

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

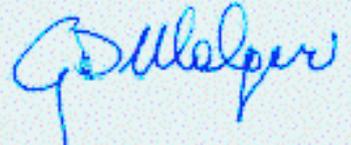
VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</p> <p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO



Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI

INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



Ing. Valerio BAJETTI

GEOLOGO



Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI

IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



Ing. Gianluca CICIRIELLO

HF04

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

HE - PO03 - PONTE NAVIGLIO BEREGUARDO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	HF04-P03PO03STRRE04_A.dwg		
LO203	E	1801	CODICE ELAB. P03 PO03 STR RE04	A	-----
C					
B					
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	Normativa	5
2	UNITA' DI MISURA	5
3	MATERIALI	6
3.1	Calcestruzzo	6
3.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
3.1.2	Calcestruzzo per opere di fondazione (UNI 11104-2016).....	6
3.1.3	Calcestruzzo per opere in elevazione (UNI 11104-2016).....	6
3.2	Acciaio.....	7
3.2.1	Acciaio per armatura lenta	7
3.3	Calcolo dei copriferri minimi	7
4	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
5	ANALISI DEI CARICHI.....	12
5.1	Peso proprio degli elementi in cemento armato	12
5.2	Azioni trasmesse dall'impalcato	12
5.3	Spinta del terreno a tergo delle spalle.....	12
5.4	Spinta dovuta ai sovraccarichi a tergo delle spalle.....	12
5.5	Azione sismica.....	13
5.5.1	Azione inerziale delle masse.....	13
5.5.2	Sovrappinta dinamica dei terreni.....	13
6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	13
7	SPALLE (travi a cuscino)	14
7.1	Sezione di spiccato del paraghiaia - Valutazione delle azioni sollecitanti	14
7.1.1	Dati di input.....	14
7.1.2	Riepilogo dei valori caratteristici delle azioni sollecitanti.....	15
7.1.3	Riepilogo dei valori di calcolo delle azioni sollecitanti.....	16
7.2	Sezione di spiccato del paraghiaia – Verifiche strutturali.....	16
7.2.1	Sezione e armatura di verifica.....	16
7.2.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	18
7.2.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	18
7.2.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	19
7.2.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	20
7.2.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione retta.....	21
7.2.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	22
7.3	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Valutazione delle azioni sollecitanti	23
7.3.1	Schema e modello di calcolo	23
7.3.2	Applicazione dei carichi elementari.....	24
7.3.3	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	26
7.4	Sezione di spiccato dei muri di risvolto laterali - Verifiche strutturali.....	30
7.4.1	Sezione e armatura di verifica.....	30
7.4.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Quasi Permanente	30
7.4.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Frequente	31
7.4.4	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni – Combinazione Rara	31
7.4.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione.....	32

7.4.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta	33
7.4.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	34
7.5	Sezione alla base della trave a cuscino – Valutazione delle azioni sollecitanti.....	35
7.6	Pali di fondazione – Valutazione delle azioni sollecitanti	39
7.7	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione trasversale	40
7.8	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Quasi Permanente.....	41
7.9	Stato Limite di Esercizio – Combinazione Frequente	41
7.10	Stato Limite di Esercizio – Combinazione rara	41
7.11	Stato Limite Ultimo – STR	41
7.12	Stato Limite di Salvaguardia della Vita	41
7.13	Trave a cuscino – Verifiche strutturali in direzione longitudinale	42
7.14	Baggioli di appoggio – Verifiche strutturali	43
7.14.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	43
7.14.2	Sezione e armatura di verifica.....	45
7.14.3	Verifica allo Stato Limite Ultimo per punzonamento	45
7.14.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per tranciamento	46

1 PREMESSA

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

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

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

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

Dimensioni dell'impalcato:

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

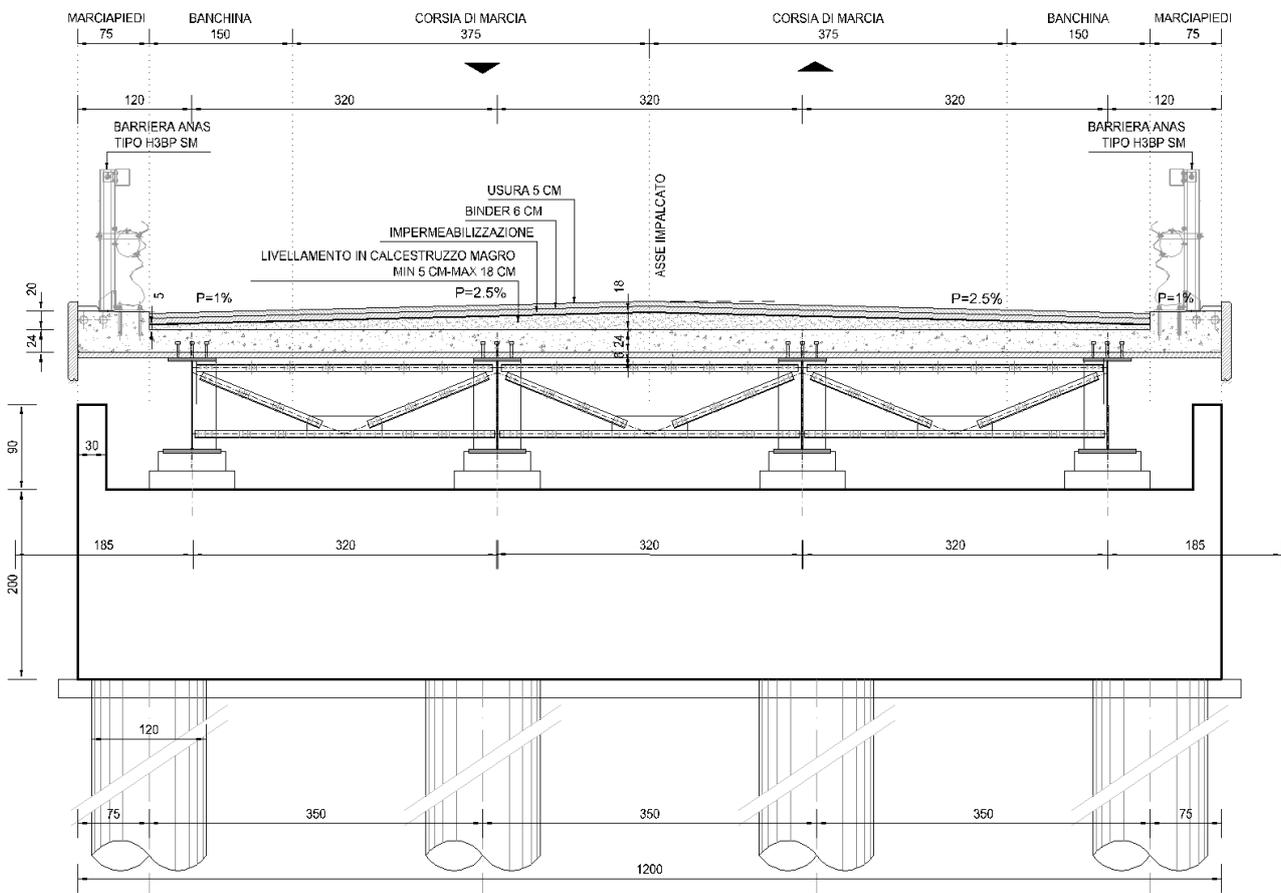


FIGURA 1 - SEZIONE TIPICA IMPALCATO (SU SPALLA)

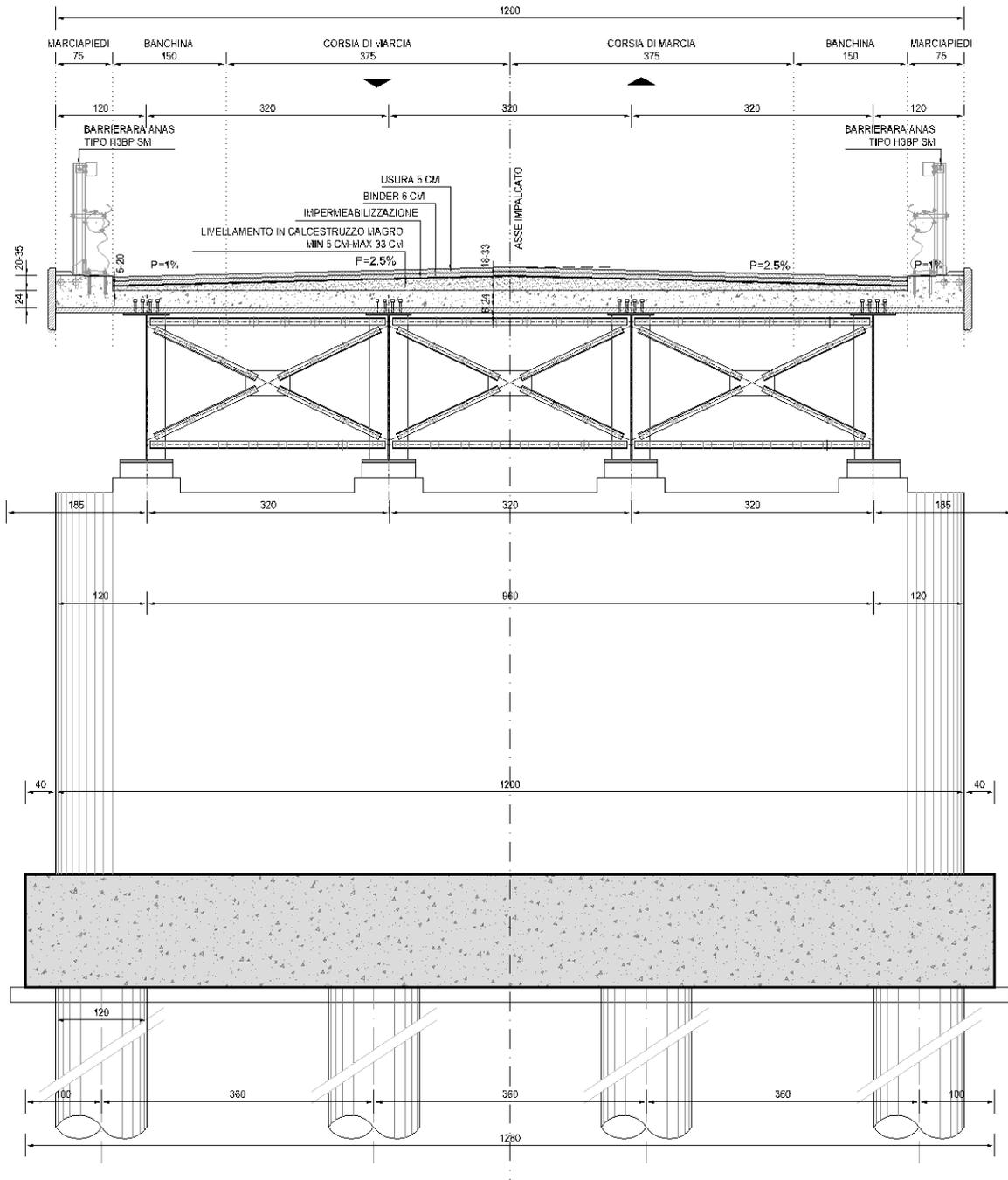


FIGURA 2- SEZIONE IMPALCATO (SU PILA)

1.1 NORMATIVA

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

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

2 UNITA' DI MISURA

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

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

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

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

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

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

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

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

- Classe di esposizione: **XC2**

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

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

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

- Classe di esposizione: **XF2**

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

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

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

3.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

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

	CODICE FILE	MAT-02
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO

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

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

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

4 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

Considerando l'ubicazione ED50 del sito in oggetto (Lat: 45.3862; Long: 8.9376) ed ipotizzando una costruzione caratterizzata da:

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

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

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

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

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

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

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

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

Trattandosi di struttura sismicamente isolata si assume:

