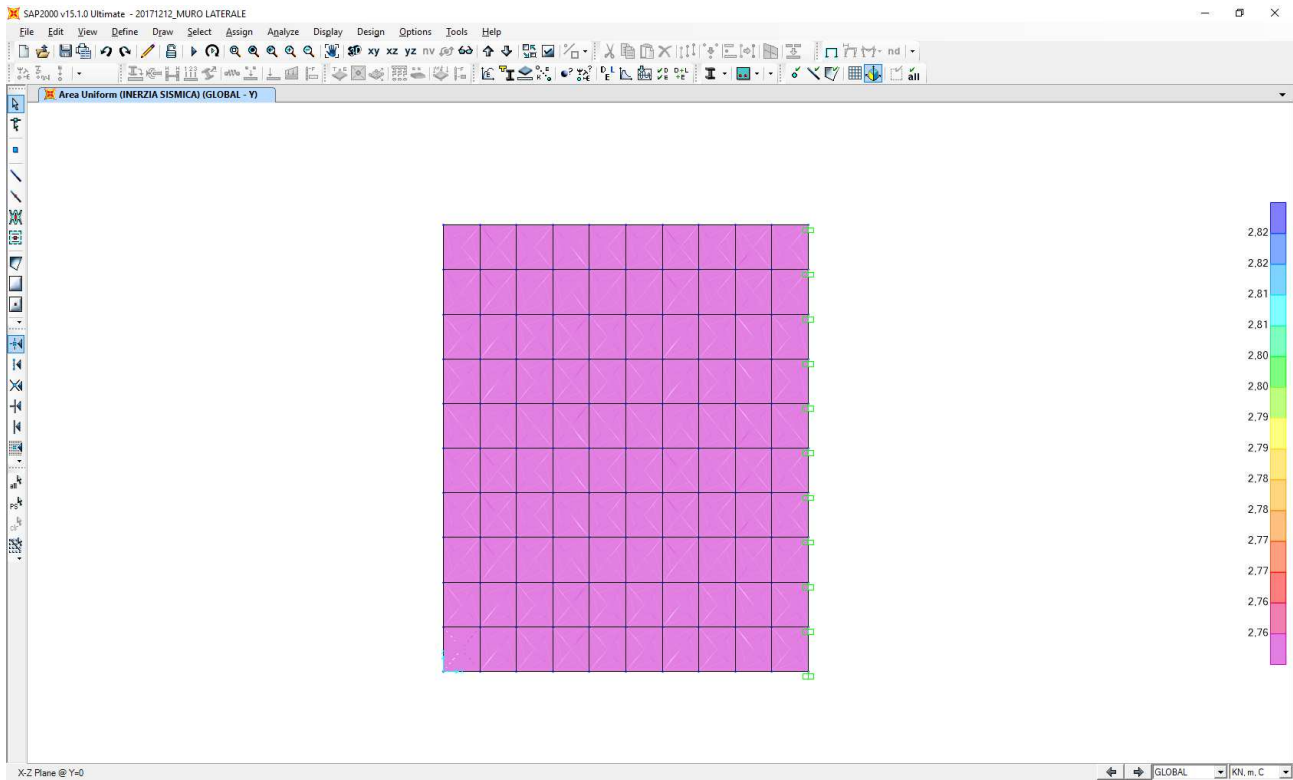
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo



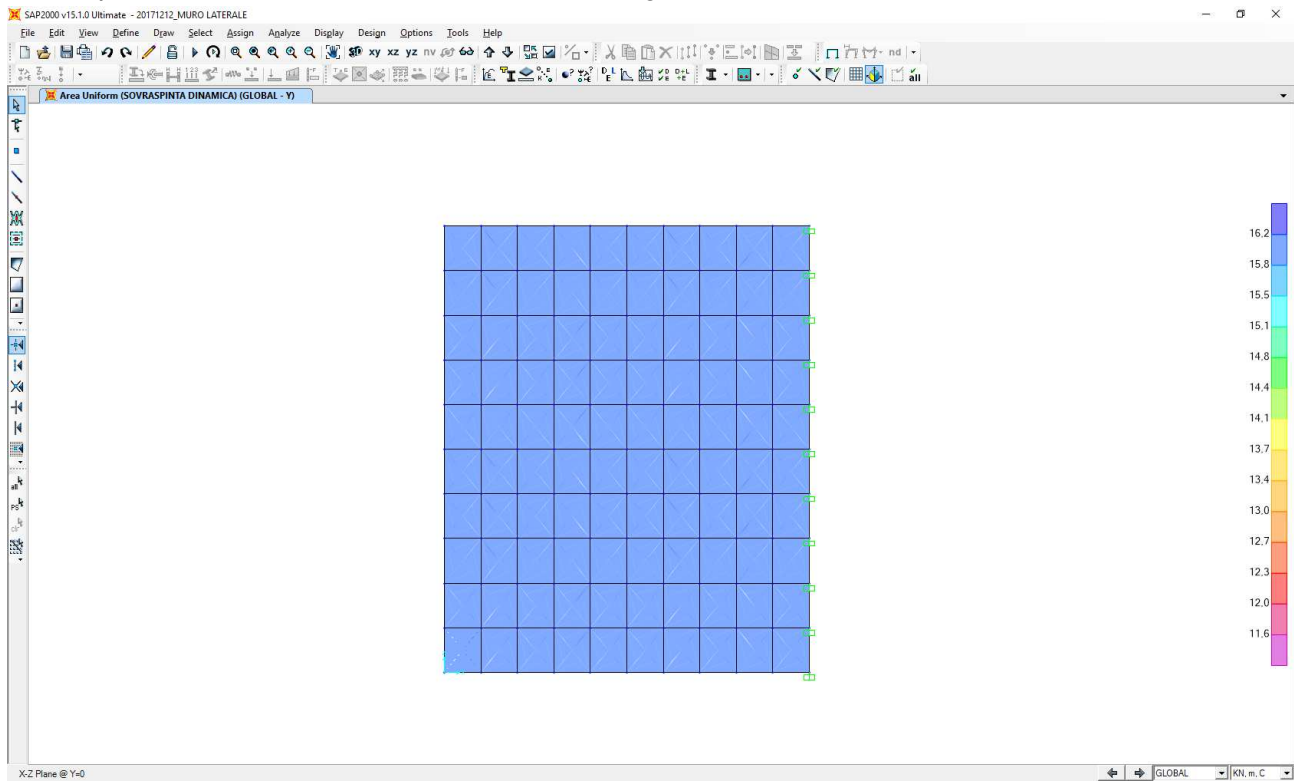
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo



Inerzia sismica orizzontale



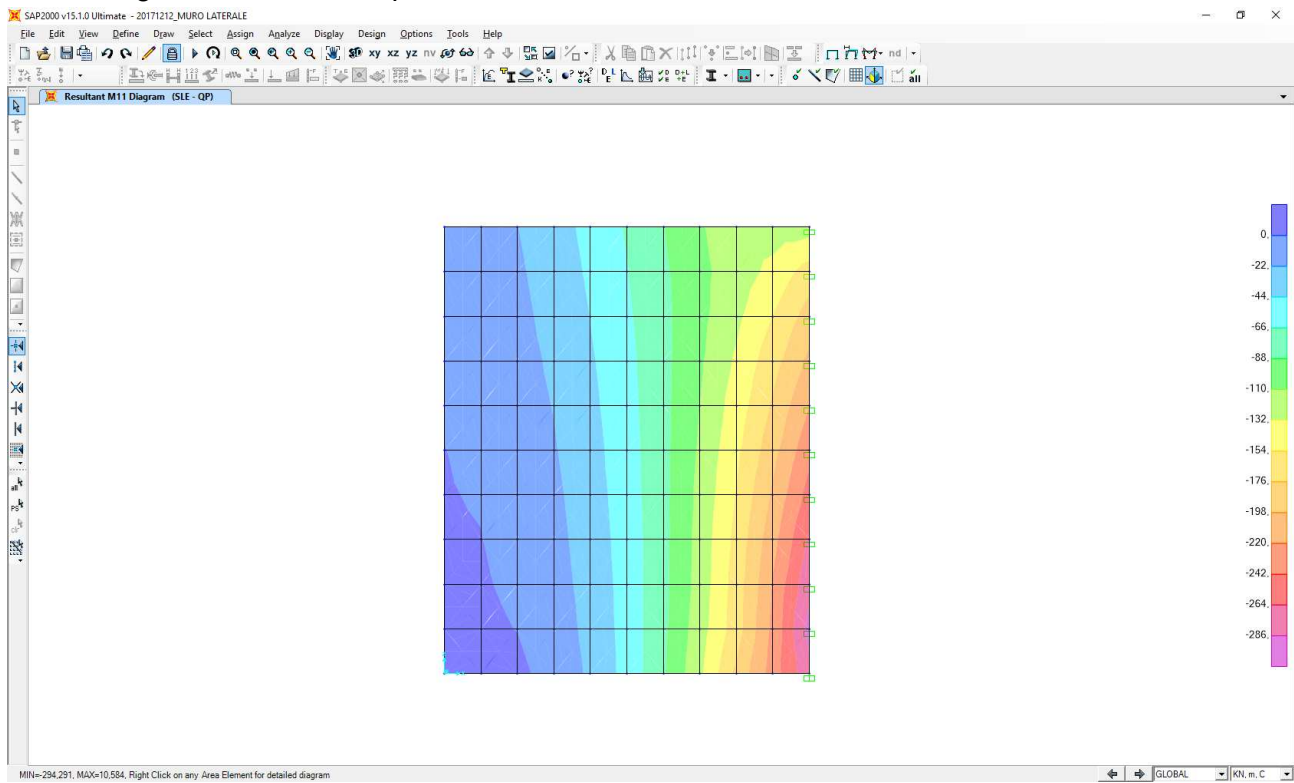
Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni a tergo