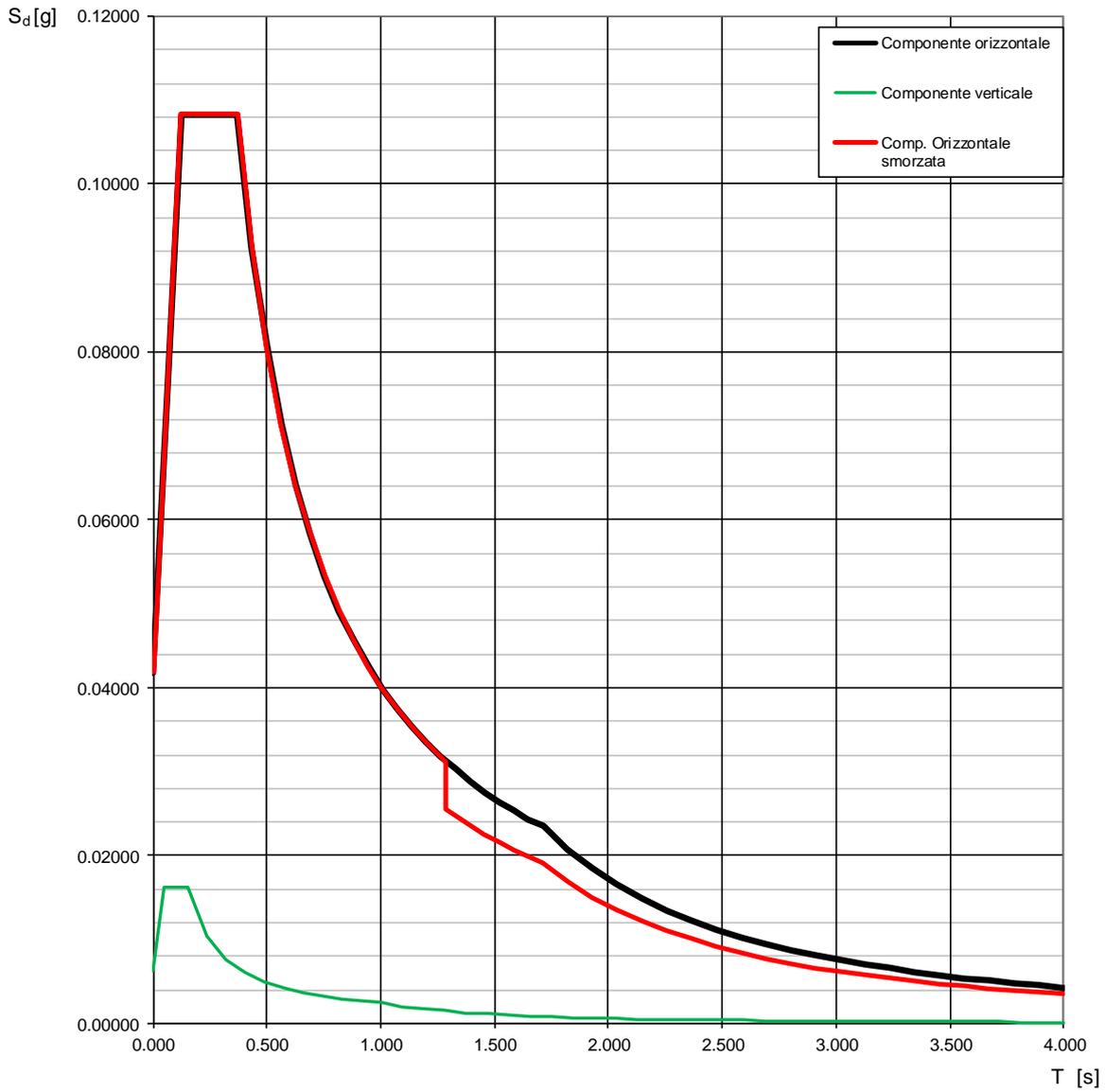
- coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale: $\xi = 5 \%$
- fattore di smorzamento viscoso: $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} = 1$
- fattore di struttura: $q = 1$

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

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

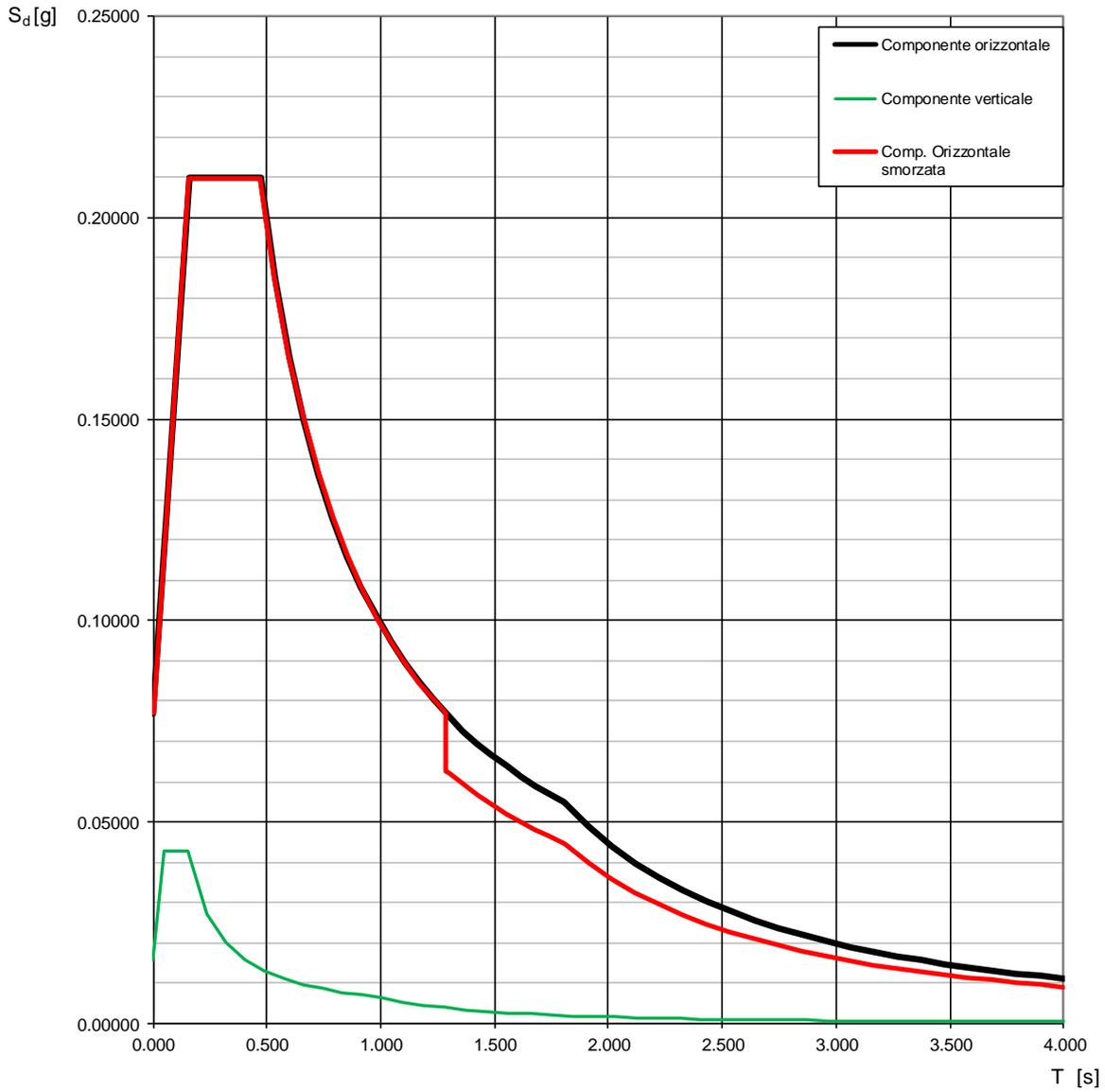
Si ottengono i seguenti andamenti degli spettri. Noto il periodo (ascissa) si ricava il relativo coefficiente sismico (ordinata).

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



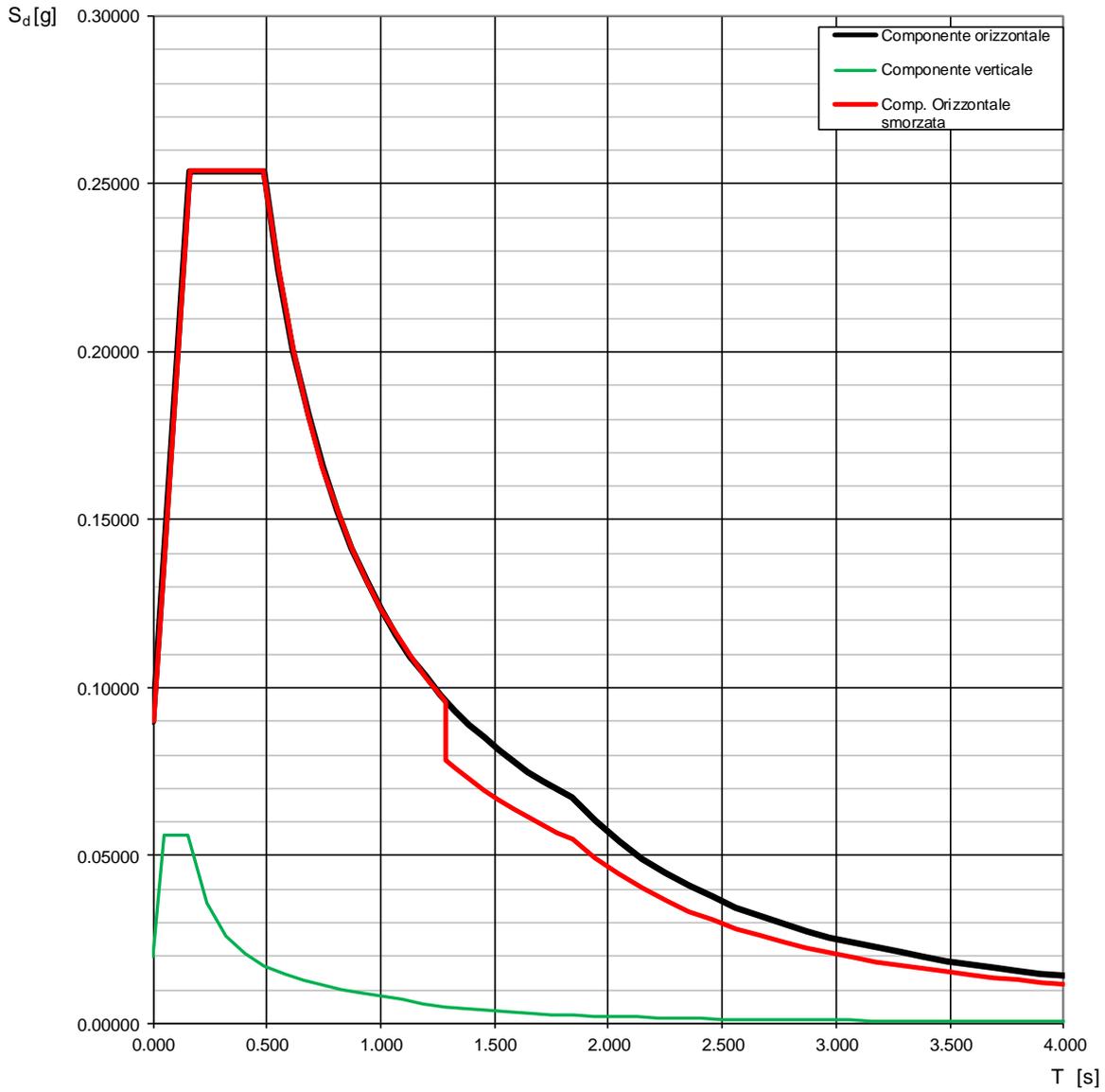
Spettri di risposta elastici e smorzati SLD

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



Spettri di risposta elastici e smorzati SLV

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



Spettri di risposta elastici e smorzati SLC

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

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

Il peso degli elementi costituenti le pile è assegnato in automatico dal software di calcolo mediante il quale è stato predisposto il modello di calcolo generale descritto nella *Relazione di calcolo impalcato* (elaborato **HE02-P03PO02STRRE02**).

5.2 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 **HE02-P00PO02STRRE02**).

5.3 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:

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

con:

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

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

5.4 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.

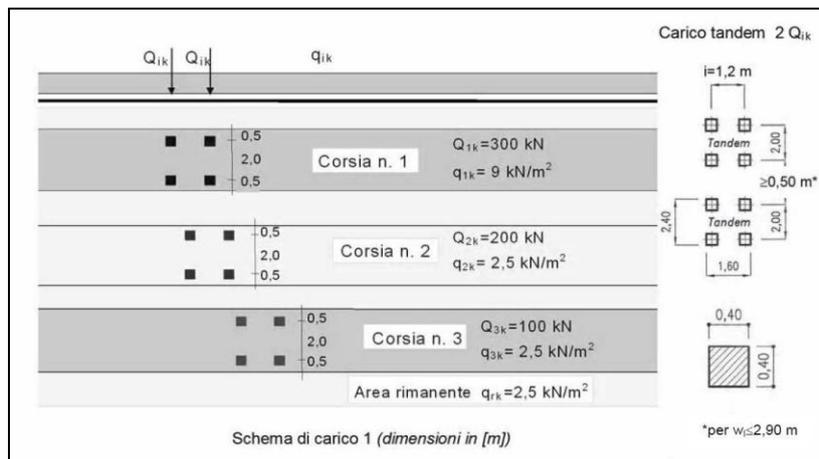
Per i muri direttamente a contatto con la piattaforma stradale verranno presi in considerazione carichi accidentali dovuti alla presenza di traffico stradale.

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.

5.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

5.5.1 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 .

5.5.2 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

6 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 **HE02-P0EPO02STRRE02_A**).

7 SPALLE (TRAVI A CUSCINO)

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

7.1 SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA - VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

7.1.1 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 **1,88 cm**.

AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

PARAGHIAIA

spessore	b_{Ld}	0,40	[m]
altezza	h_d	1,88	[m]
lunghezza	b_{Td}	1,00	[m]
peso	W_d	18,80	[kN]

TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	γ	20,00	[kN/m ³]
larghezza porzione superiore	$b_{Lr,s}$	0,00	[m]
lunghezza porzione superiore	$b_{Tr,s}$	1,00	[m]
altezza porzione superiore	$h_{z,s}$	1,88	[m]
peso	W_r	0,00	[kN]

SOVRACCARICHI ESTERNI

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	s_{pd}	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	5,17	[m]
larghezza dell'area di impronta ripartita alla base del paraghiaia	b_1	3,29	[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	44,32	[kN/m ²]
larghezza efficace di ripartizione dei sovraccarichi accidentali:	b_{eff}	5,97	[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	100,00	[m]
azione orizzontale della frenatura	F	630,00	[kN]
azione normale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$N_{F,ri0}$	44,38	[kN]
azione orizzontale di frenatura ripartita alla base del paraghiaia (45°)	$H_{F,ri0}$	93,20	[kN]
momento flettente di frenatura ripartito alla base del paraghiaia (45°)	$M_{F,ri0}$	175,21	[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	12,79	15,99	[kN]
momento terreno base paraghiaia	M_{Tz}	8,01	10,02	[kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

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	1,50	1,87	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Trz}	1,41	1,76	[kNm]

SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

parametri geotecnici		M1	M2	
spinta orizzontale carichi permanenti portati	S _z	38,57	48,23	[kN]
momento carichi permanenti portati base paraghiaia	M _{Trz}	37,52	46,91	[kNm]

AZIONE SISMICA

PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	k _h	0,077
coefficiente sismico verticale	k _v	0,039

PARAGHIAIA

peso	W _D	18,80	[kN]
azione sismica	F _L	1,45	[kN]
momento base paraghiaia	M _{Trz}	1,36	[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	5,44	[kN]
eccentricità rispetto alla base del paraghiaia	e _{Vz}	0,94	[m]
momento base paraghiaia	M _{Trz}	5,12	[kNm]

7.1.2 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	18,80	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	12,79	8,01
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	1,50	1,41
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	38,57	37,52
frenatura/accelerazione	f	44,38	44,38	175,21
sisma longitudinale	e _L	0,00	6,89	6,48

RIEPILOGO AZIONI SOLLECITANTI - VALORI CARATTERISTICI (M2)

AZIONE		N [kN]	V _L [kN]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g ₁	18,80	0,00	0,00
spinta del terreno	g ₂	0,00	15,99	10,02
spinta dei sovraccarichi permanenti	g ₃	0,00	1,87	1,76
spinta sovraccarichi variabili	q ₁	0,00	48,23	46,91
frenatura/accelerazione	f	44,38	44,38	175,21
sisma longitudinale	e _L	0,00	6,89	6,48

7.1.3 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	18,80	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	12,79	8,01
g_3	1,00	1,00	0,00	1,50	1,41
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
			18,80	14,29	9,42

COMBINAZIONE SLE - FREQUENTE					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	18,80	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	12,79	8,01
g_3	1,00	1,00	0,00	1,50	1,41
q_1	1,00	0,75	0,00	28,93	28,14
f	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			18,80	43,22	37,56

COMBINAZIONE SLE - RARA 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	18,80	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	12,79	8,01
g_3	1,00	1,00	0,00	1,50	1,41
q_1	1,00	1,00	0,00	38,57	37,52
f	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			18,80	52,86	46,94

COMBINAZIONE SLE - RARA 02					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	18,80	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	12,79	8,01
g_3	1,00	1,00	0,00	1,50	1,41
q_1	1,00	0,75	0,00	28,93	28,14
f	1,00	1,00	44,38	44,38	175,21
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			63,18	87,59	212,77

COMBINAZIONE SLU - STR 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,35	1,00	25,38	0,00	0,00
g_2	1,35	1,00	0,00	17,27	10,82
g_3	1,35	1,00	0,00	2,02	1,90
q_1	1,35	1,00	0,00	52,07	50,65
f	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			25,38	71,36	63,37

COMBINAZIONE SLU - STR 02					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,35	1,00	25,38	0,00	0,00
g_2	1,35	1,00	0,00	17,27	10,82
g_3	1,35	1,00	0,00	2,02	1,90
q_1	1,35	0,75	0,00	39,05	37,99
f	1,50	1,00	66,57	66,57	262,81
e_L	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
			91,95	124,91	313,52

COMBINAZIONE SLU - SISMA 01					
	γ	ψ	N [kN]	V_L [kN]	M_T [kNm]
g_1	1,00	1,00	18,80	0,00	0,00
g_2	1,00	1,00	0,00	12,79	8,01
g_3	1,00	1,00	0,00	1,50	1,41
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	6,89	6,48
			18,80	21,18	15,90

7.2 SEZIONE DI SPICCATO DEL PARAGHIAIA – VERIFICHE STRUTTURALI

7.2.1 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 **40 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	1.946,00	[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):	$n_{bl,max}$	192	
Diametro delle barre sul lato interno del setto (armature di forza):	$\varnothing_{bl,max}$	20	[mm]
Numero di barre sul lato esterno del setto:	$n_{bl,min}$	96	
Diametro delle barre sul lato esterno del setto:	$\varnothing_{bl,min}$	16	[mm]
Area dell'armatura longitudinale:	A_s	1.604,240	[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

$A_s \geq A_{s,min} = \max[0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}; 0,003 \cdot A_c]$	→	1.604,24	≥	233,52	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

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 18,18$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 9,42$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 0,46 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 7,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 18,80$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 37,56$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 1,77 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 38,15 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 63,18$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 212,77$ kNm.

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

- Materiali:** B450C (steel) and C25/30 (concrete).
- Sollecitazioni:** $N_{Ed} = 63,18$ kN, $M_{xEd} = 212,77$ kNm, $M_{yEd} = 0$.
- Material Properties:** $\sigma_c = -9,961$ N/mm², $\sigma_s = 222,1$ N/mm², $\epsilon_s = 1,11$ ‰, $d = 33,8$ cm, $x = 13,59$, $x/d = 0,4022$, $\delta = 0,9427$.
- Verification:** A 'Verifica' button is present, and the iteration count is set to 4.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 9,96$ N/mm² < $0,60 \cdot f_{ck} = 19,92$ N/mm²
- $\sigma_s = 222,10$ N/mm² < $0,80 \cdot f_{yk} = 360,00$ N/mm²

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.5 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:

Aggressive

Armatura:

Poco sensibile

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_1

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **7,60** [N/mm²]

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:

Ampiezza massima delle fessure:

$w_d \leq$

apertura fessure

w_2

Tensione massima nell'acciaio calcolata:

$\sigma_{s,max}$ **38,15** [N/mm²]

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

7.2.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE RETTA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 91,95$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 313,52$ 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	40	1	10,05	6
			2	31,42	33,8

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 91,95 kN
 M_{Ed} 313,52 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Materiali
 B450C C25/30

E_{cu} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_c/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcola MRd **Dominio M-N**

L₀ 0 cm Col. modello

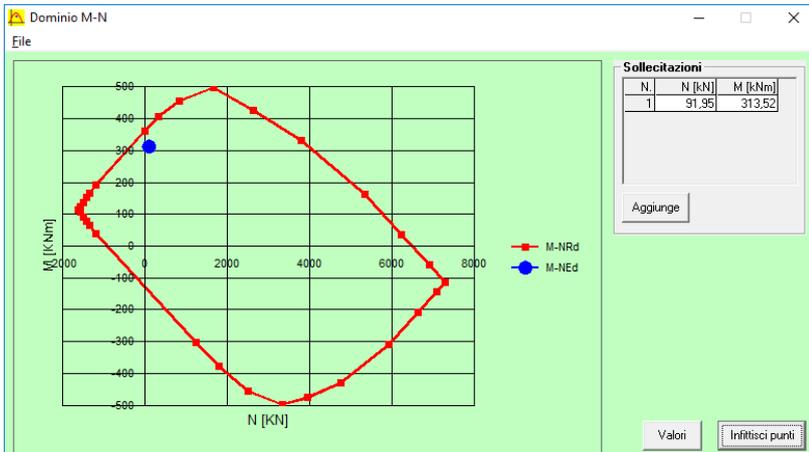
M_{xRd} 377,3 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_s 3,5 %
 ϵ_s 9,182 %
 d 33,8 cm
 x 9,328 x/d 0,276
 δ 0,785

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{sd} = 377,30$ kNm > $M_{sd} = 313,52$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.2.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{S,d} = 124,91$ kN.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	40,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	36,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	124,91	[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

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

Coefficiente k:	k	1,75	
Coefficiente v_{min} :	v_{min}	0,465	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale:	ρ_1	0,0087	
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:	$V_{R,d}$	231,54	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,85	

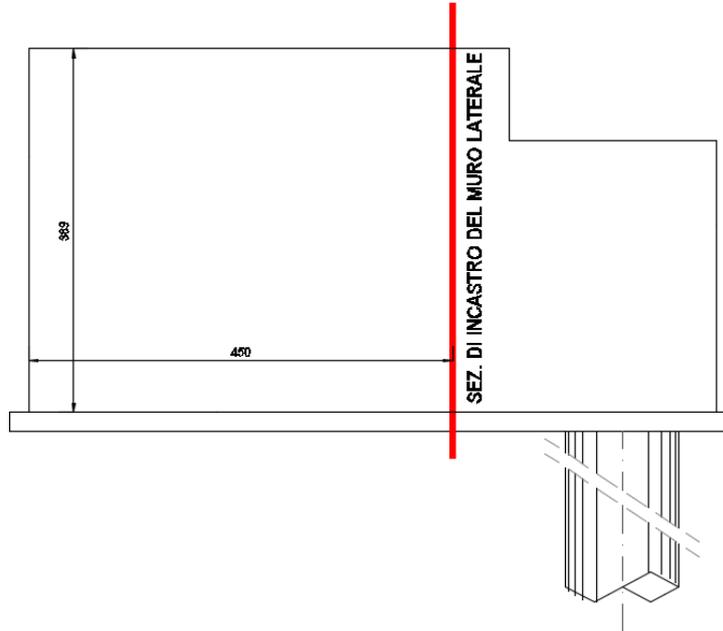
LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

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

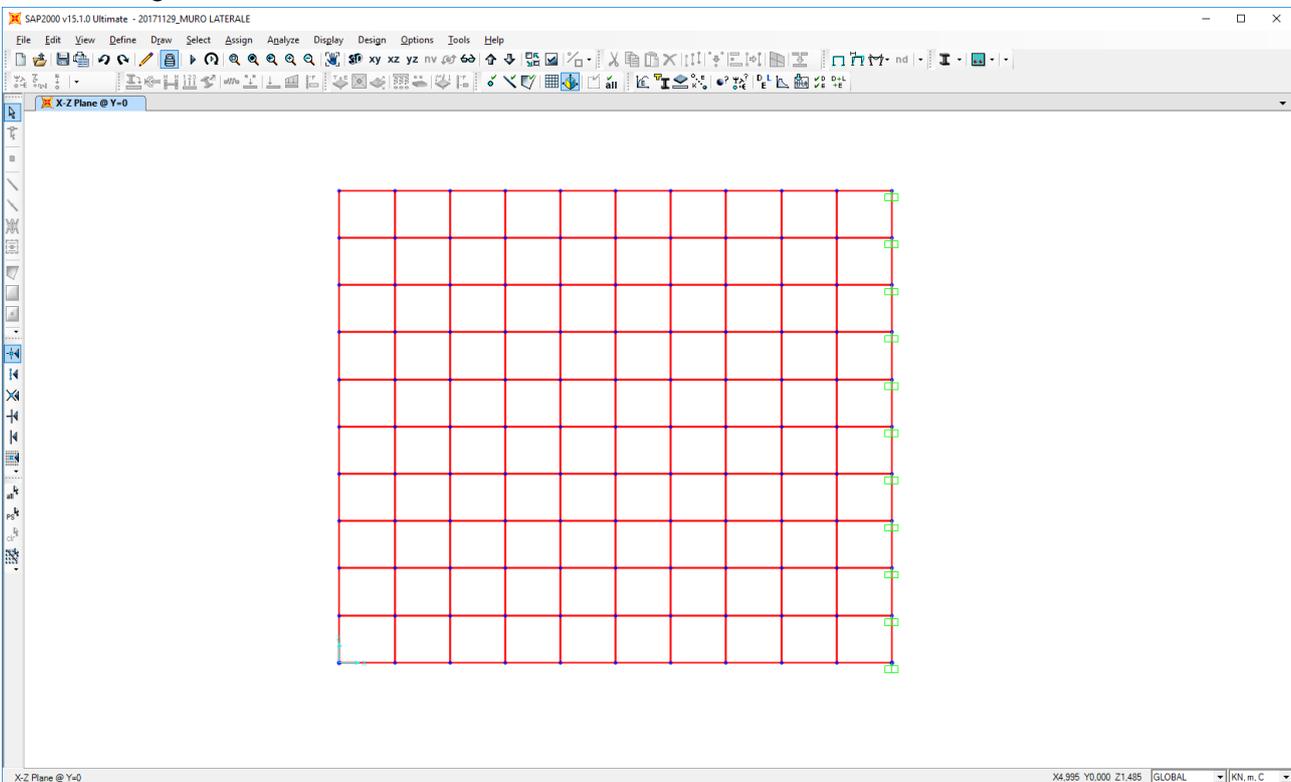
7.3.1 SCHEMA E MODELLO DI CALCOLO

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:



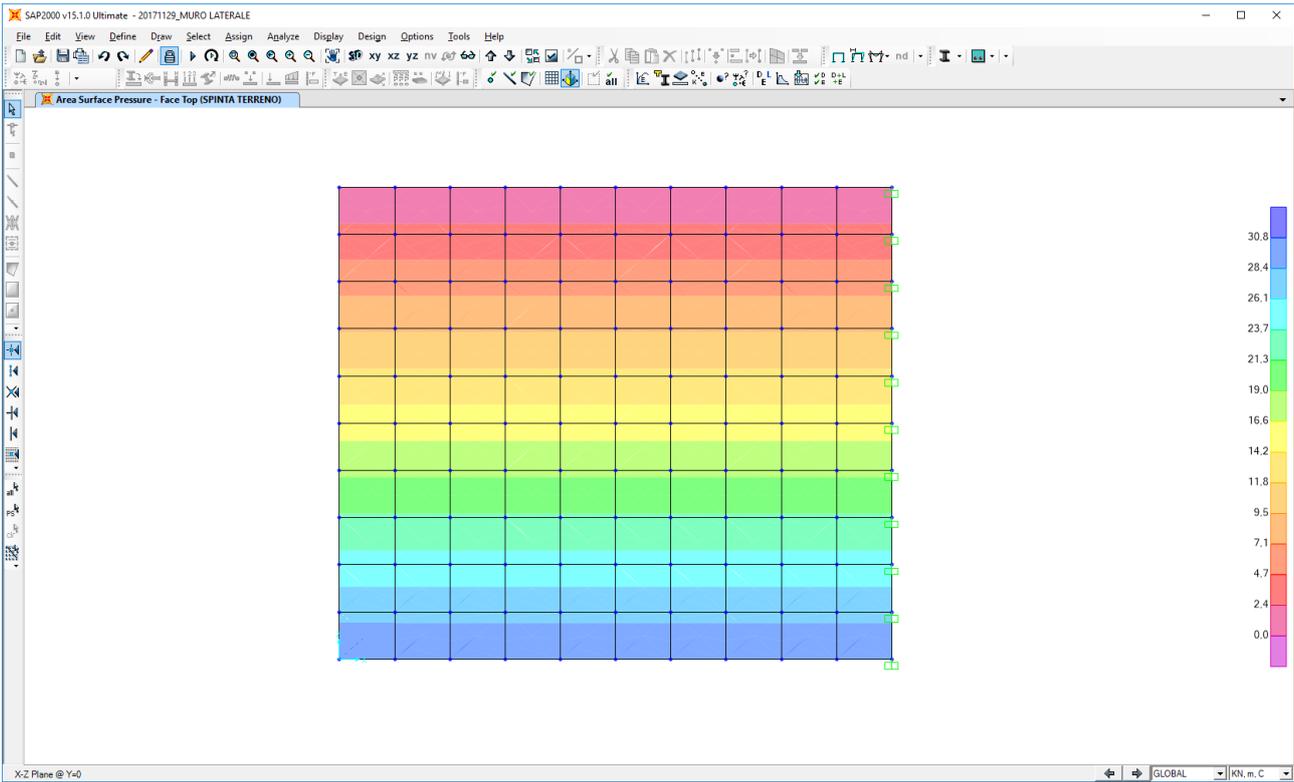
Per la valutazione delle azioni sollecitanti sul muro laterale è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software di calcolo SAP2000 v.15.1:



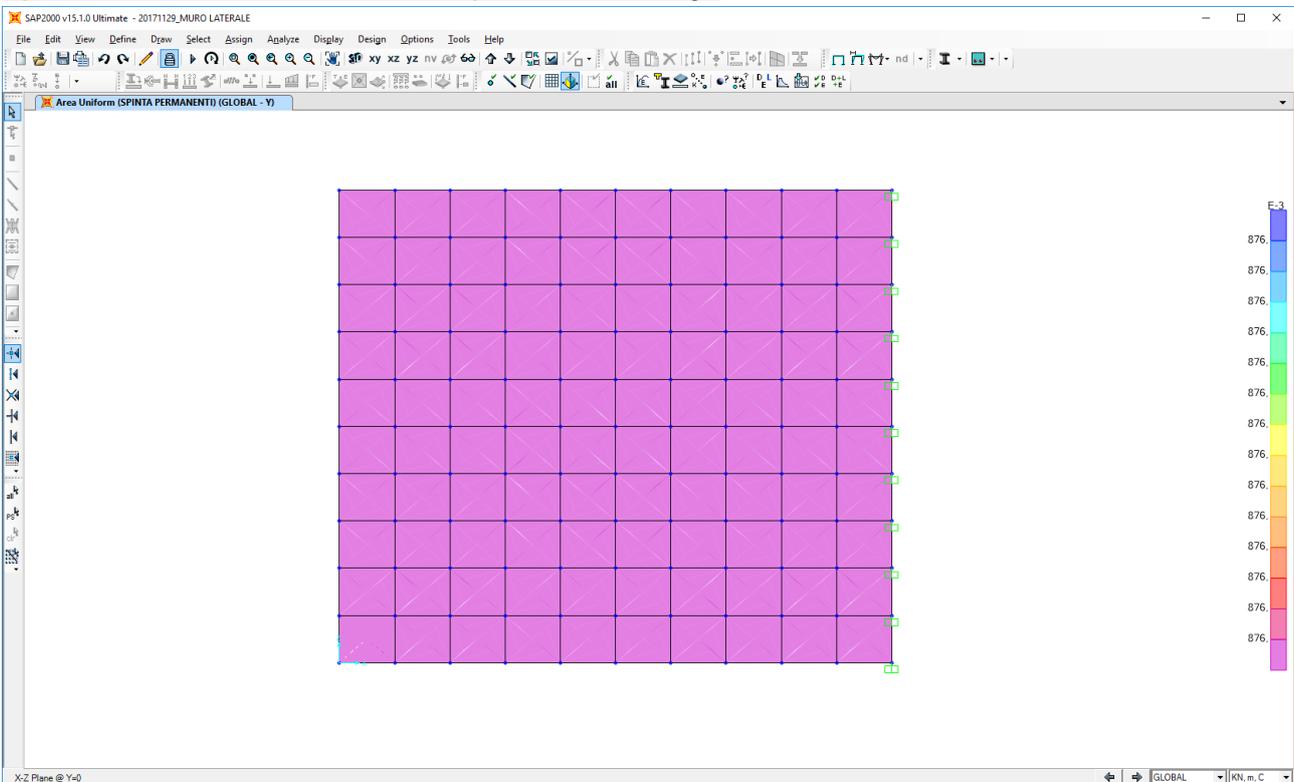
Il muro laterale è stato modellato mediante elementi bidimensionali tipo "shell" con comportamento a lastra – piastra. Il muro è stato vincolato verticalmente su un singolo lato mediante vincoli di incastro.

7.3.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

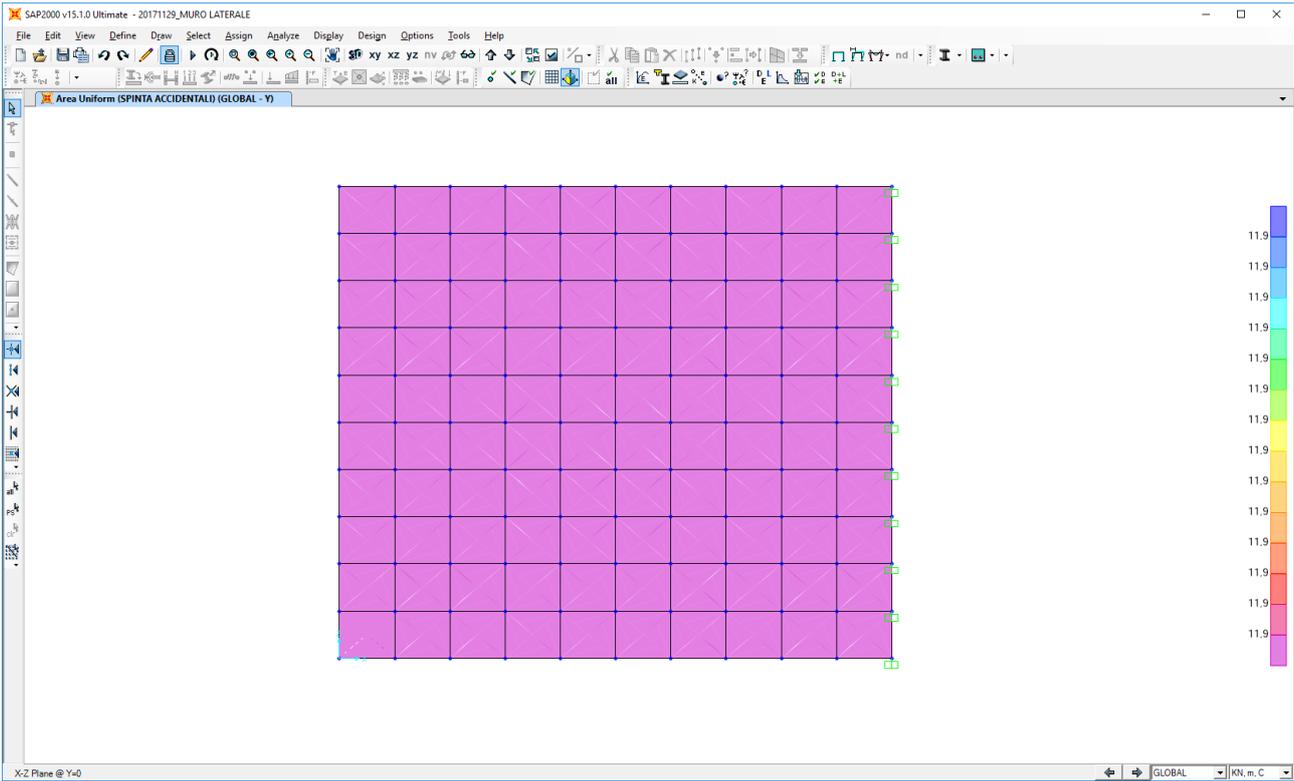
Spinta orizzontale del terreno a tergo



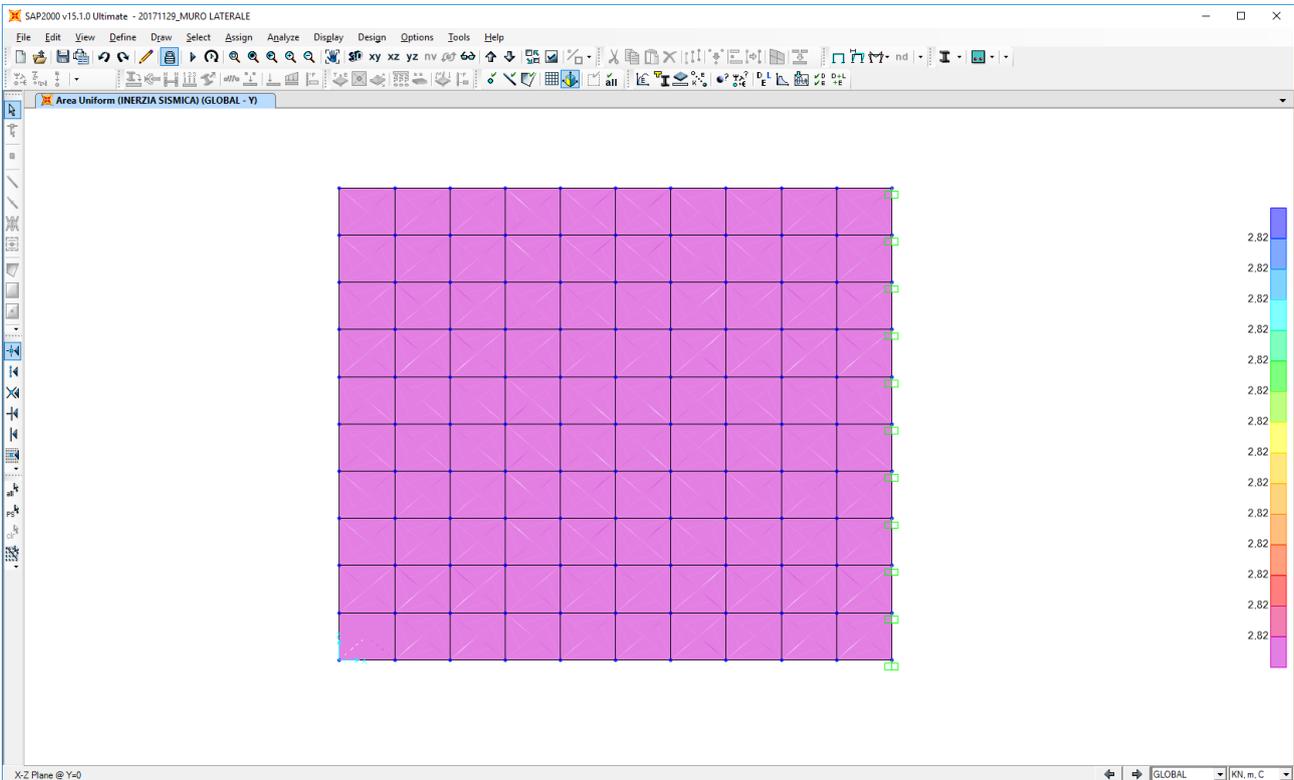
Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo



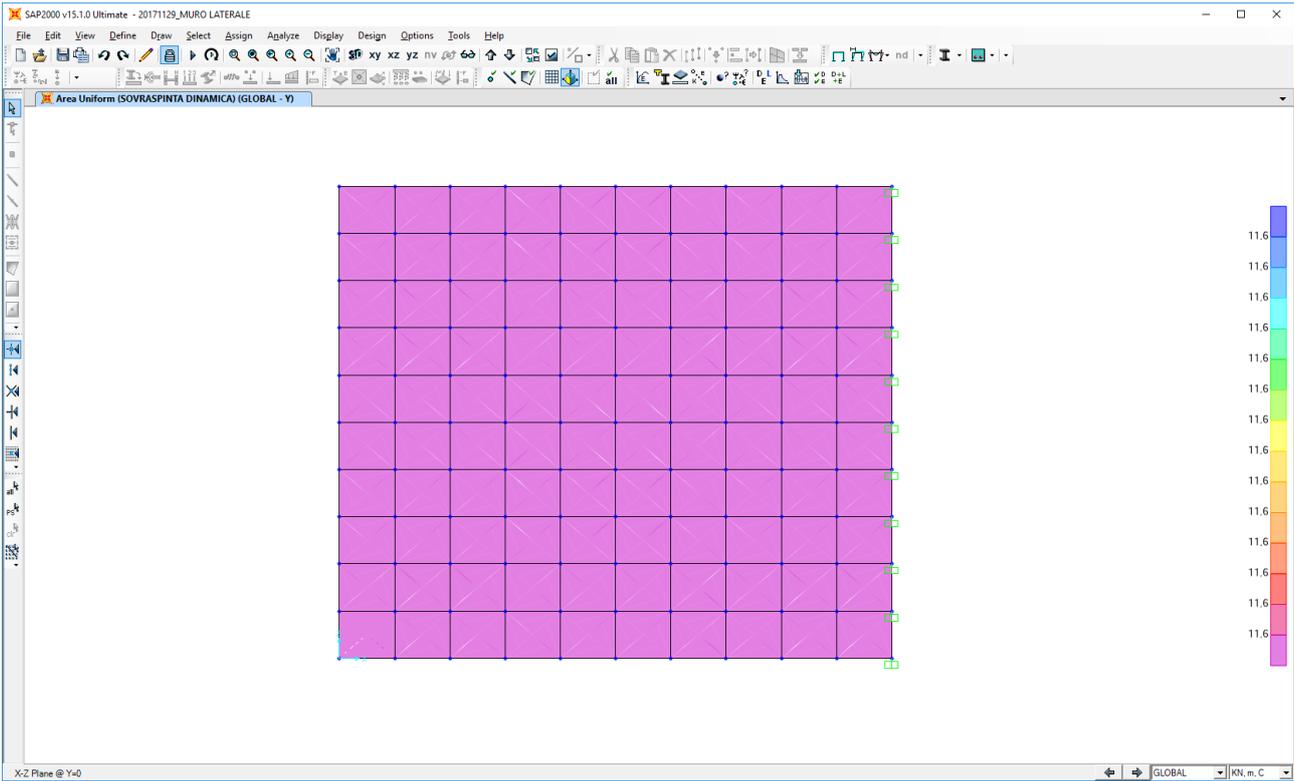
Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali a tergo



Inerzia sismica orizzontale



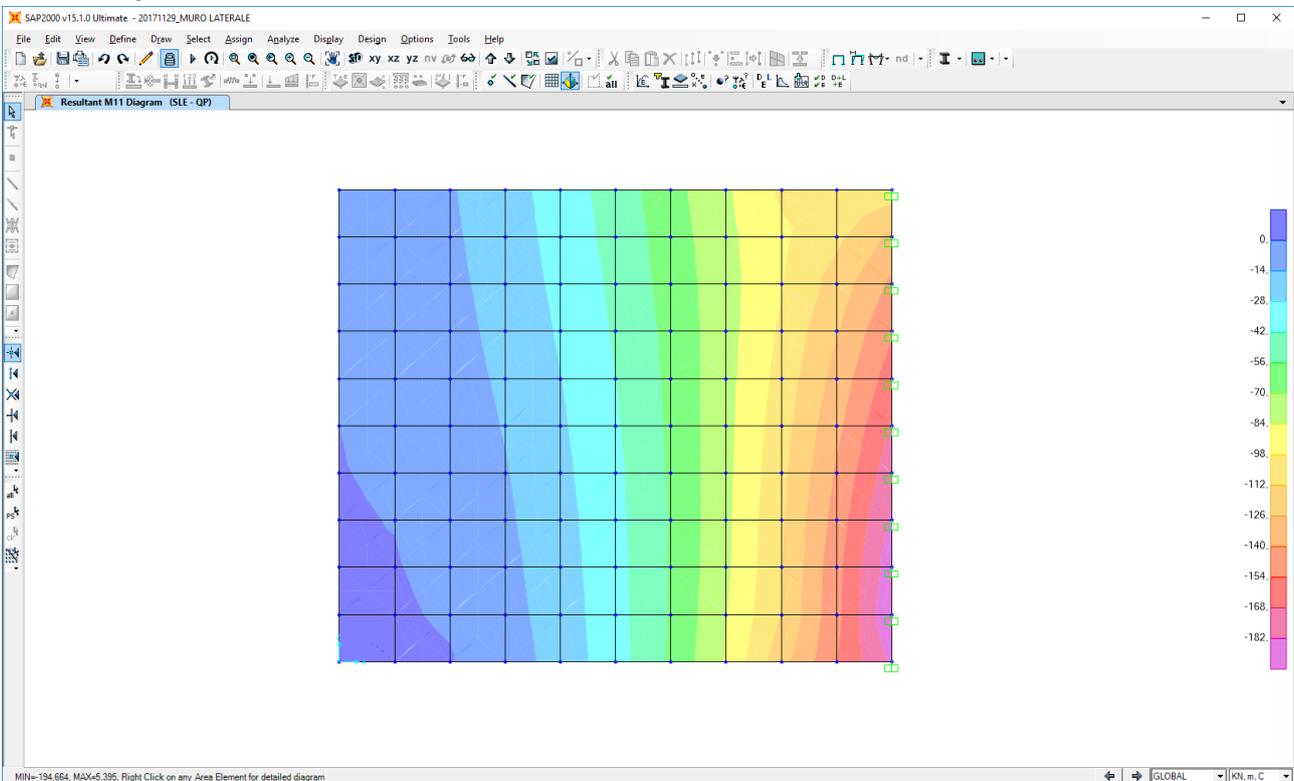
Sovrappinta dinamica orizzontale dei terreni a tergo