8.3.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

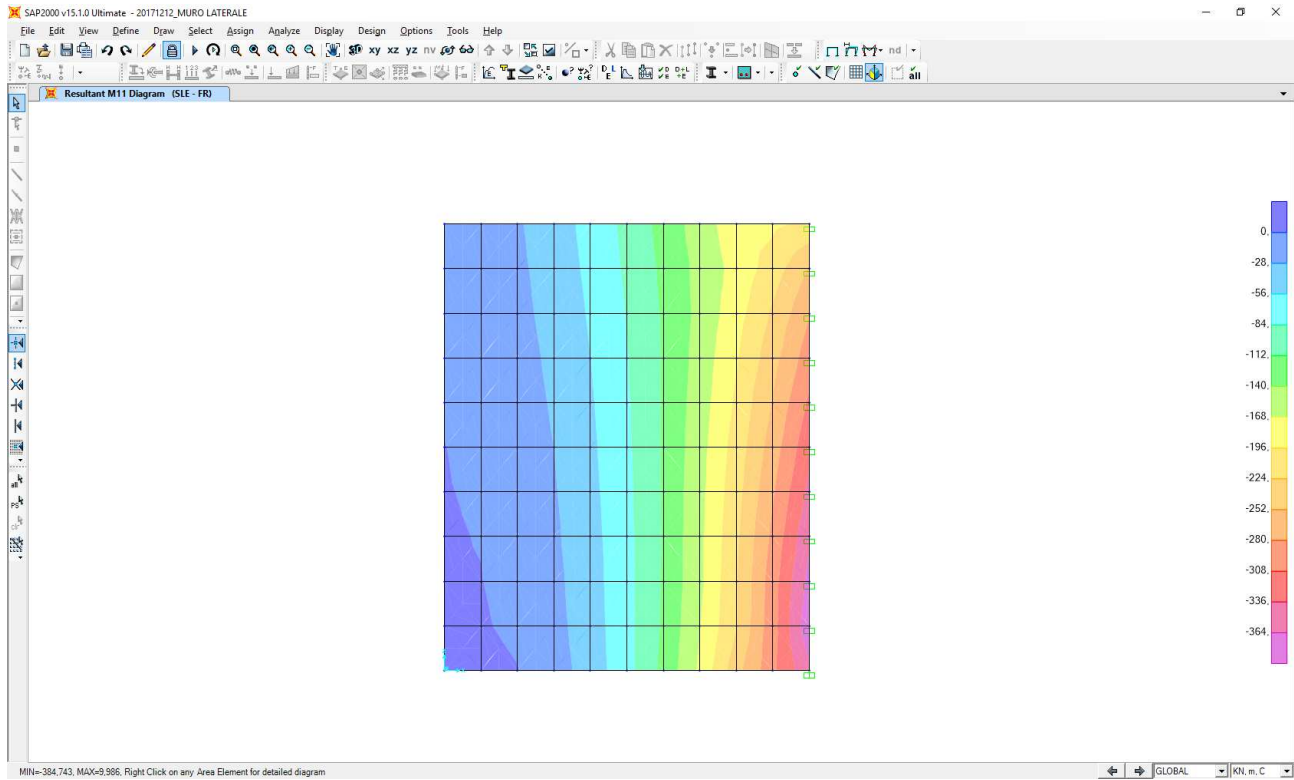
Combinazione SLE – Quasi Permanente

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



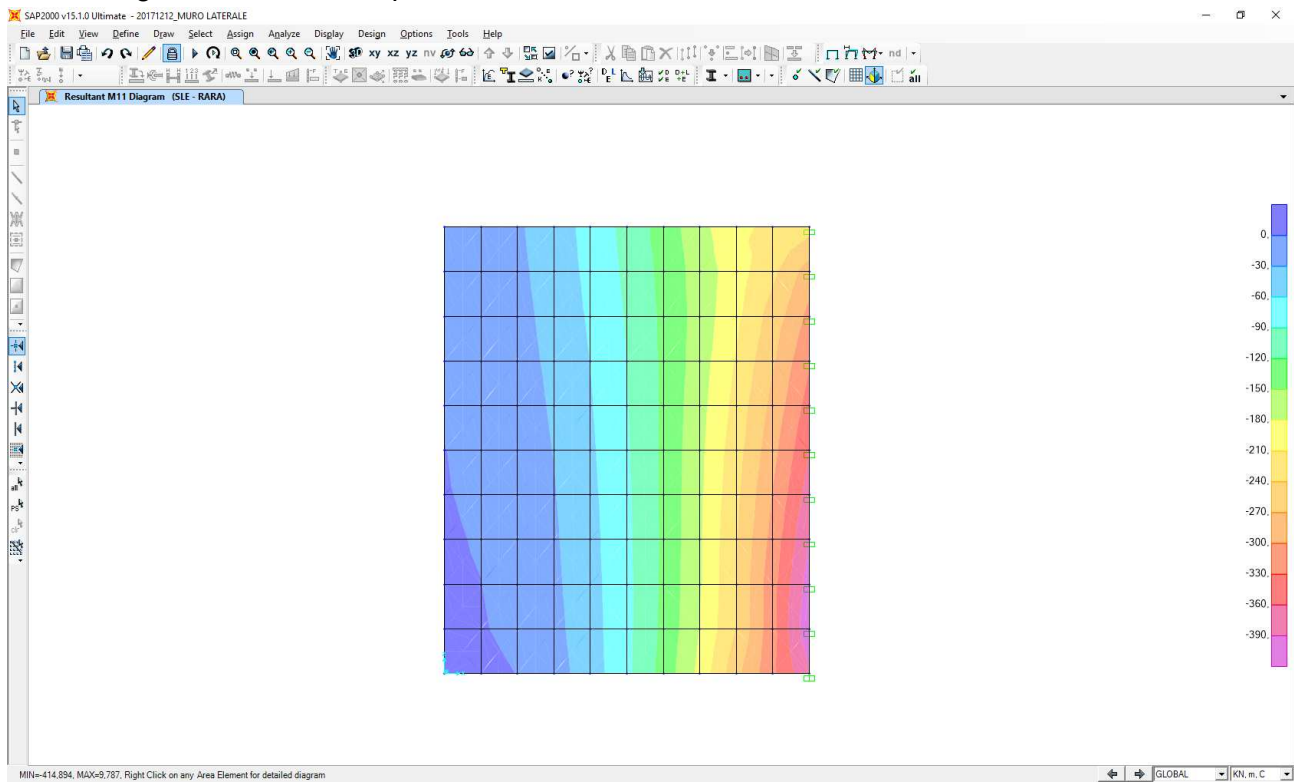
Combinazione SLE – Frequente

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



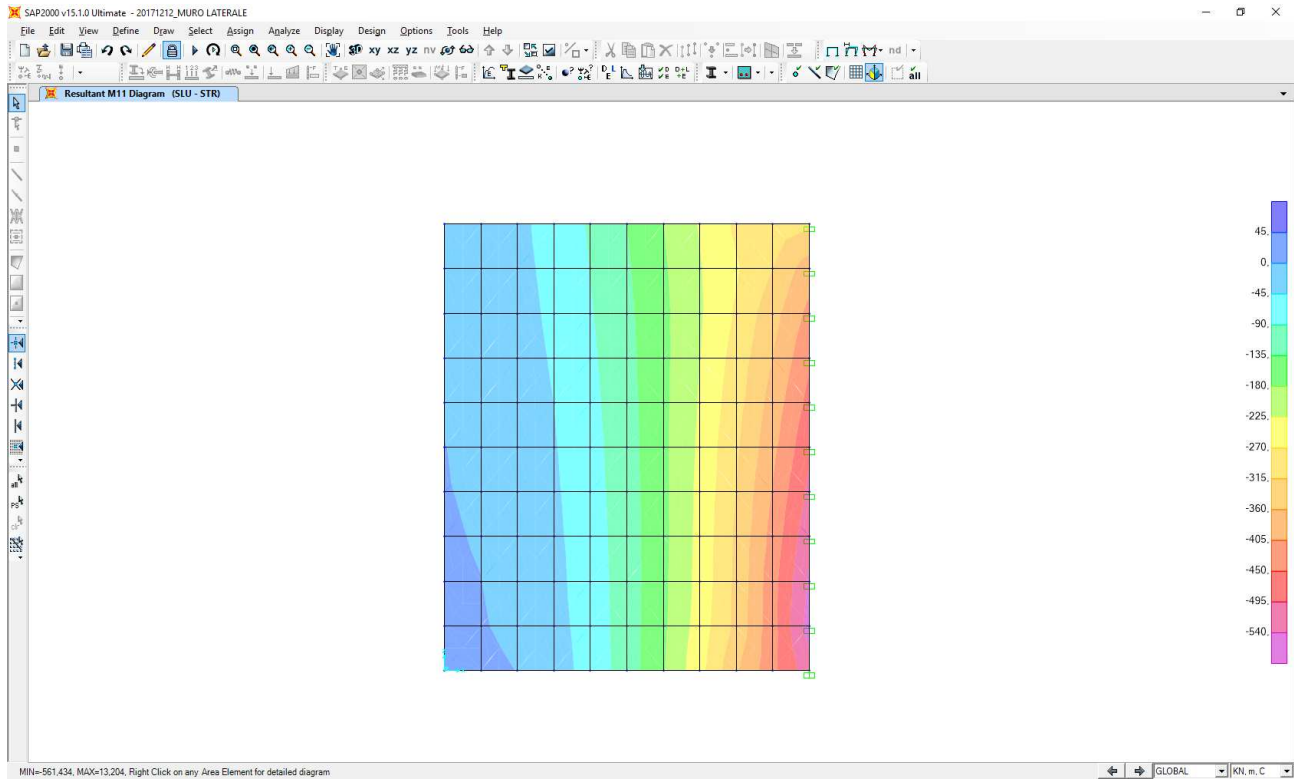
Combinazione SLE – Rara

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:

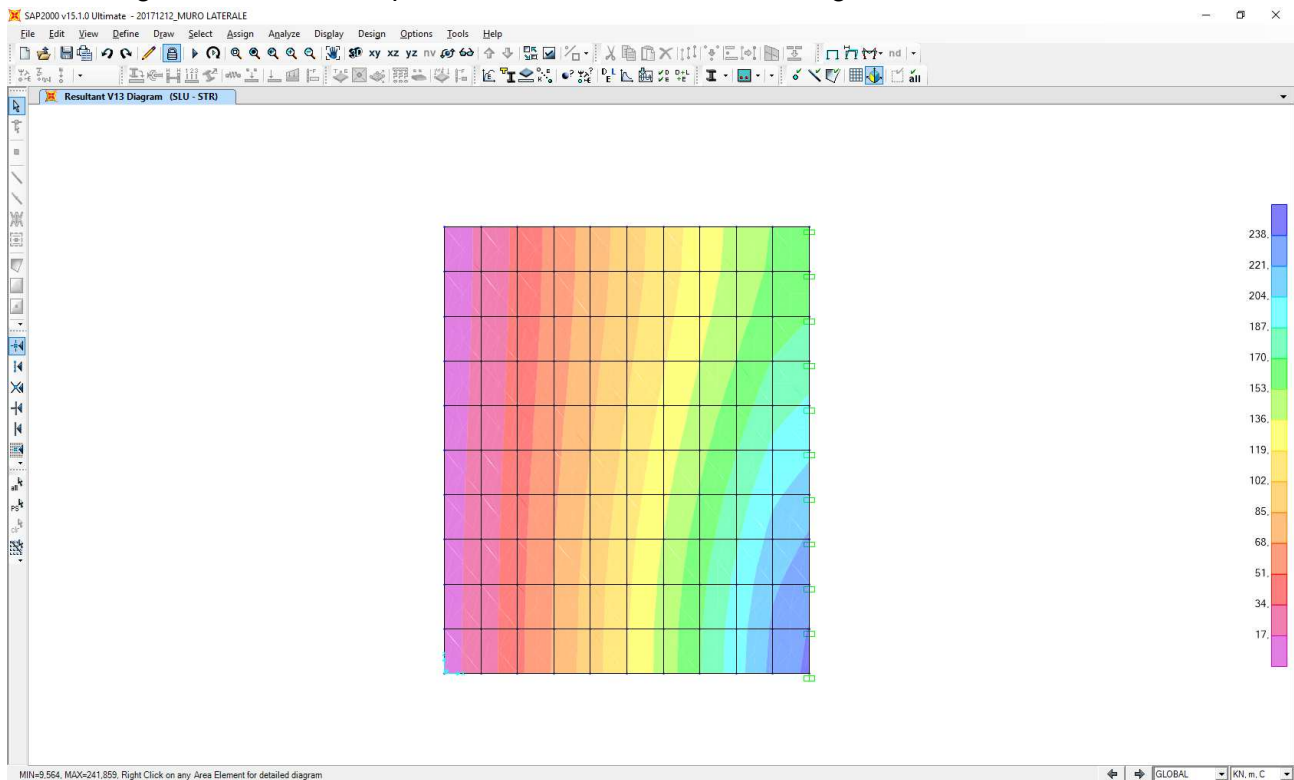


Combinazione SLU – STR

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:

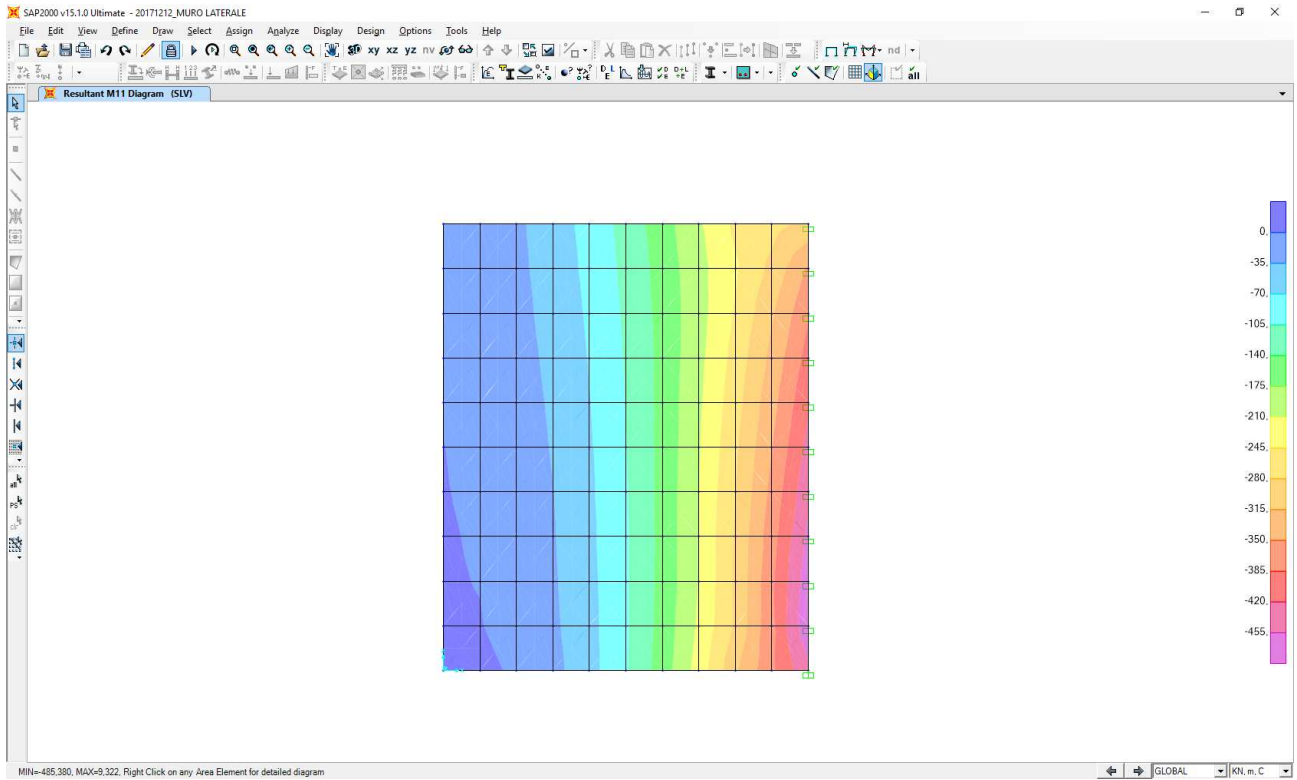


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale:

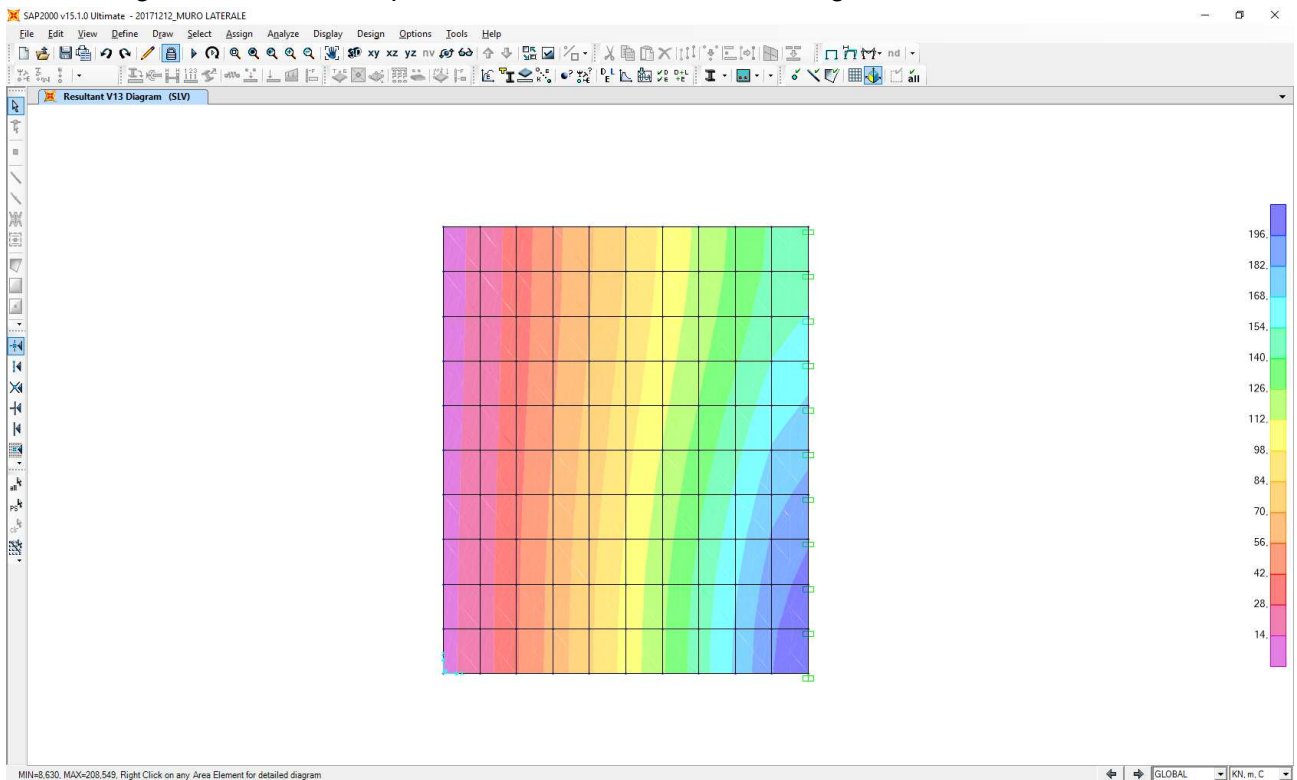


Combinazione SLV

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale:



8.4 SEZIONE DI SPICCATO DEI MURI DI RISVOLTO LATERALI - VERIFICHE STRUTTURALI

8.4.1 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a **100 cm** (striscia di larghezza unitaria) e altezza pari a **75 cm**.

L'armatura orizzontale (armatura di forza) è costituita da:

- **Ø20/10** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno

L'armatura verticale di ripartizione è costituita da:

- **Ø16/20** lato interno (lato terreno)
- **Ø16/20** lato esterno

Non è prevista alcuna specifica armatura a taglio. Vengono tuttavia disposte legature trasversali costituite da spille **Ø12/40x40**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{Sd} = -286,00$ 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	75	1	31,42	6,2
			2	10,05	69

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -286 kNm
M yEd 0

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

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

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{cu} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -4,101 N/mm ²
f_{yd} 391,3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰	σ_s 146,6 N/mm ²
E_s 200.000 N/mm ²	f_{cd} 18,81	ϵ_s 0,733 ‰
E_c/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8	d 68,8 cm
ϵ_{syd} 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25	x 20,34 x/d 0,2956
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0,7333	δ 0,8095
τ_{c1} 2,114		

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,10 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 146,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -364,00$ kNm.

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	31,42	6,2
			2	10,05	69

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

σ_c : -5,219 N/mm²
 σ_s : 186,6 N/mm²

ϵ_s : 0,9328 %
d: 68,8 cm
x: 20,34 x/d: 0,2956
 δ : 0,8095

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,21 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 186,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -390,00$ kNm.

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

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

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	31,42	6,2
			2	10,05	69

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

σ_c : -5,592 N/mm²
 σ_s : 199,9 N/mm²

ϵ_s : 0,9995 %
d: 68,8 cm
x: 20,34 x/d: 0,2956
 δ : 0,8095

Verifica: N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,59 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 199,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	146,60	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	186,60	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	100,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	250,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -540,00$ 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	75	1	31,42	6,2
			2	10,05	69

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -540 kNm
M yEd 0

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

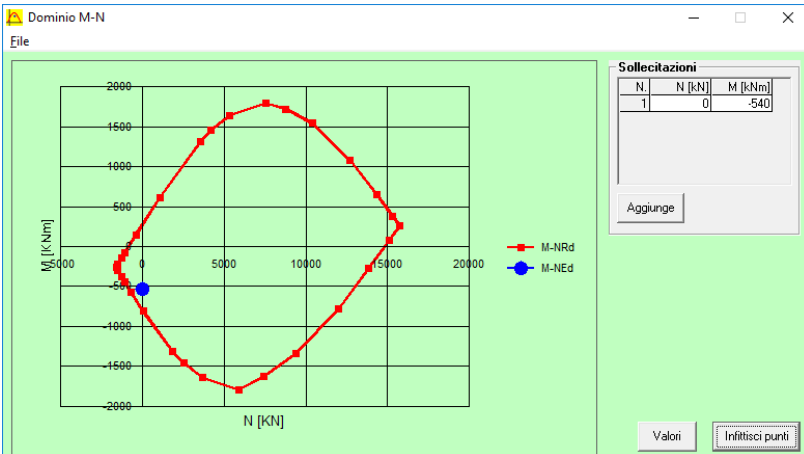
ϵ_{cu} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 $\sigma_{s,adm}$ 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M xRd -805 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 29,67 %
d 68,8 cm
x 7,259 x/d 0,1055
 δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Sd} = -805,00$ kNm > $M_{Sd} = -540,00$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.4.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 182,00$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	75,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	71,00	[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_{lk}	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:	$V_{S,d}$	182,00	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA LONGITUDINALE

	n_{barre}	\varnothing_{barre} [mm]	A_{barra} [cm ²]	$A_{s,tot}$ [cm ²]
Primo strato di armatura tesa:	5	24	4,52	22,60
Infittimento primo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
Infittimento secondo strato di armatura tesa:			0,00	0,00
AREA TOTALE DELLE BARRE DI ARMATURA TESA				22,60

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La verifica allo S.L.U. per taglio viene condotta secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, par.4.1.2.1.3.1

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Coefficiente k:	k	1,53	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,382	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0032	
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	286,20	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,57	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.5 SEZIONE ALLA BASE DELLA TRAVE A CUSCINO – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

8.5.1 AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE

Nella tabella successiva sono riportati i valori complessivi degli scarichi dell'impalcato sulla spalla (valutati alla sommità dei baggioli) desunti dalla relazione di calcolo dell'impalcato stesso per le differenti condizioni di carico elementari considerate:

CARICO	N _k [kN]	V _{LONG,k} [kN]	V _{TRASV,k} [kN]	M _{LONG,k} [kNm]	M _{TRASV,k} [kNm]
PESO PROPRIO IMPALCATO	2.943,47	46,66	0,00	0,00	0,00
PERMANENTI PORTATI IMPALCATO	1.062,25	13,41	0,00	0,00	-240,00
AZIONE CENTRIFUGA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE DELLA FRENATURA	-24,51	-236,67	-0,77	0,00	1,50
FOLLA COMPATTA	504,00	5,87	0,00	0,00	-661,50
TRAFFICO - CONDIZIONE 1	1.822,79	15,38	0,03	0,00	-3.729,05
TRAFFICO - CONDIZIONE 2	2.183,32	13,21	0,00	0,00	1.014,32
TRAFFICO - CONDIZIONE 3	1.875,47	14,81	-0,04	0,00	5.935,11
TRAFFICO - CONDIZIONE 4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO	0,00	0,00	-159,95	0,00	606,98
AZIONE SISMICA LONGITUDINALE	32,57	330,96	1,52	0,00	2,51
AZIONE SISMICA TRASVERSALE	135,16	0,29	326,53	0,00	-0,04
AZIONE SISMICA VERTICALE	40,24	0,57	0,00	0,00	-0,57

Di seguito è riportata la valutazione delle azioni sollecitanti valutate alla base della trave a cuscino in corrispondenza dell'asse dei pali di fondazione:

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Altezza media dei baggioli di appoggio	0,20	[m]
PARAGHIAIA		
Lunghezza del paraghiaia	14,30	[m]
Spessore del paraghiaia	0,50	[m]
Altezza massima del paraghiaia	3,11	[m]
Altezza minima del paraghiaia	2,82	[m]
Volume del paraghiaia	21,20	[m ³]
Peso proprio del paraghiaia	529,99	[kN]
Quota del baricentro del paraghiaia rispetto alla base della trave a cuscino	3,35	[m]
Ascissa del baricentro del paraghiaia rispetto all'asse dei pali di fondazione	-1,45	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-768,49	[kNm]
TRAVE A CUSCINO		
Lunghezza della trave a cuscino	14,30	[m]
Larghezza della trave a cuscino	2,70	[m]
Altezza della trave a cuscino	2,00	[m]
Volume della trave a cuscino	77,22	[m ³]
Peso proprio della trave a cuscino	1.930,50	[kN]
Quota del baricentro della trave a cuscino rispetto alla base della trave a cuscino	1,00	[m]
Ascissa del baricentro della trave a cuscino rispetto all'asse dei pali di fondazione	-0,35	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-675,68	[kNm]

MURI LATERALI POSTERIORI

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	4,50	[m]
Altezza media dei muri laterali	5,11	[m]
Spessore dei muri laterali	0,75	[m]
Volume dei muri laterali	34,49	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	862,31	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	2,56	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-3,95	[m]
Ordinata del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse della trave a cuscino	0,00	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-3.406,13	[kNm]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse della zattera di fondazione	0,00	[kNm]

MURI LATERALI ANTERIORI DI RISVOLTO

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	2,20	[m]
Altezza media dei muri laterali	1,50	[m]
Spessore dei muri laterali	0,30	[m]
Volume dei muri laterali	1,98	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	49,50	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	2,75	[m]
Ordinata del baricentro dei muri anteriori di risvolto rispetto all'asse della trave a cuscino	0,00	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-0,10	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-4,95	[kNm]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse della zattera di fondazione	0,00	[kNm]
Azione normale verticale totale dovuta al peso proprio della spalla	3.372,31	[kN]
Momento flettente longitudinale totale dovuto al peso proprio della spalla	-4.855,25	[kNm]
Momento flettente trasversale totale dovuto al peso proprio della spalla	0,00	[kNm]

AZIONI TRASMESSE DAL RILEVATO A TERGO DELLA SPALLA

CARATTERISTICHE DEL TERRENO SPINGENTE

Peso per unità di volume del terreno spingente	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito interno del terreno spingente	37,00	[°]
Coesione efficace del terreno spingente	0,00	[kN/m ²]
Coefficiente di spinta riposo del terreno spingente	0,398	

SPINTA DEL TERRENO A TERGO

Spinta orizzontale del terreno a tergo	1.403,65	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale del terreno a tergo	2.323,04	[kNm]

SPINTA DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI A TERGO

Carichi permanenti portati a tergo	2,20	[kN/m ²]
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo a tergo	62,20	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	154,40	[kNm]

SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO

Carichi permanenti portati a tergo	30,00	[kN/m ²]
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo a tergo	848,13	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	2.105,48	[kNm]

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO

CARICO	N _k [kN]	V _{LONG,k} [kN]	V _{TRASV,k} [kN]	M _{LONG,k} [kNm]	M _{TRASV,k} [kNm]
PESO PROPRIO IMPALCATO	2.943,47	46,66	0,00	0,00	0,00
PERMANENTI PORTATI IMPALCATO	1.062,25	13,41	0,00	0,00	-240,00
AZIONE CENTRIFUGA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE DELLA FRENATURA	-24,51	-236,67	-0,77	0,00	1,50
FOLLA COMPATTA	504,00	5,87	0,00	0,00	-661,50
TRAFFICO - CONDIZIONE 1	1.822,79	15,38	0,03	0,00	-3.729,05
TRAFFICO - CONDIZIONE 2	2.183,32	13,21	0,00	0,00	1.014,32
TRAFFICO - CONDIZIONE 3	1.875,47	14,81	-0,04	0,00	5.935,11
TRAFFICO - CONDIZIONE 4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO	0,00	0,00	-159,95	0,00	606,98
AZIONE SISMICA LONGITUDINALE	32,57	330,96	1,52	0,00	2,51
AZIONE SISMICA TRASVERSALE	135,16	0,29	326,53	0,00	-0,04
AZIONE SISMICA VERTICALE	40,24	0,57	0,00	0,00	-0,57

AZIONI SISMICHE

Coefficiente sismico orizzontale

0,1490

Coefficiente sismico verticale

0,0745

AZIONI INERZIALI TRASMESSE DALLA SPALLA

Peso sismico del paraghiaia	529,99	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dal paraghiaia	78,97	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dal paraghiaia	78,97	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dal paraghiaia	39,48	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	264,21	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	264,21	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-57,25	[kNm]
Peso sismico della trave a cuscino	1.930,50	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dalla trave a cuscino	287,64	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dalla trave a cuscino	287,64	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dalla trave a cuscino	143,82	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	287,64	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	287,64	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-50,34	[kNm]
Peso sismico dai muri laterali posteriori	862,31	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali posteriori	128,48	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali posteriori	128,48	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali posteriori	64,24	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	328,28	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	328,28	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-253,76	[kNm]
Peso sismico dei muri laterali anteriori di risvolto	49,50	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	7,38	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	7,38	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	3,69	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	20,28	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	20,28	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-0,37	[kNm]

Inerzia sismica orizzontale longitudinale totale della spalla	502,47	[kN]
Inerzia sismica orizzontale trasversale totale della spalla	502,47	[kN]
Inerzia sismica verticale totale della spalla	251,24	[kN]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale longitudinale della spalla	900,42	[kNm]
Momento flettente trasversale totale prodotto dall'azione inerziale trasversale della spalla	900,42	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale verticale della spalla	-361,72	[kNm]

SOVRASPINTA DINAMICA DEL TERRENO A TERGO

Per la valutazione della sovraspinta dinamica dei terreni a tergo della spalla è stato utilizzato il **metodo di Wood**.