7.3.3 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

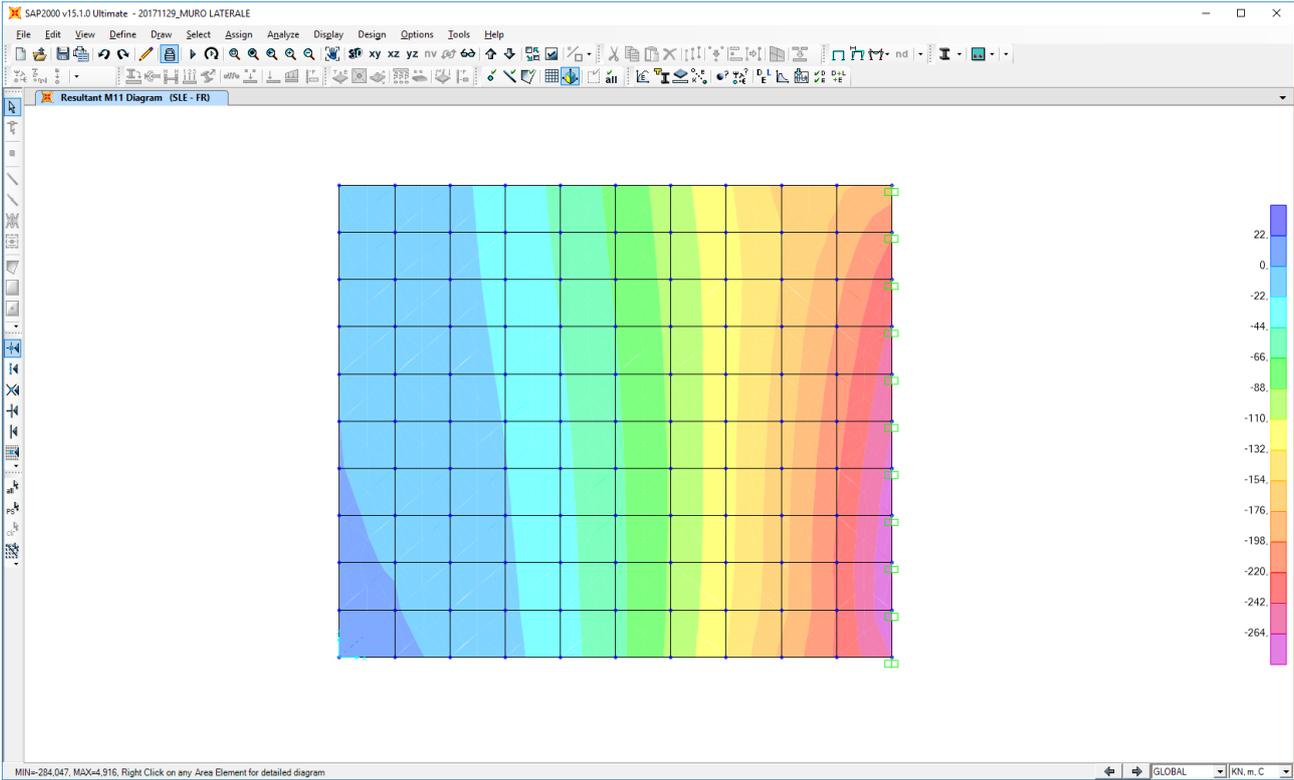
Combinazione SLE – Quasi Permanente

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



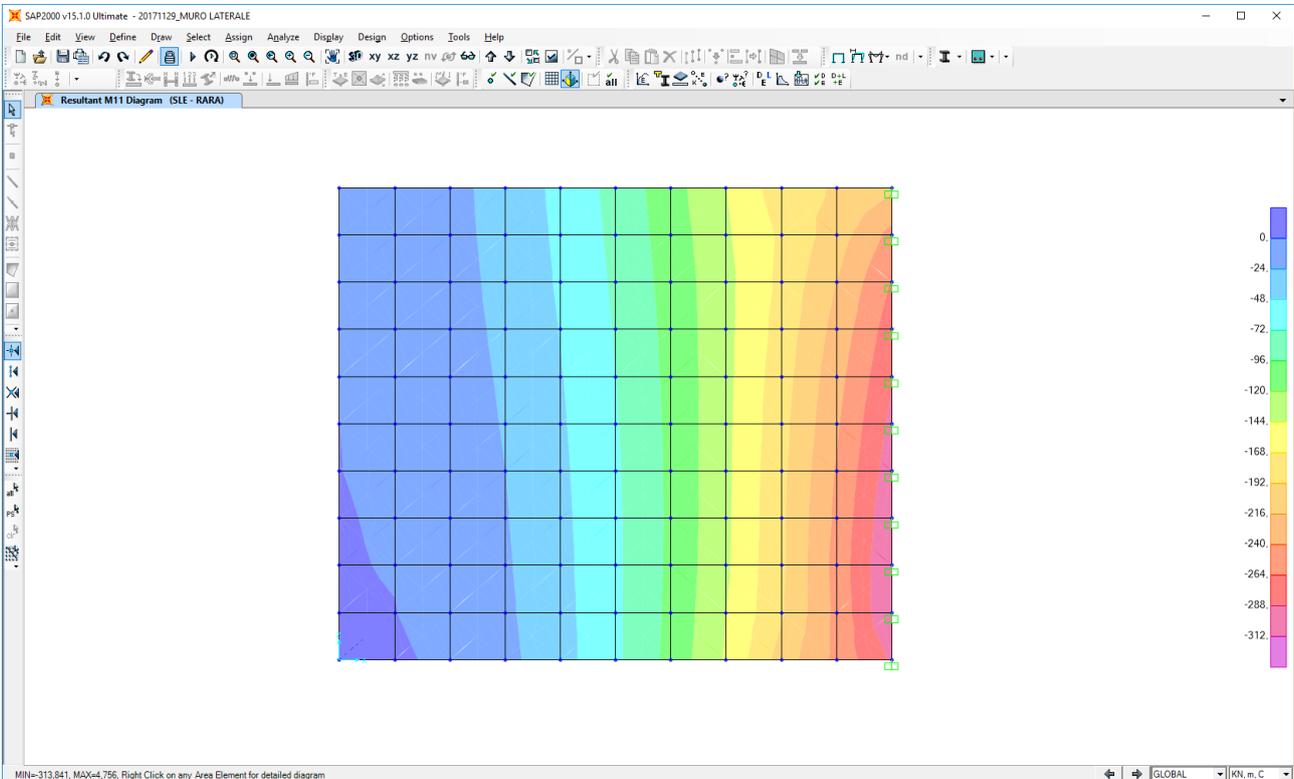
Combinazione SLE – Frequente

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



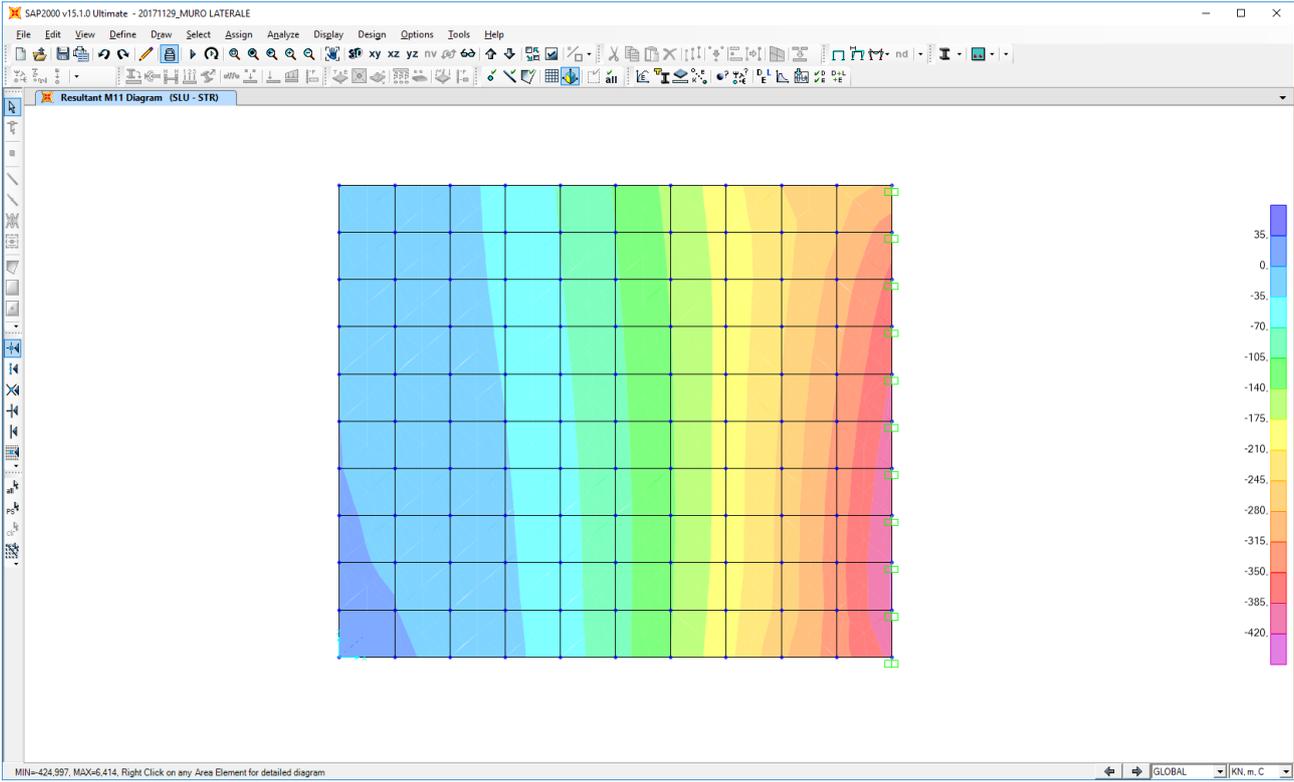
Combinazione SLE – Rara

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

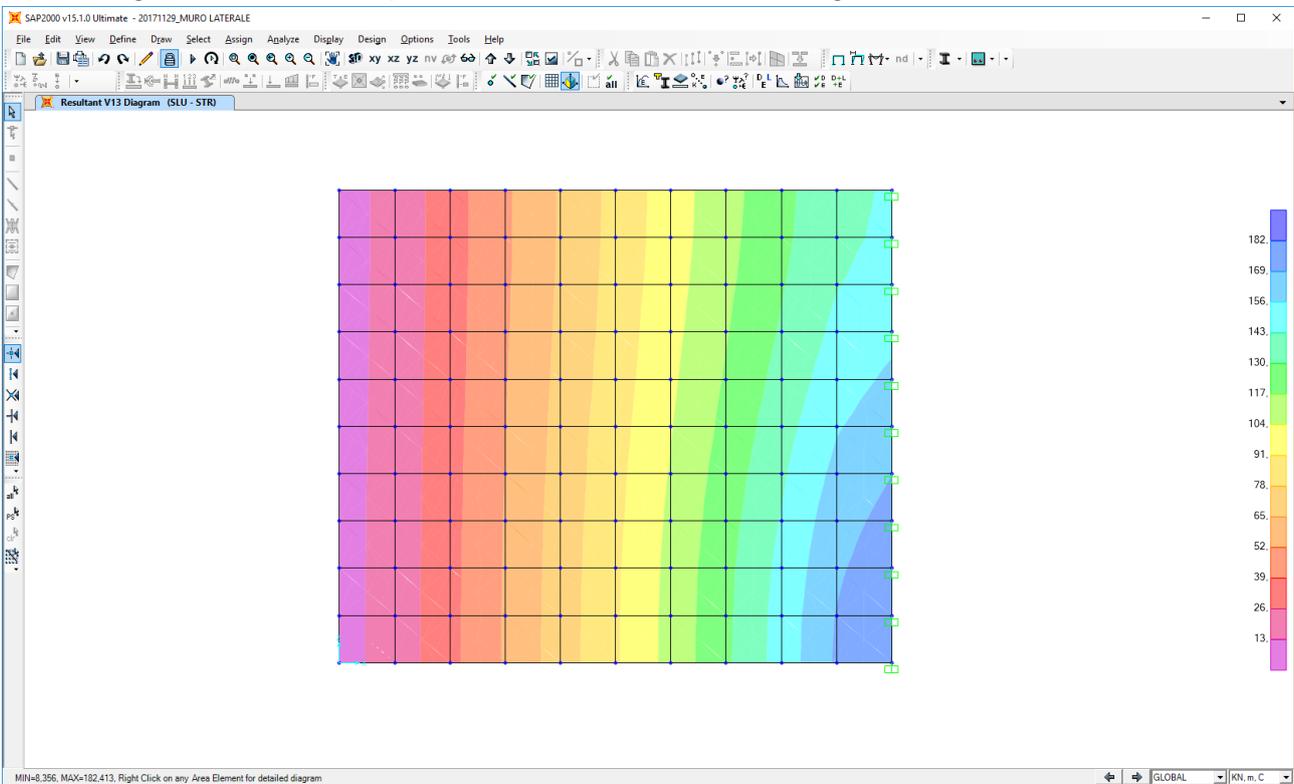


Combinazione SLU – STR

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

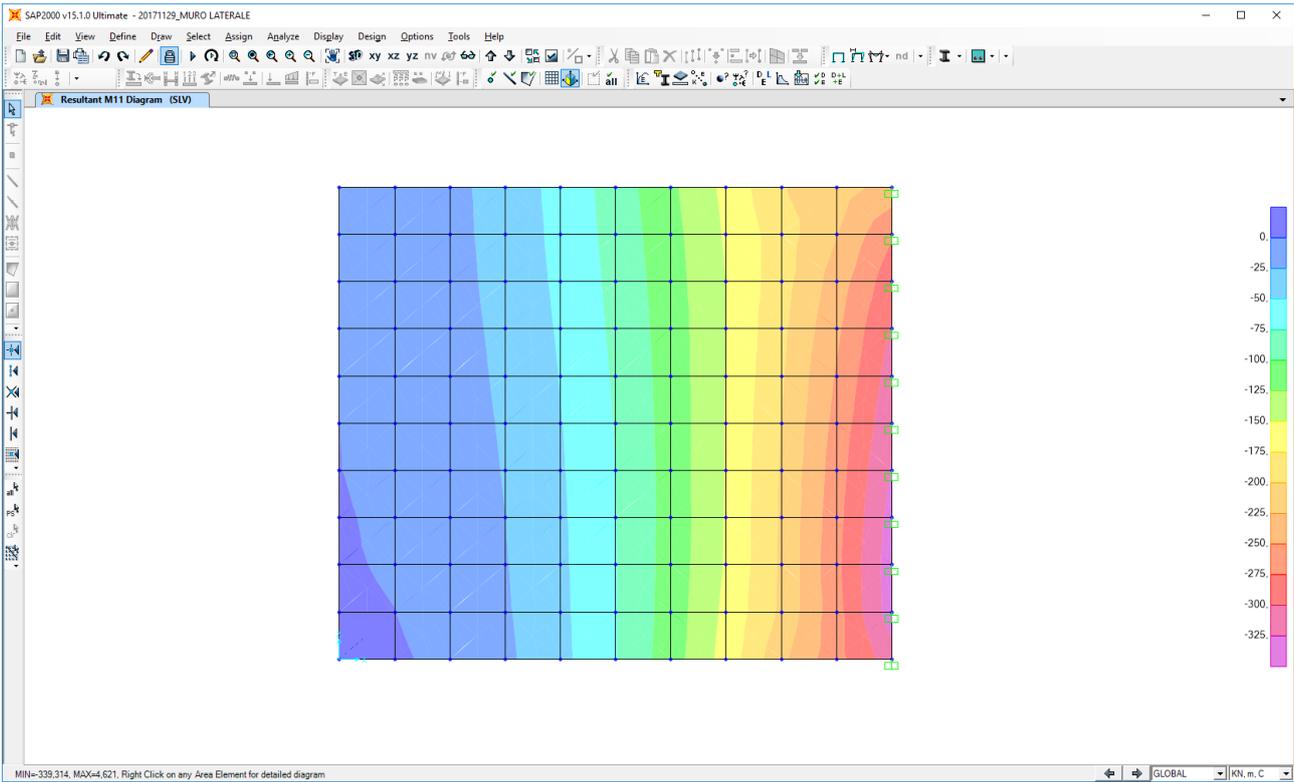


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale:

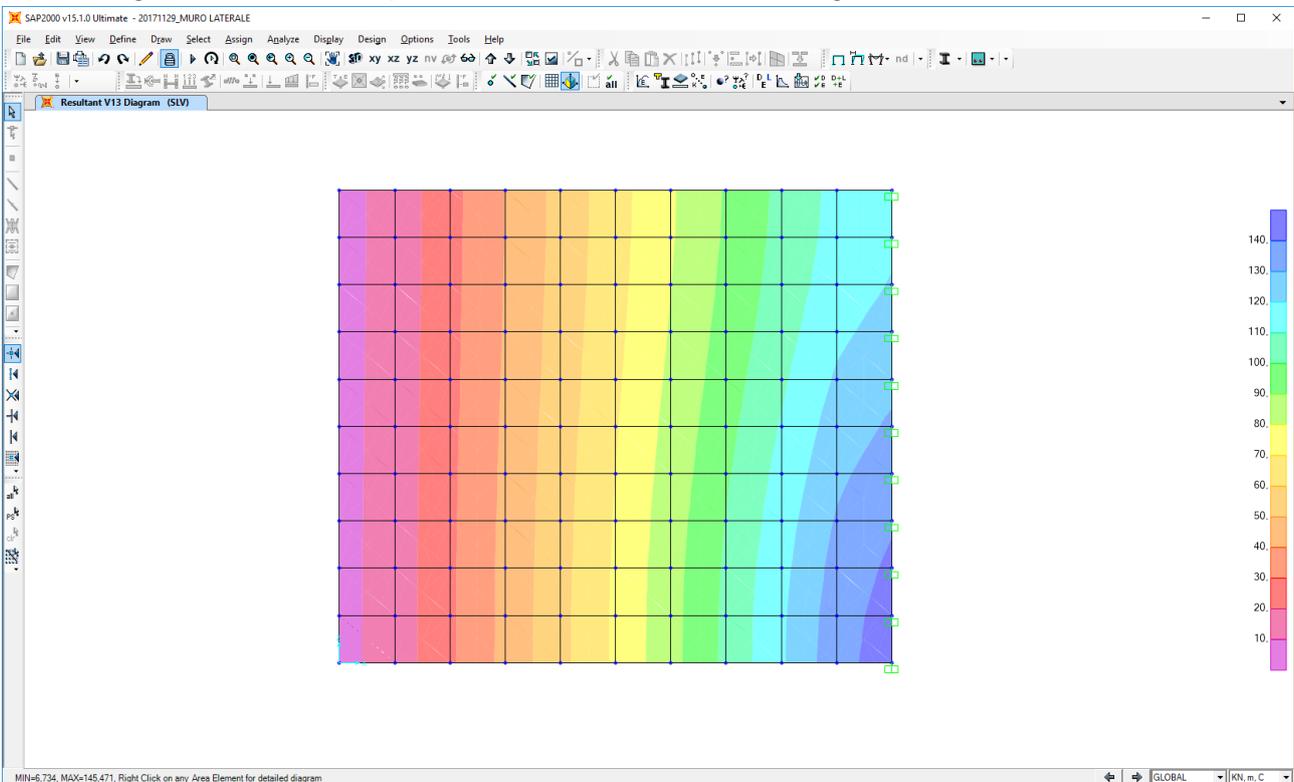


Combinazione SLV

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



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



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

7.4.1 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:

- **Ø24/20** 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.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **$M_{sd} = -182,00$ kNm**.