Sovraspinta dinamica orizzontale longitudinale del terreno a tergo	1.050,49	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla sovraspinta dinamica del terreno a tergo	2.607,83	[kNm]

AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE ALLA BASE DELLA TRAVE A CUSCINO IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE PALI

CARICO	N _k [kN]	V _{LONG,k} [kN]	V _{TRASV,k} [kN]	M _{LONG,k} [kNm]	M _{TRASV,k} [kNm]
PESO PROPRIO DELLA SPALLA	3.372,31	0,00	0,00	-4.855,25	0,00
PESO PROPRIO IMPALCATO	2.943,47	46,66	0,00	102,66	0,00
PERMANENTI PORTATI IMPALCATO	1.062,25	13,41	0,00	29,50	-240,00
SPINTA DEL TERRENO A TERGO DELLA SPALLA	0,00	1.403,65	0,00	2.323,04	0,00
SPINTA DEI SOVRACC. PERM. A TERGO DELLA SPALLA	0,00	62,20	0,00	154,40	0,00
SPINTA DEI SOVRACC. PERM. A TERGO DELLA SPALLA	0,00	848,13	0,00	2.105,48	0,00
AZIONE CENTRIFUGA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE DELLA FRENATURA	0,00	-236,67	-0,77	-520,67	-0,21
FOLLA COMPATTA	504,00	5,87	0,00	12,90	-661,50
TRAFFICO - CONDIZIONE 1	1.822,79	15,38	0,03	33,84	-3.728,99
TRAFFICO - CONDIZIONE 2	2.183,32	13,21	0,00	29,06	1.014,31
TRAFFICO - CONDIZIONE 3	1.875,47	14,81	-0,04	32,59	5.935,02
TRAFFICO - CONDIZIONE 4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO	0,00	0,00	-159,95	0,00	255,09
AZIONE SISMICA INERZIALE LONG. DELLA SPALLA	0,00	502,47	0,00	900,42	0,00
AZIONE SISMICA INERZIALE TRASV. DELLA SPALLA	0,00	0,00	502,47	0,00	900,42
AZIONE SISMICA INERZIALE VERT. DELLA SPALLA	251,24	0,00	0,00	-361,72	0,00
SOVRASP. DINAM. DEL TERRENO A TERGO DELLA SPALLA	0,00	1.050,49	0,00	2.607,83	0,00
AZIONE SISMICA LONGIT. TRASMESSA DALL'IMPALCATO	32,57	330,96	1,52	728,12	5,85
AZIONE SISMICA TRASV. TRASMESSA DALL'IMPALCATO	135,16	0,29	326,53	0,64	718,33
AZIONE SISMICA VERT. TRASMESSA DALL'IMPALCATO	40,24	0,57	0,00	1,26	-0,56

PONTE SUL BREMBIOLO 02 SU ASSE 02.02 – RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 01, COMBINAZIONE SLV 02, COMBINAZIONE SLV 03, COMBINAZIONE SLV 04. Each column contains sub-headers for parameters like γp, NEd, VEd, etc., and rows for various load cases such as PESO PROPRIO DELLA SPALLA, TRAFFICO - CONDIZIONE 1, etc.

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 05, COMBINAZIONE SLV 06, COMBINAZIONE SLV 07, COMBINAZIONE SLV 08. Similar structure to the previous table, showing load combinations 05 through 08.

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 09, COMBINAZIONE SLV 10, COMBINAZIONE SLV 11, COMBINAZIONE SLV 12. Similar structure to the previous tables, showing load combinations 09 through 12.

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 13, COMBINAZIONE SLV 14, COMBINAZIONE SLV 15, COMBINAZIONE SLV 16. Similar structure to the previous tables, showing load combinations 13 through 16.

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 17, COMBINAZIONE SLV 18, COMBINAZIONE SLV 19, COMBINAZIONE SLV 20. Similar structure to the previous tables, showing load combinations 17 through 20.

Table with 4 columns: CARICO, COMBINAZIONE SLV 17, COMBINAZIONE SLV 18, COMBINAZIONE SLV 19, COMBINAZIONE SLV 20. This is a second instance of the same table structure as above.

Nella tabella successiva è riportato il riepilogo dei valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{LONG,Sd} [kN]	V _{TRASV,Sd} [kN]	M _{LONG,Sd} [kNm]	M _{TRASV,Sd} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	7.378,02	1.525,92	0,00	-2.245,64	-240,00
SLE - FREQUENTE 01	8.934,12	2.175,75	0,02	-636,32	-3.284,81
SLE - FREQUENTE 02	9.204,51	2.174,12	0,00	-639,90	272,67
SLE - FREQUENTE 03	8.973,63	2.175,33	-0,03	-637,25	3.963,20
SLE - FREQUENTE 04	7.567,02	2.164,22	0,00	-661,69	-488,06
SLE - FREQUENTE 05	7.567,02	1.528,12	-31,99	-2.240,80	-437,04
SLE - CARATTERISTICA 01	9.452,81	2.392,36	-95,94	-99,87	-4.146,69
SLE - CARATTERISTICA 02	9.813,34	2.390,19	-95,97	-104,65	596,62
SLE - CARATTERISTICA 03	9.505,50	2.391,80	-96,01	-101,12	5.517,32
SLE - CARATTERISTICA 04	7.630,02	2.376,98	-95,97	-133,71	-417,69
SLE - CARATTERISTICA 05	8.745,12	2.173,55	-95,95	-641,15	-2.883,69
SLE - CARATTERISTICA 06	9.015,51	2.171,92	-95,97	-644,74	673,79
SLE - CARATTERISTICA 07	8.784,63	2.173,13	-96,00	-642,09	4.364,32
SLE - CARATTERISTICA 08	7.378,02	2.162,02	-95,97	-666,53	-86,94
SLE - CARATTERISTICA 09	8.745,12	1.936,88	-96,72	-1.161,83	-2.883,90
SLE - CARATTERISTICA 10	9.015,51	1.935,25	-96,75	-1.165,41	673,58
SLE - CARATTERISTICA 11	8.784,63	1.936,46	-96,78	-1.162,77	4.364,11
SLE - CARATTERISTICA 12	7.378,02	1.925,35	-96,74	-1.187,21	-87,15
SLE - CARATTERISTICA 13	8.997,12	2.176,49	-159,93	-634,70	-3.112,40
SLE - CARATTERISTICA 14	9.267,51	2.174,86	-159,95	-638,29	445,08
SLE - CARATTERISTICA 15	9.036,63	2.176,06	-159,98	-635,64	4.135,61
SLE - CARATTERISTICA 16	7.630,02	2.164,95	-159,95	-660,08	-315,66
SLU - STR 01	12.958,43	3.241,47	-143,92	-106,28	-5.660,68
SLU - STR 02	13.445,15	3.238,54	-143,96	-112,73	742,78
SLU - STR 03	13.029,56	3.240,70	-144,01	-107,96	7.385,73
SLU - STR 04	10.497,67	3.220,71	-143,95	-151,96	-626,54
SLU - STR 05	11.965,24	2.945,64	-143,93	-837,97	-3.906,02
SLU - STR 06	12.330,28	2.943,44	-143,96	-842,81	896,57
SLU - STR 07	12.018,59	2.945,06	-144,00	-839,24	5.878,79
SLU - STR 08	10.119,67	2.930,07	-143,95	-872,23	-130,42
SLU - STR 09	11.965,24	2.590,63	-145,09	-1.618,99	-3.906,33
SLU - STR 10	12.330,28	2.588,43	-145,12	-1.623,82	896,26
SLU - STR 11	12.018,59	2.590,06	-145,16	-1.620,25	5.878,48
SLU - STR 12	10.119,67	2.575,06	-145,12	-1.653,24	-130,73
SLU - STR 13	12.343,24	2.950,04	-239,90	-828,30	-4.249,09
SLU - STR 14	12.708,28	2.947,84	-239,93	-833,13	553,51
SLU - STR 15	12.396,59	2.949,46	-239,97	-829,56	5.535,72
SLU - STR 16	10.497,67	2.934,47	-239,92	-862,55	-473,49
SLV 01	7.538,58	3.410,10	250,22	1.882,78	251,31
SLV 02	7.363,69	3.409,76	250,22	2.099,06	251,64
SLV 03	7.457,48	3.409,93	-247,18	1.882,40	-719,94
SLV 04	7.282,60	3.409,59	-247,18	2.098,67	-719,60
SLV 05	7.473,45	692,75	247,18	-3.982,12	239,60
SLV 06	7.298,56	692,40	247,18	-3.765,85	239,94
SLV 07	7.392,35	692,57	-250,22	-3.982,50	-731,64
SLV 08	7.217,47	692,23	-250,22	-3.766,23	-731,31
SLV 09	7.610,39	2.091,56	829,46	-1.082,23	1.380,33
SLV 10	7.435,51	2.091,22	829,46	-865,95	1.380,67
SLV 11	7.590,86	1.276,35	828,55	-2.841,70	1.376,82
SLV 12	7.415,97	1.276,01	828,55	-2.625,43	1.377,16
SLV 13	7.340,08	2.090,98	-828,55	-1.083,50	-1.857,16
SLV 14	7.165,19	2.090,64	-828,55	-867,23	-1.856,82
SLV 15	7.320,54	1.275,77	-829,46	-2.842,97	-1.860,67
SLV 16	7.145,65	1.275,43	-829,46	-2.626,70	-1.860,33
SLV 17	7.719,82	2.091,76	249,16	-1.334,99	246,82
SLV 18	7.638,72	2.091,59	-248,24	-1.335,38	-724,43
SLV 19	7.700,28	1.276,55	248,25	-3.094,47	243,31
SLV 20	7.619,18	1.276,38	-249,15	-3.094,85	-727,94
SLV 21	7.136,86	2.090,61	249,15	-614,08	247,94
SLV 22	7.055,77	2.090,44	-248,25	-614,46	-723,31
SLV 23	7.117,32	1.275,41	248,24	-2.373,55	244,43
SLV 24	7.036,23	1.275,23	-249,16	-2.373,94	-726,82

8.6 PALI DI FONDAZIONE – VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

NUMERO DI PALI

4

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	
Y	-5,40	-1,80	1,80	5,40	
Y ²	29,16	3,24	3,24	29,16	64,80

COMBINAZIONE	N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.864,51	1.851,17	1.837,84	1.824,51	-561,41	381,48
SLE - FREQUENTE 01	2.507,26	2.324,77	2.142,28	1.959,79	-159,08	543,94
SLE - FREQUENTE 02	2.278,41	2.293,55	2.308,70	2.323,85	-159,97	543,53
SLE - FREQUENTE 03	1.913,14	2.133,32	2.353,50	2.573,67	-159,31	543,83
SLE - FREQUENTE 04	1.932,43	1.905,31	1.878,20	1.851,08	-165,42	541,05
SLE - FREQUENTE 05	1.928,18	1.903,90	1.879,62	1.855,34	-560,20	382,11
SLE - CARATTERISTICA 01	2.708,76	2.478,39	2.248,02	2.017,65	-24,97	598,57
SLE - CARATTERISTICA 02	2.403,62	2.436,76	2.469,91	2.503,05	-26,16	598,03
SLE - CARATTERISTICA 03	1.916,60	2.223,12	2.529,63	2.836,15	-25,28	598,43
SLE - CARATTERISTICA 04	1.942,31	1.919,11	1.895,90	1.872,70	-33,43	594,73
SLE - CARATTERISTICA 05	2.426,59	2.266,38	2.106,18	1.945,97	-160,29	543,92
SLE - CARATTERISTICA 06	2.197,73	2.235,16	2.272,59	2.310,03	-161,18	543,51
SLE - CARATTERISTICA 07	1.832,46	2.074,93	2.317,39	2.559,85	-160,52	543,81
SLE - CARATTERISTICA 08	1.851,75	1.846,92	1.842,09	1.837,26	-166,63	541,04
SLE - CARATTERISTICA 09	2.426,60	2.266,39	2.106,17	1.945,95	-290,46	484,82
SLE - CARATTERISTICA 10	2.197,75	2.235,17	2.272,59	2.310,01	-291,35	484,42
SLE - CARATTERISTICA 11	1.832,48	2.074,93	2.317,38	2.559,83	-290,69	484,72
SLE - CARATTERISTICA 12	1.851,77	1.846,93	1.842,08	1.837,24	-296,80	481,94
SLE - CARATTERISTICA 13	2.508,65	2.335,73	2.162,82	1.989,91	-158,68	545,59
SLE - CARATTERISTICA 14	2.279,79	2.304,52	2.329,24	2.353,97	-159,57	545,18
SLE - CARATTERISTICA 15	1.914,52	2.144,28	2.374,04	2.603,79	-158,91	545,48
SLE - CARATTERISTICA 16	1.933,81	1.916,27	1.898,74	1.881,20	-165,02	542,71
SLU - STR 01	3.711,33	3.396,85	3.082,37	2.767,89	-26,57	811,17
SLU - STR 02	3.299,39	3.340,66	3.381,92	3.423,19	-28,18	810,43
SLU - STR 03	2.641,91	3.052,23	3.462,55	3.872,87	-26,99	810,98
SLU - STR 04	2.676,63	2.641,82	2.607,01	2.572,21	-37,99	805,98
SLU - STR 05	3.316,81	3.099,81	2.882,81	2.665,81	-209,49	737,29
SLU - STR 06	3.007,86	3.057,67	3.107,48	3.157,28	-210,70	736,74
SLU - STR 07	2.514,75	2.841,35	3.167,95	3.494,55	-209,81	737,15
SLU - STR 08	2.540,79	2.533,54	2.526,29	2.519,05	-218,06	733,40
SLU - STR 09	3.316,84	3.099,82	2.882,80	2.665,78	-404,75	648,67
SLU - STR 10	3.007,88	3.057,67	3.107,47	3.157,26	-405,96	648,12
SLU - STR 11	2.514,77	2.841,36	3.167,94	3.494,52	-405,06	648,53
SLU - STR 12	2.540,81	2.533,55	2.526,29	2.519,02	-413,31	644,79
SLU - STR 13	3.439,90	3.203,84	2.967,78	2.731,72	-207,07	739,94
SLU - STR 14	3.130,94	3.161,70	3.192,45	3.223,20	-208,28	739,40
SLU - STR 15	2.637,84	2.945,38	3.252,92	3.560,46	-207,39	739,80
SLU - STR 16	2.663,87	2.637,57	2.611,26	2.584,96	-215,64	736,06
SLV 01	1.863,70	1.877,66	1.891,63	1.905,59	470,70	854,82
SLV 02	1.819,95	1.833,93	1.847,91	1.861,89	524,76	854,73
SLV 03	1.924,37	1.884,37	1.844,37	1.804,38	470,60	854,72
SLV 04	1.880,62	1.840,64	1.800,66	1.760,68	524,67	854,63
SLV 05	1.848,40	1.861,71	1.875,02	1.888,33	-995,53	183,88
SLV 06	1.804,65	1.817,98	1.831,31	1.844,64	-941,46	183,80
SLV 07	1.909,06	1.868,41	1.827,76	1.787,12	-995,63	184,10
SLV 08	1.865,31	1.824,68	1.784,05	1.743,42	-941,56	184,02
SLV 09	1.787,57	1.864,26	1.940,94	2.017,63	-270,56	562,51
SLV 10	1.743,82	1.820,53	1.897,23	1.973,93	-216,49	562,43
SLV 11	1.782,98	1.859,47	1.935,96	2.012,45	-710,42	380,43
SLV 12	1.739,23	1.815,74	1.892,25	1.968,76	-656,36	380,35
SLV 13	1.989,78	1.886,61	1.783,43	1.680,26	-270,88	562,29
SLV 14	1.946,03	1.842,88	1.739,72	1.636,56	-216,81	562,21
SLV 15	1.985,19	1.881,82	1.778,45	1.675,08	-710,74	380,43
SLV 16	1.941,44	1.838,09	1.734,74	1.631,38	-656,68	380,36
SLV 17	1.909,39	1.923,10	1.936,81	1.950,52	-333,75	526,64
SLV 18	1.970,05	1.929,80	1.889,56	1.849,31	-333,84	526,57
SLV 19	1.904,79	1.918,31	1.931,83	1.945,35	-773,62	325,12
SLV 20	1.965,46	1.925,02	1.884,58	1.844,13	-773,71	325,12
SLV 21	1.763,55	1.777,33	1.791,10	1.804,88	-153,52	526,35
SLV 22	1.824,22	1.784,03	1.743,85	1.703,67	-153,62	526,28
SLV 23	1.758,96	1.772,54	1.786,12	1.799,70	-593,39	324,84
SLV 24	1.819,63	1.779,25	1.738,87	1.698,49	-593,48	324,84

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

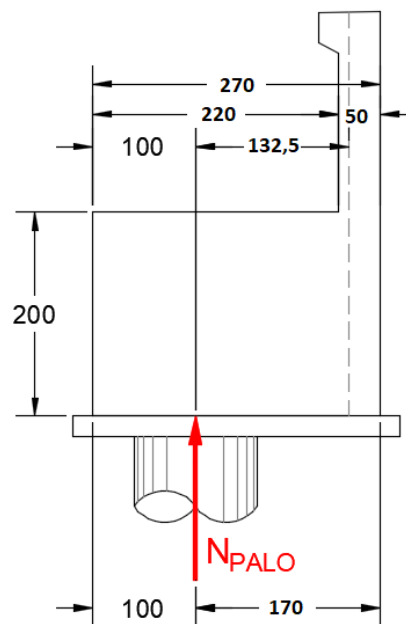
COMBINAZIONE	$N_{Sd,MAX}$ [kN]	$N_{Sd,MIN}$ [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.864,51	1.824,51
SLE - FREQUENTE	2.573,67	1.851,08
SLE - RARA	2.836,15	1.832,46
SLU - STR	3.872,87	2.514,75
SLV	2.017,63	1.631,38

8.7 TRAVE A CUSCINO – VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE TRASVERSALE

La verifica trave a cuscino in direzione trasversale 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 – piede di monte della zattera, la mensola da verificare è 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. Questo valore si ottiene considerando una distribuzione delle tensioni dal palo a ¼ dello spessore del paraghiaia secondo angoli di 45°.



Di seguito si assume quindi un sistema a tirante-puntone isolato dal resto del plinto e di larghezza pari a **3,85 m**, nel quale il tirante è costituito da **38Ø20** (Area: **119,32 cm²**).

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

- SLE – QUASI PERMANENTE → **N_{Sd} = 1.864,51 kN**
- SLE – FREQUENTE → **N_{Sd} = 2.573,67 kN**
- SLE – RARA → **N_{Sd} = 2.836,15 kN**
- SLU – STR → **N_{Sd} = 3.872,87 kN**
- SLV → **N_{Sd} = 2.017,63 kN**

Detta **h = 1,95 m** la distanza del baricentro del tirante inferiore dal lembo compresso superiore ed assumendo quale braccio **b** della mensola tozza, quello che va dal centro dei pali ad ¼ dello spessore del muro in elevazione, e pertanto **b = 1,325 m**, si calcola la risultante ultima resistente sull'insieme dei pali di bordo in direzione trasversale, assumendo:

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

8.7.1 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(119,32 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,325} \right] \cdot 10^{-3} = 6.321,71 \text{ kN} > N_{sd} = 1.864,51 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right)} = \frac{1.864,51 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,85) \cdot 10^6 \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{1,95}{1,325} \right) \right) \right)} = 1,50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.7.2 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE FREQUENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(119,32 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,325} \right] \cdot 10^{-3} = 6.321,71 \text{ kN} > N_{sd} = 2.573,67 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right)} = \frac{2.573,67 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,85) \cdot 10^6 \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{1,95}{1,325} \right) \right) \right)} = 2,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.7.3 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE RARA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(119,32 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,325} \right] \cdot 10^{-3} = 6.321,71 \text{ kN} > N_{sd} = 2.836,15 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right)} = \frac{2.836,15 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,85) \cdot 10^6 \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{1,95}{1,325} \right) \right) \right)} = 2,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.7.4 STATO LIMITE ULTIMO – STR

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(119,32 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,325} \right] \cdot 10^{-3} = 6.871,35 \text{ kN} > N_{sd} = 3.872,87 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right)} = \frac{3.872,87 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,85) \cdot 10^6 \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{1,95}{1,325} \right) \right) \right)} = 3,12 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.7.5 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(119,32 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,325} \right] \cdot 10^{-3} = 6.871,35 \text{ kN} > N_{sd} = 2.017,63 \text{ kN}$$

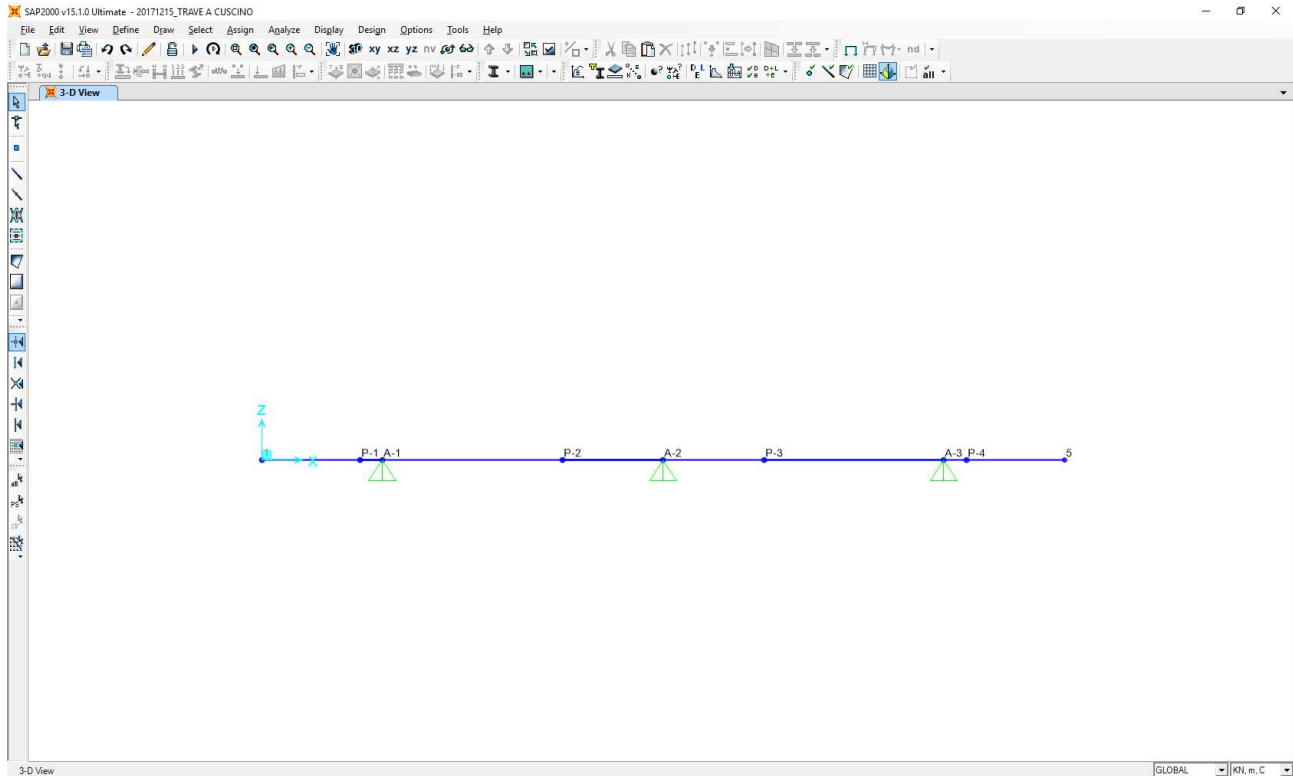
La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{h}{b} \right) \right) \right)} = \frac{2.017,63 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,85) \cdot 10^6 \cdot \left(\text{sen} \left(\arctan \left(\frac{1,95}{1,325} \right) \right) \right)} = 1,62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

8.8 TRAVE A CUSCINO – VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Per la valutazione delle azioni sollecitanti longitudinali sulla trave a cuscino è stato realizzato un apposito modello di calcolo mediante il software agli elementi finiti SAP2000 v.15.1.

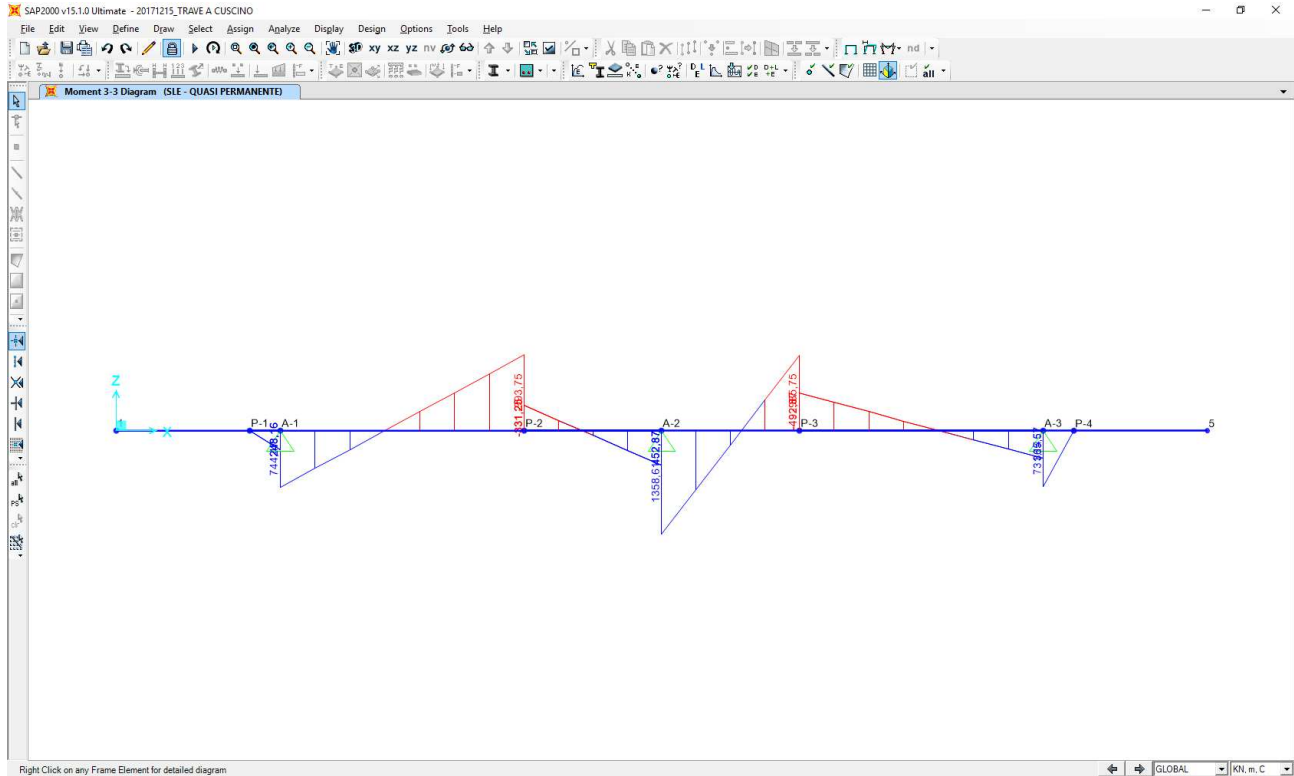
La trave a cuscino è stata modellata come una trave continua su 3 appoggi (ogni appoggio è stato posizionato in corrispondenza di un baggio) e caricata mediante le reazioni concentrate dei pali di fondazione.