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File". It contains several data tables and input fields:

- Section Data:**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	75	1	22,62	6,4
			2	10,05	6,9
- Applied Forces:**

N	Ed	0	0	kN
M	xEd	0	-182	kNm
M	yEd	0	0	
- Material Properties:**

Property	B450C	C32/40
ϵ_{su}	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
- Calculation Results:**

σ_c	-2,959 N/mm²
σ_s	128,3 N/mm²
ϵ_s	0,6415 ‰
d	68,6 cm
x	17,63
x/d	0,257
δ	0,7612

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 2,95 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 128,30 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -264,00$ 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	22,62	6,4
			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	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
		τ_{c1} 2,114

σ_c -4,292 N/mm²
 σ_s 186,1 N/mm²

Verifica

ϵ_s 0,9305 %
 d 68,6 cm
 x 17,63 x/d 0,257
 δ 0,7612

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 4,29 \text{ N/mm}^2 < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 186,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -312,00$ 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	22,62	6,4
			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	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd}	1,957 %	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,7333
		τ_{c1} 2,114

σ_c -5,072 N/mm²
 σ_s 219,9 N/mm²

Verifica

ϵ_s 1,1 %
 d 68,6 cm
 x 17,63 x/d 0,257
 δ 0,7612

N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 5,07 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 219,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.4.5 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:	$\sigma_{s,max}$	128,30	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[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:	$\sigma_{s,max}$	186,10	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	24	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[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

7.4.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE RETTA

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -420,00$ 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	22,62	6,4
			2	10,05	69

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -420 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

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_c/E_s 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

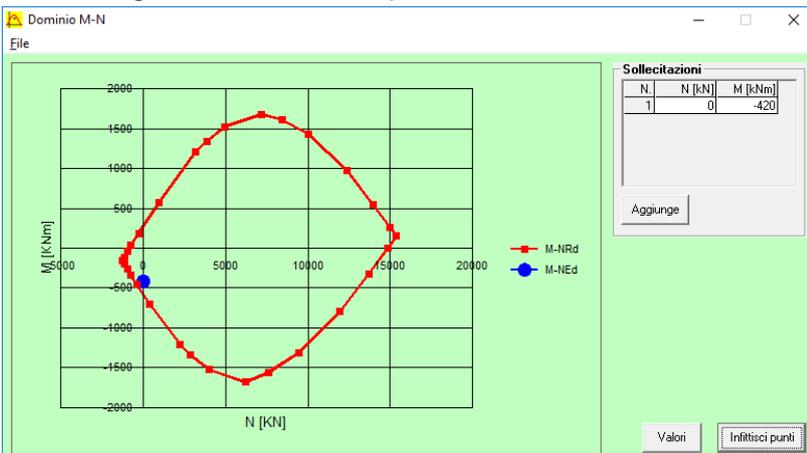
M_{xPd} -585,9 kNm
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 37,29 ‰
 d 68,6 cm
 x 5,886 x/d 0,0858
 δ 0,7

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Sd} = -585,90 \text{ kNm} > M_{Sd} = -420,00 \text{ kNm}$$

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

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

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	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

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

Coefficiente k:	k	1,53	
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

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

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:

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]	M _{Sd, TORC} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.659,69	13,52	-0,31	0,05	-111,00	-0,79
	GEN Q.P.(min)	1.609,75	-35,43	-0,31	0,04	-111,00	-0,79
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	2.808,36	18,27	-0,31	0,05	2.555,78	15,73
	GEN FREQ Vento(max)	1.659,71	13,53	7,27	0,05	-67,69	-0,30
	GEN FREQ Termico(max)	1.664,68	18,42	-25,80	0,05	-111,00	-0,79
	GEN FREQ Mobili(min)	1.609,75	-48,49	-0,31	0,04	-1.914,40	-13,36
	GEN FREQ Vento(min)	1.609,78	-35,43	-6,18	0,04	-67,69	-0,30
	GEN FREQ Termico(min)	1.604,76	-40,33	-25,80	0,04	-111,00	-0,79
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	3.478,38	21,41	-62,98	0,06	4.248,97	28,86
	GEN RARA Vento(max)	2.813,50	23,19	-120,15	0,05	2.772,33	18,18
	GEN RARA Frenam(max)	2.824,40	-77,10	7,27	0,05	2.555,78	15,73
	GEN RARA Termico(max)	2.833,42	42,76	-69,18	0,05	2.685,71	17,20
	GEN RARA Mobili(min)	1.604,85	-61,82	-87,98	0,04	-3.034,65	-22,00
	GEN RARA Vento(min)	1.604,91	-53,36	-133,60	0,04	-1.697,85	-10,91
	GEN RARA Frenam(min)	1.615,80	-153,65	-6,18	0,04	-1.914,40	-13,36
	GEN RARA Termico(min)	1.584,88	-72,95	-82,64	0,04	-1.784,47	-11,89
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	4.791,71	20,74	-96,62	0,08	5.738,72	39,00
	GEN SLU Vento(max)	3.894,13	23,13	-181,44	0,07	3.758,24	24,73
	GEN SLU Frenamento(max)	3.908,82	-112,26	9,69	0,07	3.433,42	21,06
	GEN SLU Termico(max)	3.918,01	46,62	-104,98	0,07	3.628,31	23,26
	GEN SLU Mobili(min)	2.271,43	-82,82	-130,37	0,06	-4.094,17	-29,66
	GEN SLU Vento(min)	2.271,52	-71,40	-199,60	0,06	-2.276,50	-14,55
	GEN SLU Frenamento(min)	2.286,21	-206,79	-8,47	0,06	-2.601,33	-18,22
	GEN SLU Termico(min)	2.247,47	-94,91	-123,15	0,06	-2.406,43	-16,01
SLV	GEN SLV Long(max)	1.721,02	278,24	80,91	0,05	2,59	1,47
	GEN SLV Trasv(max)	1.707,06	93,27	258,71	0,05	226,88	3,70
	GEN SLV Vert(max)	1.762,26	94,36	78,46	0,05	16,71	0,95
	GEN SLV Long(min)	1.548,42	-300,14	-81,54	0,04	-224,59	-3,05
	GEN SLV Trasv(min)	1.562,38	-115,18	-259,34	0,04	-448,88	-5,29
	GEN SLV Vert(min)	1.507,18	-116,27	-79,09	0,04	-238,71	-2,53

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	0,2	[m]
PARAGHIAIA		
Lunghezza del paraghiaia	12,00	[m]
Spessore del paraghiaia	0,40	[m]
Altezza massima del paraghiaia	1,88	[m]
Altezza minima del paraghiaia	1,88	[m]
Volume del paraghiaia	9,02	[m ³]
Peso proprio del paraghiaia	225,60	[kN]
Quota del baricentro del paraghiaia rispetto alla base della trave a cuscino	2,94	[m]
Ascissa del baricentro del paraghiaia rispetto all'asse dei pali di fondazione	-1,60	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-360,96	[kNm]
TRAVE A CUSCINO		
Lunghezza della trave a cuscino	12,00	[m]
Larghezza della trave a cuscino	2,80	[m]
Altezza della trave a cuscino	2,00	[m]
Volume della trave a cuscino	67,20	[m ³]
Peso proprio della trave a cuscino	1.680,00	[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	-0,40	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-672,00	[kNm]

MURI LATERALI POSTERIORI

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	4,50	[m]
Altezza media dei muri laterali	3,89	[m]
Spessore dei muri laterali	0,75	[m]
Volume dei muri laterali	26,26	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	656,44	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	1,95	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-4,05	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-2.658,57	[kNm]

MURI LATERALI ANTERIORI DI RISVOLTO

Numero dei muri laterali	2,00	
Lunghezza dei muri laterali	2,40	[m]
Altezza media dei muri laterali	0,90	[m]
Spessore dei muri laterali	0,30	[m]
Volume dei muri laterali	1,30	[m ³]
Peso proprio dei muri laterali	32,40	[kN]
Quota del baricentro dei muri laterali rispetto alla base della trave a cuscino	2,45	[m]
Ascissa del baricentro dei muri laterali rispetto all'asse dei pali di fondazione	-0,20	[m]
Momento flettente longitudinale riferito all'asse dei pali di fondazione	-6,48	[kNm]
Azione normale verticale totale dovuta al peso proprio della spalla	2.594,44	[kN]
Momento flettente longitudinale totale dovuto al peso proprio della spalla	-3.698,01	[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	719,33	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale del terreno a tergo	930,34	[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	40,79	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	79,13	[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	556,18	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti a tergo	1.079,00	[kNm]

SCARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO

Ascissa del baricentro degli scarichi rispetto all'asse dei pali di fondazione	0,00	[m]
Quota di applicazione degli scarichi rispetto alla base della trave a cuscino	2,20	[m]
Distanza tra il punto di applicazione della risultante degli scarichi della carreggiata rispetto all'asse della spalla	0,00	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]	M _{Sd, TORC} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	2.248,62	5,75	0,00	12,70	0,00	0,00
	GEN Q.P.(min)	2.199,07	-43,20	0,00	-95,00	0,00	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	3.426,82	15,31	0,00	33,74	2.619,52	31,68
	GEN FREQ Vento(max)	2.248,67	5,75	15,00	12,71	76,33	1,00
	GEN FREQ Termico(max)	2.253,58	10,64	50,93	23,47	112,05	0,00
	GEN FREQ Mobili(min)	2.045,46	-57,95	0,00	-127,44	-2.619,52	-31,68
	GEN FREQ Vento(min)	2.199,02	-43,21	-15,00	-95,01	-76,33	-1,00
	GEN FREQ Termico(min)	2.194,12	-48,10	-50,93	-105,77	-112,05	0,00
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	4.141,04	25,74	180,16	56,68	4.756,18	57,24
	GEN RARA Vento(max)	3.432,02	20,24	269,67	44,58	3.429,39	36,68
	GEN RARA Frenam(max)	3.442,81	120,21	15,00	264,53	2.652,53	31,68
	GEN RARA Termico(max)	3.451,74	39,80	167,80	87,63	3.118,65	34,68
	GEN RARA Mobili(min)	1.931,34	-73,82	-180,16	-162,36	-4.756,18	-57,24
	GEN RARA Vento(min)	2.040,25	-62,88	-269,67	-138,28	-3.429,39	-36,68
	GEN RARA Frenam(min)	2.029,47	-162,85	-15,00	-358,23	-2.652,53	-31,68
	GEN RARA Termico(min)	2.020,53	-82,44	-167,80	-181,33	-3.118,65	-34,68
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	5.783,71	25,10	266,14	55,31	6.490,75	77,72
	GEN SLU Vento(max)	4.826,56	17,68	402,25	38,97	4.746,21	50,26
	GEN SLU Frenamento(max)	4.841,08	152,64	20,25	335,89	3.580,92	42,77
	GEN SLU Termico(max)	4.850,19	41,16	249,45	90,62	4.280,09	47,26
	GEN SLU Mobili(min)	2.809,50	-100,49	-266,14	-221,03	-6.490,75	-77,72
	GEN SLU Vento(min)	2.956,51	-85,72	-402,25	-188,52	-4.746,21	-50,26
	GEN SLU Frenamento(min)	2.941,99	-220,69	-20,25	-485,45	-3.580,92	-42,77
	GEN SLU Termico(min)	2.932,88	-109,20	-249,45	-240,18	-4.280,09	-47,26
SLV	GEN SLV Long(max)	2.281,60	173,99	98,52	382,82	280,91	1,61
	GEN SLV Trasv(max)	2.268,15	56,37	328,40	124,06	932,39	5,36
	GEN SLV Vert(max)	2.297,73	56,86	98,52	125,14	282,48	1,61
	GEN SLV Long(min)	2.166,09	-211,44	-98,52	-465,13	-280,91	-1,61
	GEN SLV Trasv(min)	2.179,55	-93,82	-328,40	-206,36	-932,39	-5,36
	GEN SLV Vert(min)	2.149,97	-94,32	-98,52	-207,44	-282,48	-1,61

AZIONI SISMICHE

Coefficiente sismico orizzontale

0,0770

Coefficiente sismico verticale

0,0385

AZIONI INERZIALI TRASMESSE DALLA SPALLA

Peso sismico del paraghiaia	225,60	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dal paraghiaia	17,37	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dal paraghiaia	17,37	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dal paraghiaia	8,69	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	51,07	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	51,07	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-13,90	[kNm]
Peso sismico della trave a cuscino	1.680,00	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dalla trave a cuscino	129,36	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dalla trave a cuscino	129,36	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dalla trave a cuscino	64,68	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	129,36	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	129,36	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-25,87	[kNm]
Peso sismico dai muri laterali posteriori	656,44	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali posteriori	50,55	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali posteriori	50,55	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali posteriori	25,27	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	98,31	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	98,31	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-102,36	[kNm]
Peso sismico dei muri laterali anteriori di risvolto	32,40	[kN]
Azione inerziale orizzontale longitudinale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	2,49	[kN]
Azione inerziale orizzontale trasversale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	2,49	[kN]
Azione inerziale verticale prodotta dai muri laterali anteriori di risvolto	1,25	[kN]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale longitudinale	6,11	[kNm]
Momento flettente trasversale prodotto dall'azione inerziale trasversale	6,11	[kNm]
Momento flettente longitudinale prodotto dall'azione inerziale verticale	-0,25	[kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

Inerzia sismica orizzontale longitudinale totale della spalla	199,77	[kN]
Inerzia sismica orizzontale trasversale totale della spalla	199,77	[kN]
Inerzia sismica verticale totale della spalla	99,89	[kN]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale longitudinale della spalla	284,85	[kNm]
Momento flettente trasversale totale prodotto dall'azione inerziale trasversale della spalla	284,85	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale prodotto dall'azione inerziale verticale della spalla	-142,37	[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	278,21	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alla sovraspinta dinamica del terreno a tergo	539,72	[kNm]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO VALUTATA ALLA BASE DELLA ZATTERA IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DEI PALI