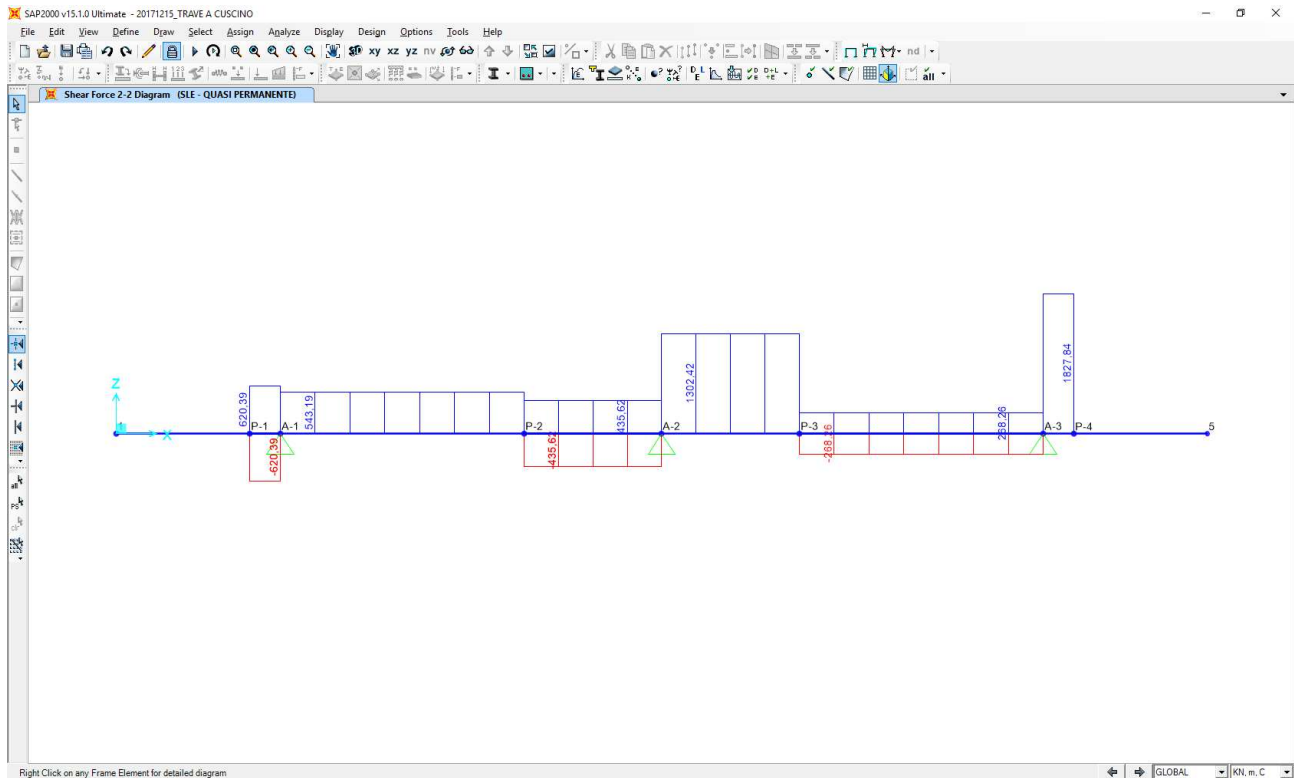
8.8.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Quasi Permanenti:

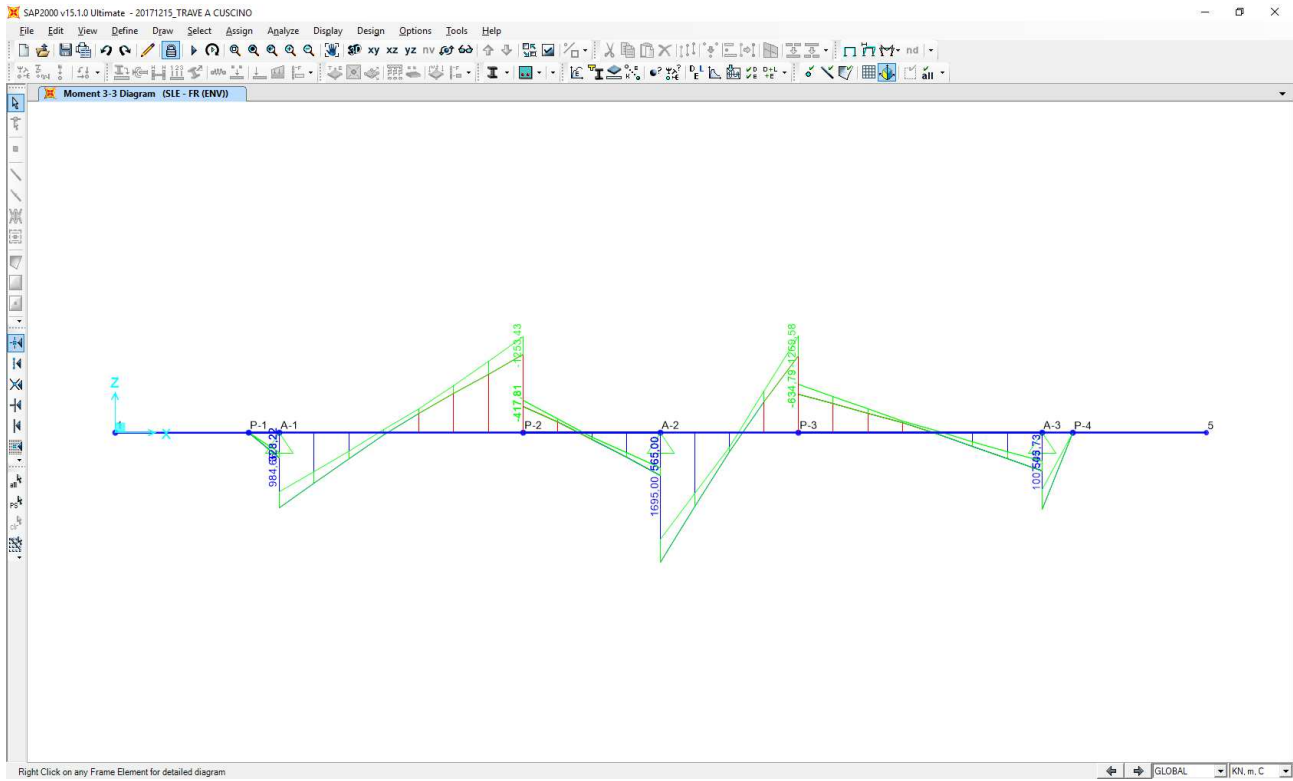


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Quasi Permanenti:

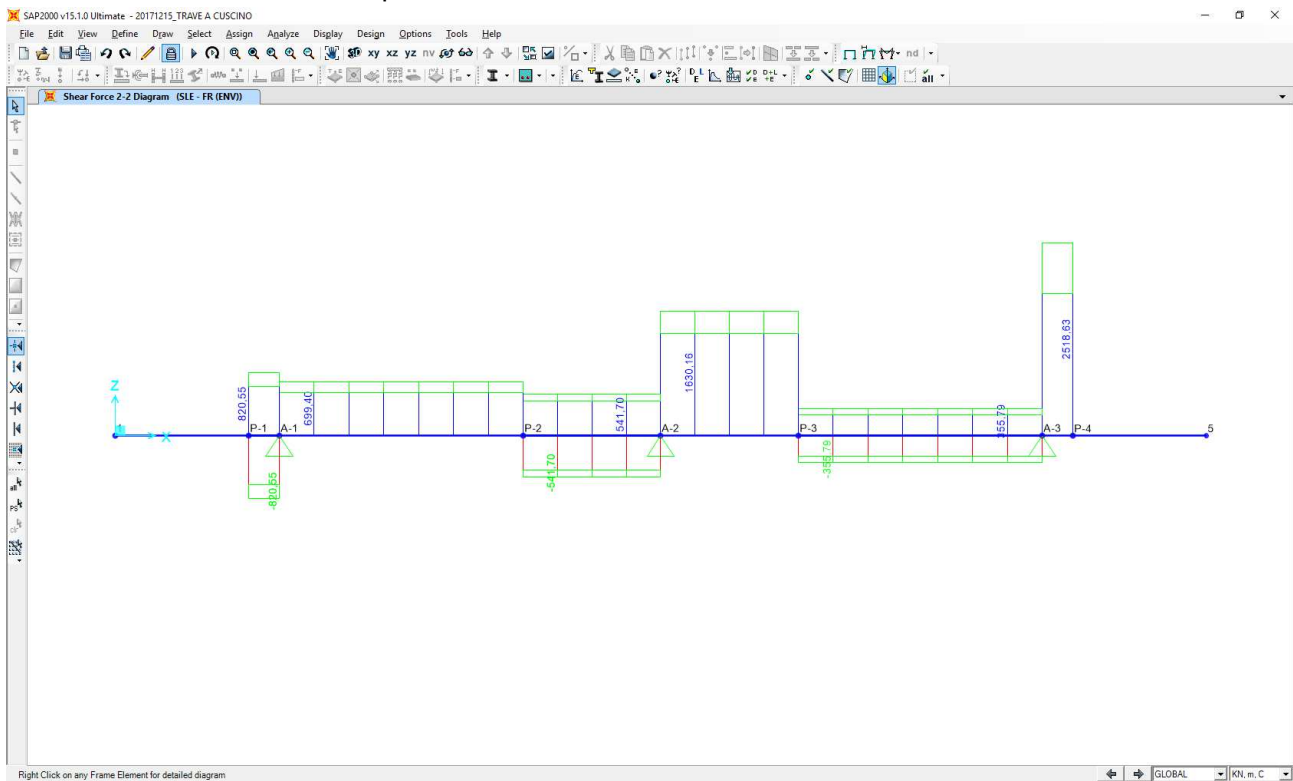


COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Frequenti:

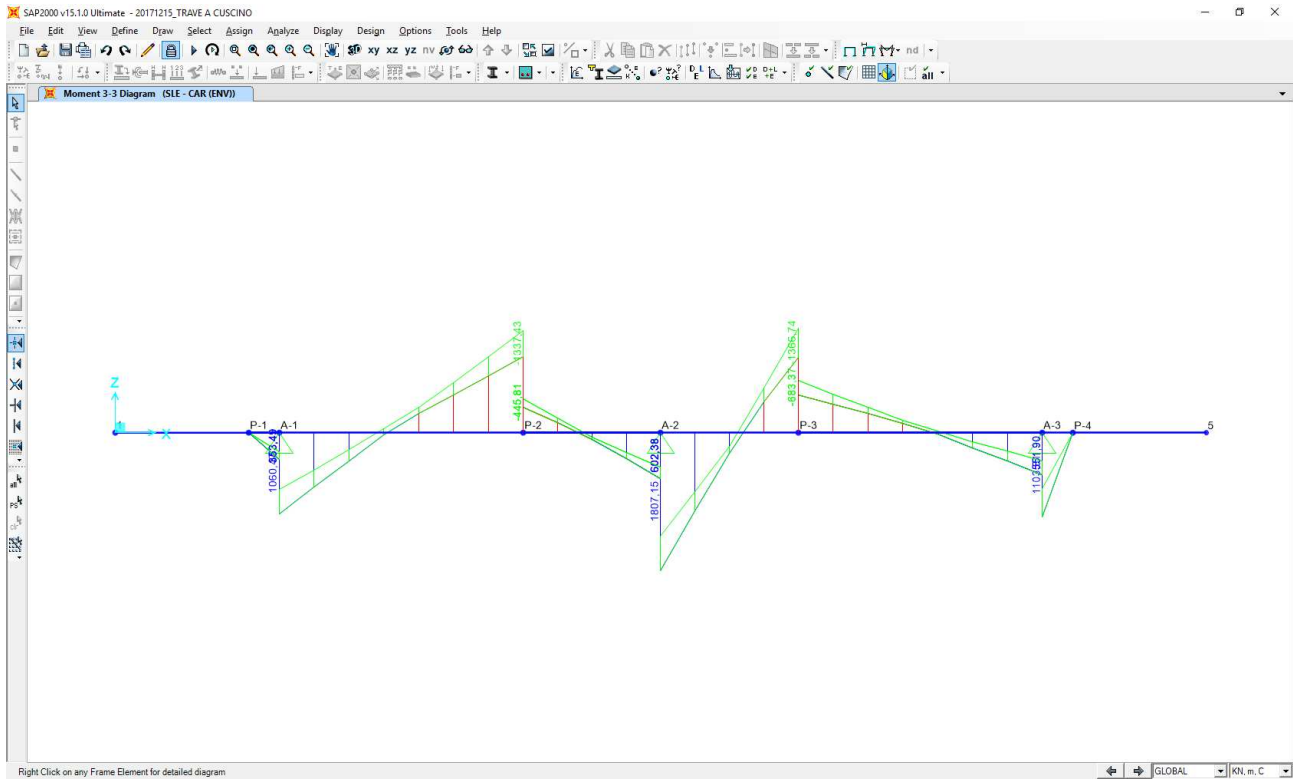


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Frequenti:

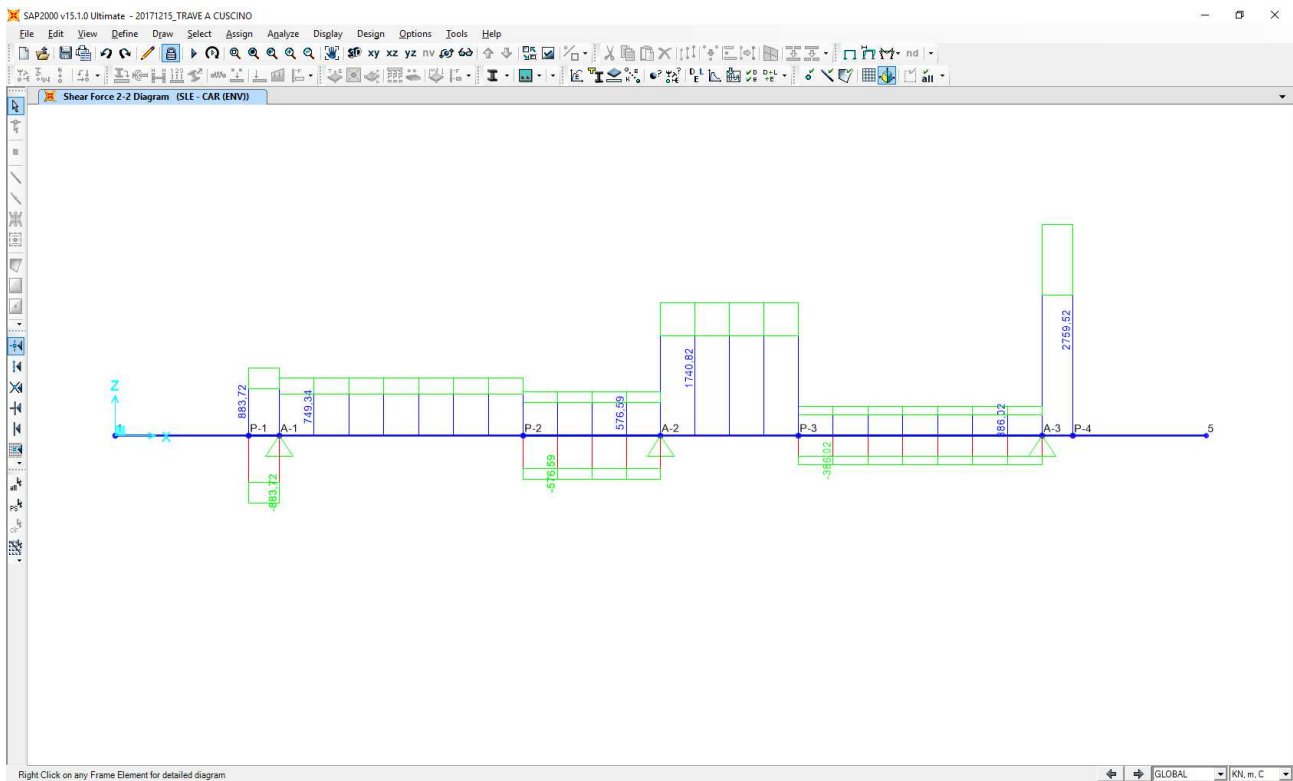


COMBINAZIONE SLE – RARA

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Rare:

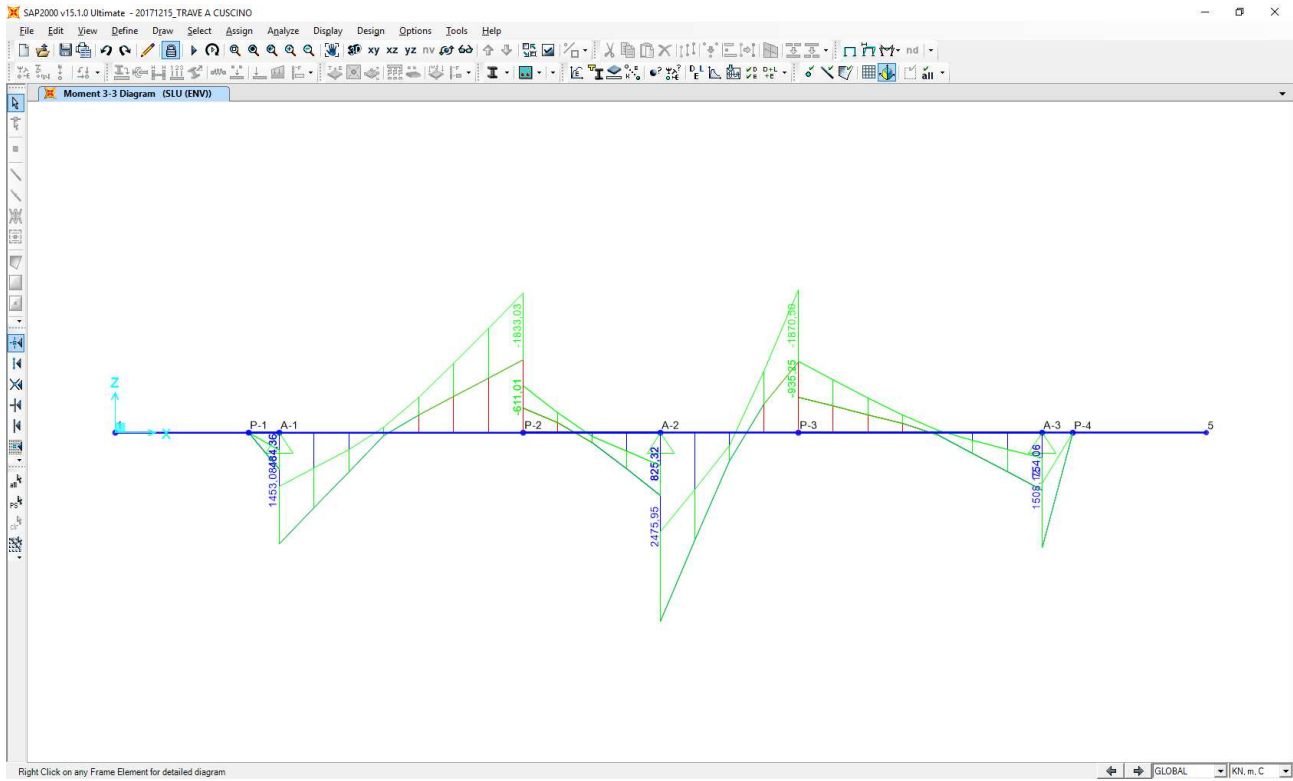


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLE – Rare:

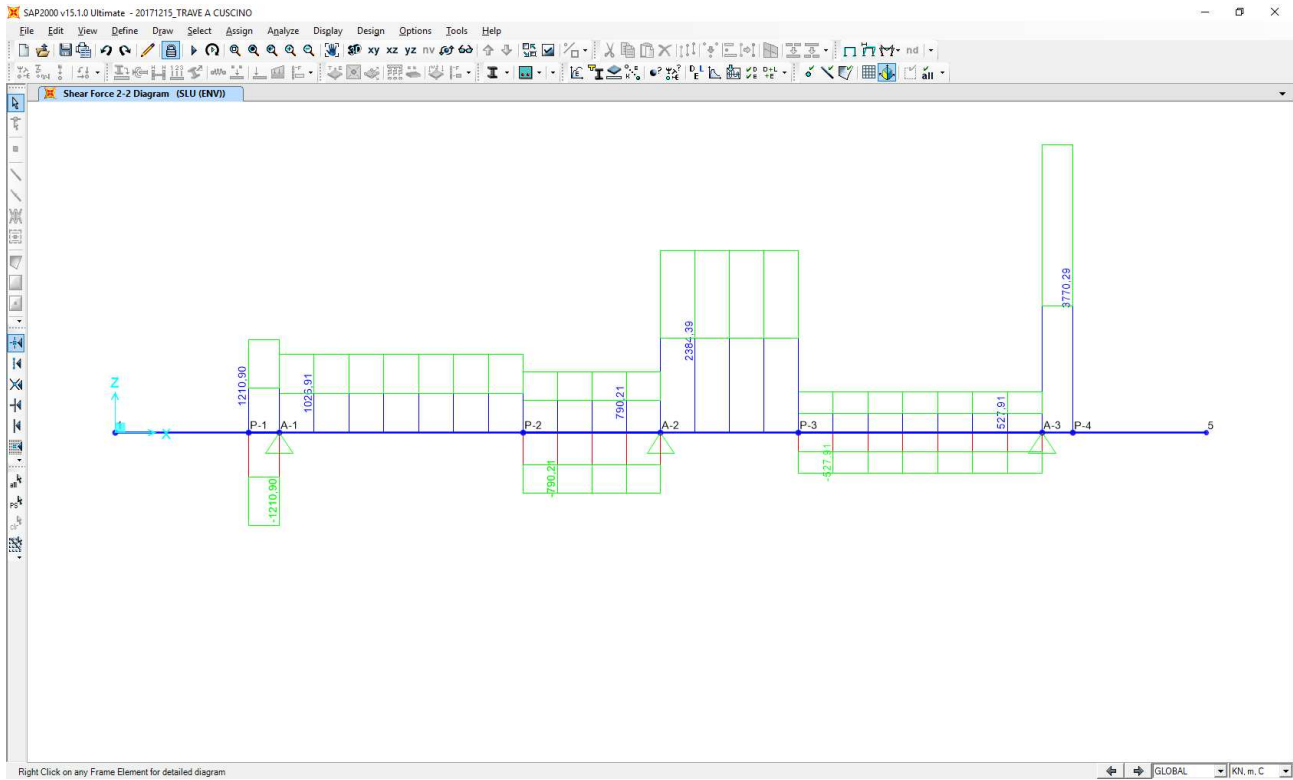


COMBINAZIONE SLU

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLU – STR e SLV:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio per la combinazione di involuppo delle combinazioni allo SLU – STR e SLV:



8.8.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a **280 cm** e altezza pari a **200 cm**.

L'armatura longitudinale (armatura di forza) è costituita da:

- **13Ø20** superiori
- **13Ø20** inferiori

L'armatura a taglio è costituita dall'armatura trasversale precedentemente calcolata → staffatura **Ø20/10**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

Trattandosi di impalcati isolati sismicamente le sottostrutture sono state dimensionate adottando uno spettro di risposta elastico ($q = 1,00$). Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008 – Paragrafo 7.9.6.2 non risulta necessario disporre specifiche armature atte a garantire la duttilità dell'elemento strutturale né a rispettare i limiti dimensionali previsti per tale tipologia di armatura.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.358,61 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Data:** N° strati barre: 2. Dimensions: b [cm] = 270, h [cm] = 200.
- Material Properties:** B450C and C28/35. $\sigma_c = -1,965 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 180,3 \text{ N/mm}^2$.
- Calculation Results:** $\epsilon_s = 0,9013$, $\epsilon_{s2} = 2$, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $\epsilon_{cd} = 15,87$.
- Other Parameters:** $\tau_{c1} = 1,971$, $\delta = 0,7$.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,86 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 180,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1.695,00$ kNm.

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

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

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

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	270	200	1	40,84	7
			2	40,84	193

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 C28/35

ϵ_{cu}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	15,87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

σ_c : -2,327 N/mm²
 σ_s : 224,9 N/mm²

Verifica

ϵ_s : 1,124 %
d: 193 cm
x: 25,93 x/d: 0,1343
 δ : 0,7

N* iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,32$ N/mm² < $0,45 \cdot f_{ck} = 13,07$ N/mm²
- $\sigma_s = 224,90$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 1.807,14$ kNm.

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

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

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

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	270	200	1	40,84	7
			2	40,84	193

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 C28/35

ϵ_{cu}	67,5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 %
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	15,87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

σ_c : -2,481 N/mm²
 σ_s : 239,8 N/mm²

Verifica

ϵ_s : 1,199 %
d: 193 cm
x: 25,93 x/d: 0,1343
 δ : 0,7

N* iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,48$ N/mm² < $0,60 \cdot f_{ck} = 17,43$ N/mm²
- $\sigma_s = 239,80$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.8.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	180,30	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	16,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	150,00	[mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	224,90	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	20	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	16,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA NEGATIVA - PROCEDERE CON LA VERIFICA ANALITICA

Poiché la verifica semplificata ha dato esito negativo si procede di seguito con le verifiche analitiche.

COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	200	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	270	cm	A_s	40,84	cm ²	A_s'	40,84	cm ²		
			$y_{G,As} (*)$	7,00	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	193,00	cm	
$c_{f,effettivo}$	4	cm	x (cm) (*) n _{ferri} Φ (mm)			x (cm) (*) n _{ferri} Φ (mm)				
$c_{f,norma}$	4	cm	7	13	20	193	13	20		
d	193,00	cm								
R_{ck}	35	MPa								
f_{ctm}	2,89	MPa								
f_{ctk}	2,02	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
			Φ_{medio}	20	mm		Φ_{staffe}	20	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	100,00	cm	N	0 kN	carico assiale agente					
A_{ideale}	55225	cm ²	M	1358,61 kN m	momento agente					
I_{ideale}	190596938	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
Fessurazione indotta da:			en	34,51 cm	estremità nocciolo d'inertza					
carichi			d _G	100,00 cm	baricentro armature					
Caratteristiche ambiente:			u	∞ cm	distanza centro di pressione - lembo compresso					
molto o moderatamente aggressivo			p	∞ cm ²						
β_1	1		q	∞ cm ³						
β_2	0,5		y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
k_1	0,8		y_c	25,93 cm	asse neutro					
k_2	0,5		A^*	8226 cm ²	area ideale					
k	-		S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
$h_{A,cls,eff}$	17,50	cm	I_n^*	18888046 cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro					
$A_{cls,eff}$	4725,00	cm ²	σ_c	1,86 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
ρ_r	0,0086		σ_s	180,26 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					
σ_s	180,26	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
σ_{sr}	730,58	MPa	N	0 kN	carico assiale agente					
ϵ_{sm}	0		M_F	5.506 kN m	momento di prima fessurazione					
s_{rm}	281,4	mm	e	∞	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ					
w_m	0,000	mm	u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso					
β	1,7		p	∞ cm ²						
χ	1		q	∞ cm ³						
w_k	0,000	mm	y_p	0,00 cm	distanza asse neutro - centro di pressione					
$w_k\ limite$	0,1	mm	y_c	25,93 cm	asse neutro					
w_k	<	$w_k\ limite$	A^*	8226 cm ²	area ideale					
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro					
			I_n^*	18888046 cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro					
			σ_{cr}	7,56 MPa	massima tensione di compressione nel cls					
			σ_{sr}	730,58 MPa	tensione di trazione nell'acciaio					

COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	200	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	270	cm	A _s	40,84	cm ²	A _s '	40,84	cm ²	
			Y _{G As} (*)	7,00	cm	(*) da lembo teso	Y _{G As'} (*)	193,00	cm
cf _{effettivo}	4	cm	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n _{ferri}	Φ (mm)	
cf _{norma}	4	cm	7	13	20	193	13	20	
d	193,00	cm							
R _{ck}	35	MPa							
f _{ctm}	2,89	MPa							
f _{ctk}	2,02	MPa							
E _s	210000	MPa							
n	15								
			Φ _{medio}	20	mm	Φ _{staffe}	20	mm	
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
Y _G	100,00	cm	N	0 kN	carico assiale agente				
A _{ideale}	55225	cm ²	M	1695 kN m	momento agente				
I _{ideale}	190596938	cm ⁴	e	∞	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	34,51	estremità nocciolo d'inerzia				
			d _G	100,00	baricentro armature				
			u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²				
			q	∞	cm ³				
			y _p	0,00	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y _c	25,93	asse neutro				
			A*	8226	area ideale				
			S _n *	0	momento statico relativo all'asse neutro				
			I _n *	18888046	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ _c	2,33	MPa massima tensione di compressione nel cls				
			σ _s	224,89	MPa tensione di trazione nell'acciaio				
Fessurazione indotta da:			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
carichi			N	0 kN	carico assiale agente				
Caratteristiche ambiente:			M _F	5.506 kN m	momento di prima fessurazione				
molto o moderatamente aggressivo			e	∞	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²				
			q	∞	cm ³				
			y _p	0,00	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y _c	25,93	asse neutro				
			A*	8226	area ideale				
			S _n *	0	momento statico relativo all'asse neutro				
			I _n *	18888046	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ _{cr}	7,56	MPa massima tensione di compressione nel cls				
			σ _{sr}	730,58	MPa tensione di trazione nell'acciaio				
β ₁	1								
β ₂	0,5								
k ₁	0,8								
k ₂	0,5								
k	-								
h _{A cls eff}	17,50	cm							
A _{cls eff}	4725,00	cm ²							
ρ _r	0,0086								
σ _s	224,89	MPa							
σ _{sr}	730,58	MPa							
ε _{sm}	0								
s _{rm}	281,4	mm							
w _m	0,000	mm							
β	1,7								
χ	1								
W _k	0,000	mm							
W _{k limite}	0,2	mm							
W _k	<	W _{k limite}							

8.8.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE RETTA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 2.475,94$ kNm.

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

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

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

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	270	200	1	40,84	7
			2	40,84	193

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 2745,94 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Materiali:
B450C **C28/35**
 ϵ_{cu} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 $\sigma_{s,adm}$ 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

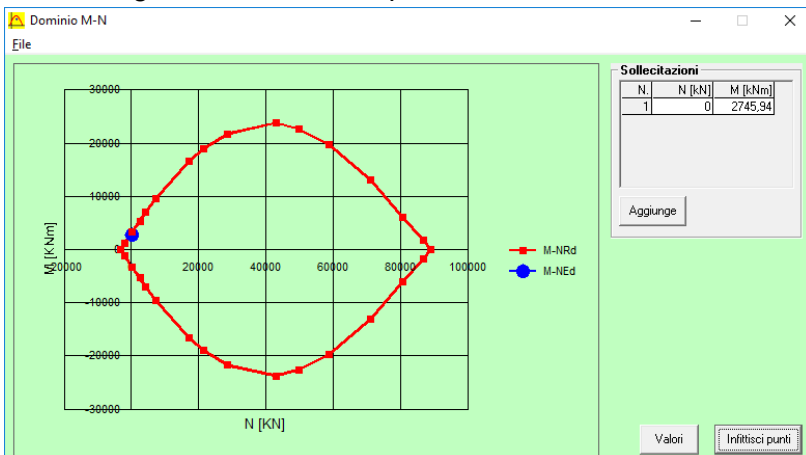
M_{xRd} 3.057 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,21 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 193 cm
x 6,119 x/d 0,0317
 δ 0,7

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Sd} = 3.057,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 2.475,94 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

8.8.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 3.770,28$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	270,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	200,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	196,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	35,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	16,46	[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:	$V_{S,d}$	3770,28	[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	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	10,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	20,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	3,14	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	62,80	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

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

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

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

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

Larghezza minima della sezione:	b_w	270,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}'	8,23	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,000	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,0000	

RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	4.334,84	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	19.600,91	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	4.334,84	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,15	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

8.9 BAGGIOLI DI APPOGGIO – VERIFICHE STRUTTURALI

8.9.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

COMBINAZIONE	APPOGGIO 1			APPOGGIO 2			APPOGGIO 3		
	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]
SLU - STR 01	3.242,40	38,63	-46,98	2.811,71	36,23	-48,57	2.351,72	33,41	-48,36
SLU - STR 02	2.644,81	34,76	-46,78	3.426,33	35,21	-48,05	2.821,40	35,38	-49,13
SLU - STR 03	2.244,40	32,45	-47,89	2.704,39	35,85	-47,99	3.528,16	39,21	-48,13
SLU - STR 04	2.049,14	30,00	-48,24	1.898,41	28,71	-48,13	1.997,50	28,81	-47,58
SLU - STR 05	2.754,92	34,44	-47,11	2.501,01	33,10	-48,47	2.156,69	31,15	-48,34
SLU - STR 06	2.306,74	31,53	-46,95	2.961,98	32,33	-48,08	2.508,95	32,62	-48,92
SLU - STR 07	2.006,43	29,80	-47,79	2.420,52	32,81	-48,03	3.039,02	35,50	-48,17
SLU - STR 08	1.859,98	27,96	-48,05	1.816,04	27,45	-48,14	1.891,03	27,70	-47,76
SLU - STR 09	2.742,49	-83,81	-47,50	2.488,74	-85,23	-48,86	2.144,63	-87,28	-48,73
SLU - STR 10	2.294,30	-86,71	-47,34	2.949,71	-85,99	-48,47	2.496,89	-85,81	-49,31
SLU - STR 11	1.993,99	-88,44	-48,18	2.408,26	-85,51	-48,42	3.026,96	-82,94	-48,56
SLU - STR 12	1.847,55	-90,28	-48,44	1.803,77	-90,87	-48,53	1.878,97	-90,74	-48,14
SLU - STR 13	2.912,75	36,31	-79,21	2.585,36	34,36	-80,57	2.292,53	32,41	-80,12
SLU - STR 14	2.464,56	33,40	-79,06	3.046,32	33,59	-80,17	2.644,79	33,89	-80,70
SLU - STR 15	2.164,25	31,68	-79,89	2.504,87	34,08	-80,13	3.174,86	36,76	-79,95
SLU - STR 16	2.017,81	29,83	-80,16	1.900,38	28,72	-80,23	2.026,86	28,96	-79,53

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

COMBINAZIONE	APPOGGIO 1			APPOGGIO 2			APPOGGIO 3		
	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]	N _{Sd} [kN]	F _{Sd, LONG} [kN]	F _{Sd, TRASV} [kN]
SLV01	1.404,14	130,88	33,00	1.322,23	130,23	33,27	1.364,53	130,19	33,22
SLV02	1.396,08	130,77	32,99	1.314,16	130,11	33,27	1.356,52	130,07	33,21
SLV03	1.363,60	130,79	-32,21	1.322,22	130,23	-32,24	1.323,99	130,10	-31,99
SLV04	1.355,53	130,68	-32,21	1.314,16	130,11	-32,24	1.315,98	129,99	-31,99
SLV05	1.382,67	-89,97	31,98	1.300,88	-90,41	32,25	1.342,22	-90,26	32,21
SLV06	1.374,60	-90,08	31,98	1.292,81	-90,52	32,25	1.334,21	-90,37	32,21
SLV07	1.342,12	-90,05	-33,23	1.300,88	-90,41	-33,25	1.301,68	-90,34	-33,00
SLV08	1.334,06	-90,17	-33,23	1.292,81	-90,52	-33,25	1.293,67	-90,46	-33,00
SLV09	1.443,93	53,69	108,71	1.314,76	53,01	109,33	1.404,02	53,13	108,94
SLV10	1.435,86	53,57	108,71	1.306,70	52,89	109,33	1.396,01	53,02	108,94
SLV11	1.437,49	-12,57	108,41	1.308,36	-13,18	109,03	1.397,33	-13,00	108,64
SLV12	1.429,42	-12,68	108,41	1.300,29	-13,30	109,03	1.389,32	-13,11	108,64
SLV13	1.308,78	53,40	-108,64	1.314,74	53,01	-109,02	1.268,88	52,84	-108,42
SLV14	1.300,71	53,28	-108,64	1.306,68	52,89	-109,02	1.260,87	52,73	-108,42
SLV15	1.302,33	-12,86	-108,94	1.308,34	-13,18	-109,32	1.262,19	-13,29	-108,72
SLV16	1.294,27	-12,97	-108,95	1.300,27	-13,30	-109,32	1.254,18	-13,40	-108,72
SLV17	1.406,04	53,72	32,64	1.324,17	53,14	32,91	1.366,07	53,17	32,87
SLV18	1.365,49	53,63	-32,56	1.324,16	53,14	-32,59	1.325,52	53,08	-32,34
SLV19	1.399,60	-12,54	32,34	1.317,76	-13,05	32,61	1.359,37	-12,97	32,56
SLV20	1.359,05	-12,62	-32,87	1.317,76	-13,05	-32,90	1.318,83	-13,06	-32,64
SLV21	1.379,15	53,34	32,64	1.297,28	52,76	32,91	1.339,37	52,78	32,86
SLV22	1.338,60	53,25	-32,57	1.297,27	52,76	-32,60	1.298,82	52,70	-32,35
SLV23	1.372,71	-12,92	32,33	1.290,87	-13,43	32,60	1.332,67	-13,35	32,56
SLV24	1.332,16	-13,01	-32,87	1.290,87	-13,43	-32,90	1.292,13	-13,44	-32,65

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

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

L'azione normale massima agente sul baggiolo è risultata pari a **N_{sd} = 3.528,16 kN**.

L'azione tagliante massima longitudinale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{sd,L} = 130,88 kN**.

L'azione tagliante massima trasversale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{sd,T} = 109,33 kN**.

8.9.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura è costituita da:

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

8.9.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PUNZONAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CALCESTRUZZO			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo	f _{ctd}	1,36	[N/mm ²]
ACCIAIO			
Tipologia di acciaio		B450C	
Resistenza di calcolo dell'acciaio	f _{yd}	391,30	[N/mm ²]
GEOMETRIA DEL BAGGIOLO			
Lunghezza del baggiolo (direzione parallela all'asse appoggi)	L _T	150,00	[cm]
Larghezza del baggiolo (direzione perpendicolare all'asse appoggi)	L _L	90,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]
AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO			
Azione normale massima agente sul baggiolo	N	3.528,16	[kN]
ARMATURA DEL BAGGIOLO			
Numero di forcelle in direzione longitudinale	n _L	13	
Diametro delle forcelle in direzione longitudinale	Ø _L	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione longitudinale	A _L	81,64	[cm ²]
Numero di forcelle in direzione trasversale	n _T	9	
Diametro delle forcelle in direzione trasversale	Ø _T	20	[mm]
Area delle forcelle in direzione trasversale	A _T	56,52	[cm ²]
VERIFICA A PUNZONAMENTO			
Perimetro della sezione del baggiolo	u	480,00	[cm]
Altezza del baggiolo	h	20,00	[cm]
Forza resistente per calcestruzzo		650,78	[kN]
		<	3.528,16 [kN]
VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.			
Forza resistente per armatura		5.406,26	[kN]
		>	3.528,16 [kN]
VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.			

8.9.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TRANCIAMENTO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO

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

ACCIAIO

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

GEOMETRIA DEL BAGGIOLO

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

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggiolo	N	0,00	[kN]
Azione orizzontale longitudinale massima agente sul baggiolo	V_L	130,88	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	109,33	[kN]

ARMATURA DEL BAGGIOLO

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

VERIFICA A TRANCIAMENTO DELL'ARMATURA

Tensione tangenziale sollecitante	τ	0,21	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	0,25	[N/mm ²]
Coefficiente di rugosità	β	0,20	
Coefficiente di attrito tra le due superfici (sottostruttura-baggiolo)	μ	0,60	
Rapporto tra area di armatura verticale e superficie di ripresa	ρ	0,0171	
Pressione sul calcestruzzo della superficie di ripresa	σ_{cd}	0,00	[N/mm ²]

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

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

Rapporto minimo di armatura rispetto alla superficie di ripresa	ρ_{\min}	-0,0001	
Area di armatura minima necessaria		0,00 [cm ²]	< 138,16 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

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

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