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd} [kN]	V _{Sd, LONG} [kN]	V _{Sd, TRASV} [kN]	M _{Sd, LONG} [kNm]	M _{Sd, TRASV} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	4.843,06	765,87	0,00	-2.675,85	0,00
	GEN Q.P.(min)	4.793,51	716,91	0,00	-2.783,55	0,00
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	6.021,26	1.192,57	0,00	-1.845,56	2.619,52
	GEN FREQ Vento(max)	4.843,11	1.183,01	15,00	-1.866,59	76,33
	GEN FREQ Termico(max)	4.848,02	1.187,90	50,93	-1.855,83	112,05
	GEN FREQ Mobili(min)	4.639,90	1.119,31	0,00	-2.006,74	-2.619,52
	GEN FREQ Vento(min)	4.793,46	1.134,05	-15,00	-1.974,31	-76,33
	GEN FREQ Termico(min)	4.788,55	1.129,16	-50,93	-1.985,07	-112,05
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	6.735,48	1.342,04	180,16	-1.552,87	4.756,18
	GEN RARA Vento(max)	6.026,46	1.336,54	269,67	-1.564,97	3.429,39
	GEN RARA Frenam(max)	6.037,25	1.436,52	15,00	-1.345,02	2.652,53
	GEN RARA Termico(max)	6.046,18	1.356,11	167,80	-1.521,92	3.118,65
	GEN RARA Mobili(min)	4.525,78	1.242,48	-180,16	-1.771,91	-4.756,18
	GEN RARA Vento(min)	4.634,69	1.253,43	-269,67	-1.747,83	-3.429,39
	GEN RARA Frenam(min)	4.623,91	1.153,45	-15,00	-1.967,78	-2.652,53
	GEN RARA Termico(min)	4.614,97	1.233,86	-167,80	-1.790,88	-3.118,65
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	9.286,20	1.808,23	266,14	-2.105,72	6.490,75
	GEN SLU Vento(max)	8.329,05	1.800,81	402,25	-2.122,05	4.746,21
	GEN SLU Frenamento(max)	8.343,57	1.935,77	20,25	-1.825,13	3.580,92
	GEN SLU Termico(max)	8.352,68	1.824,28	249,45	-2.070,40	4.280,09
	GEN SLU Mobili(min)	6.311,99	1.682,64	-266,14	-2.382,05	-6.490,75
	GEN SLU Vento(min)	6.459,01	1.697,41	-402,25	-2.349,55	-4.746,21
	GEN SLU Frenamento(min)	6.444,48	1.562,44	-20,25	-2.646,47	-3.580,92
	GEN SLU Termico(min)	6.435,37	1.673,93	-249,45	-2.401,20	-4.280,09
SLV	GEN SLV Long(max)	4.906,01	1.412,08	158,45	-1.523,86	366,36
		4.846,08	1.412,08	158,45	-1.438,44	366,36
		4.906,01	1.412,08	38,59	-1.523,86	195,45
	GEN SLV Trasv(max)	4.846,08	1.412,08	38,59	-1.438,44	195,45
		4.892,55	959,88	528,17	-2.359,83	1.217,24
		4.832,62	959,88	528,17	-2.274,40	1.217,24
		4.892,55	756,56	528,17	-2.692,66	1.217,24
	GEN SLV Vert(max)	4.832,62	756,56	528,17	-2.607,23	1.217,24
		4.992,05	960,37	158,45	-2.458,41	367,94
		4.992,05	960,37	38,59	-2.458,41	197,03
		4.992,05	757,05	158,45	-2.792,32	367,94
		4.992,05	757,05	38,59	-2.792,32	197,03
	GEN SLV Long(min)	4.790,49	348,90	-38,59	-3.481,24	-195,45
		4.730,56	348,90	-38,59	-3.395,82	-195,45
		4.790,49	348,90	-158,45	-3.481,24	-366,36
		4.730,56	348,90	-158,45	-3.395,82	-366,36
	GEN SLV Trasv(min)	4.803,95	809,69	-528,17	-2.690,25	-1.217,24
		4.744,02	809,69	-528,17	-2.604,83	-1.217,24
		4.803,95	606,36	-528,17	-3.023,08	-1.217,24
		4.744,02	606,36	-528,17	-2.937,66	-1.217,24
	GEN SLV Vert(min)	4.644,52	809,20	-38,59	-2.506,25	-197,03
		4.644,52	809,20	-158,45	-2.506,25	-367,94
		4.644,52	605,87	-38,59	-2.839,08	-197,03
		4.644,52	605,87	-158,45	-2.839,08	-367,94

7.6 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 di fondazione	4	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	
	Y	-4,80	-1,60	1,60	4,80	
	Y ²	23,04	2,56	2,56	23,04	51,20

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.210,77	1.210,77	1.210,77	1.210,77	-668,96	191,47
	GEN Q.P.(min)	1.198,38	1.198,38	1.198,38	1.198,38	-695,89	179,23
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	1.259,73	1.423,45	1.587,17	1.750,89	-461,39	298,14
	GEN FREQ Vento(max)	1.203,62	1.208,39	1.213,16	1.217,93	-466,65	295,78
	GEN FREQ Termico(max)	1.201,50	1.208,50	1.215,51	1.222,51	-463,96	297,25
	GEN FREQ Mobili(min)	1.405,55	1.241,83	1.078,11	914,39	-501,68	279,83
	GEN FREQ Vento(min)	1.205,52	1.200,75	1.195,98	1.191,21	-493,58	283,54
	GEN FREQ Termico(min)	1.207,64	1.200,64	1.193,64	1.186,63	-496,27	282,58
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	1.237,98	1.535,24	1.832,50	2.129,76	-388,22	338,52
	GEN RARA Vento(max)	1.185,11	1.399,45	1.613,78	1.828,12	-391,24	340,87
	GEN RARA Frenam(max)	1.260,64	1.426,42	1.592,20	1.757,99	-336,25	359,15
	GEN RARA Termico(max)	1.219,17	1.414,09	1.609,00	1.803,92	-380,48	341,61
	GEN RARA Mobili(min)	1.577,34	1.280,08	982,81	685,55	-442,98	313,87
	GEN RARA Vento(min)	1.480,18	1.265,84	1.051,50	837,17	-436,96	320,53
	GEN RARA Frenam(min)	1.404,65	1.238,87	1.073,08	907,30	-491,95	288,39
	GEN RARA Termico(min)	1.446,12	1.251,20	1.056,29	861,37	-447,72	311,30
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	1.713,04	2.118,72	2.524,39	2.930,06	-526,43	456,93
	GEN SLU Vento(max)	1.637,31	1.933,94	2.230,58	2.527,22	-530,51	461,30
	GEN SLU Frenamento(max)	1.750,18	1.973,99	2.197,80	2.421,60	-456,28	483,97
	GEN SLU Termico(max)	1.686,91	1.954,42	2.221,92	2.489,43	-517,60	460,32
	GEN SLU Mobili(min)	2.186,51	1.780,83	1.375,16	969,49	-595,51	425,89
	GEN SLU Vento(min)	2.059,71	1.763,07	1.466,43	1.169,79	-587,39	436,10
	GEN SLU Frenamento(min)	1.946,83	1.723,02	1.499,22	1.275,41	-661,62	390,64
	GEN SLU Termico(min)	2.010,10	1.742,60	1.475,09	1.207,58	-600,30	423,10
SLV	GEN SLV Long(max)	1.192,16	1.215,05	1.237,95	1.260,85	-380,97	355,24
		1.177,17	1.200,07	1.222,97	1.245,87	-359,61	355,24
		1.208,18	1.220,39	1.232,61	1.244,83	-380,97	353,15
		1.193,20	1.205,41	1.217,63	1.229,84	-359,61	353,15
	GEN SLV Trasv(max)	1.109,02	1.185,10	1.261,18	1.337,25	-589,96	273,90
		1.094,04	1.170,12	1.246,19	1.322,27	-568,60	273,90
		1.109,02	1.185,10	1.261,18	1.337,25	-673,16	230,67
		1.094,04	1.170,12	1.246,19	1.322,27	-651,81	230,67
	GEN SLV Vert(max)	1.213,52	1.236,51	1.259,51	1.282,51	-614,60	243,34
		1.229,54	1.241,86	1.254,17	1.266,48	-614,60	240,29
		1.213,52	1.236,51	1.259,51	1.282,51	-698,08	193,36
		1.229,54	1.241,86	1.254,17	1.266,48	-698,08	189,51
	GEN SLV Long(min)	1.215,95	1.203,73	1.191,52	1.179,30	-870,31	87,76
		1.200,96	1.188,75	1.176,53	1.164,32	-848,95	87,76
		1.231,97	1.209,07	1.186,17	1.163,28	-870,31	95,80
		1.216,99	1.194,09	1.171,19	1.148,29	-848,95	95,80
	GEN SLV Trasv(min)	1.315,10	1.239,03	1.162,95	1.086,87	-672,56	241,68
		1.300,12	1.224,04	1.147,97	1.071,89	-651,21	241,68
		1.315,10	1.239,03	1.162,95	1.086,87	-755,77	201,04
		1.300,12	1.224,04	1.147,97	1.071,89	-734,41	201,04
	GEN SLV Vert(min)	1.179,60	1.167,29	1.154,97	1.142,66	-626,56	202,53
		1.195,62	1.172,63	1.149,63	1.126,64	-626,56	206,14
		1.179,60	1.167,29	1.154,97	1.142,66	-709,77	151,78
		1.195,62	1.172,63	1.149,63	1.126,64	-709,77	156,56

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

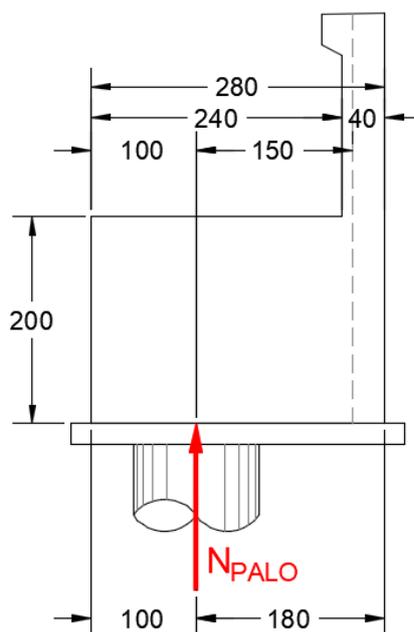
COMBINAZIONE	N _{Sd,MAX} [kN]	N _{Sd,MIN} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.210,77	1.198,38
SLE - FREQUENTE	1.750,89	914,39
SLE - RARA	2.129,76	685,55
SLU - STR	2.930,06	969,49
SLV	1.337,25	1.071,89

7.7 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 l'interasse tra i pali di fondazione ed è pari a 360 cm.



Di seguito si assume quindi un sistema a tirante-puntone isolato dal resto del plinto e di larghezza pari a **3,20 m**, nel quale il tirante è costituito da **16Ø26** (Area: **84,95 cm²**).

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

- SLE – QUASI PERMANENTE → $N_{Sd} = 1.210,77 \text{ kN}$
- SLE – FREQUENTE → $N_{Sd} = 1.750,89 \text{ kN}$
- SLE – RARA → $N_{Sd} = 2.129,76 \text{ kN}$
- SLU – STR → $N_{Sd} = 2.930,06 \text{ kN}$
- SLV → $N_{Sd} = 1.337,25 \text{ kN}$

Detta $h = 1,95 \text{ m}$ 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 $\frac{1}{4}$ dello spessore del muro in elevazione, e pertanto $b = 1,50 \text{ m}$, si calcola la risultante ultima resistente sull'insieme dei pali di bordo in direzione trasversale, assumendo:

- $\sigma_s = 360,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione limite definita per le verifiche di limitazione delle tensioni in esercizio)
- $f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo dell'acciaio)

7.8 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(84,95 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 3.975,66 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.210,77 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.210,77 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,20) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 1,22 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.9 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE FREQUENTE

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(84,95 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 3.975,66 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.750,89 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.750,89 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,20) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 1,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,45 \cdot f_{ck} = 13,07 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.10 STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE RARA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(84,95 \cdot 10^2) \cdot 360,00 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 3.975,66 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.129,76 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.129,76 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,20) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 2,15 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,60 \cdot f_{ck} = 17,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.11 STATO LIMITE ULTIMO – STR

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(84,95 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 4.321,32 \text{ kN} > N_{Sd} = 2.930,06 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{2.930,06 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,20) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 2,96 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.12 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

La resistenza massima del tirante in acciaio vale:

$$T_{Rd} = A_s \cdot \sigma_s \cdot \frac{h}{d} = \left[(84,95 \cdot 10^2) \cdot 391,30 \cdot \frac{1,95}{1,50} \right] \cdot 10^{-3} = 4.321,32 \text{ kN} > N_{Sd} = 1.337,25 \text{ kN}$$

La tensione massima sul puntone compresso in calcestruzzo vale:

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{(0,2 \cdot h \cdot l) \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{h}{b})))} = \frac{1.337,25 \cdot 10^3}{(0,2 \cdot 1,95 \cdot 3,20) \cdot 10^6 \cdot (\text{sen}(\arctan(\frac{1,95}{1,50})))} = 1,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 19,36 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

7.13 TRAVE A CUSCINO – VERIFICHE STRUTTURALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Poiché i baggioli di appoggio risultano disposti esattamente in asse (parallelamente all'asse dell'impalcato) ai pali di fondazione, le azioni trasmesse dall'impalcato, con eccezione del peso proprio della trave a cuscino, non producono azioni sollecitanti sulla trave a cuscino stessa (scarichi applicati direttamente sugli appoggi).

La trave a cuscino risulta pertanto implicitamente soddisfatta.

7.14 BAGGIOLI DI APPOGGIO – VERIFICHE STRUTTURALI

7.14.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

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

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLU Mobili(max)	-583,62	33,25	6,35
1	GEN SLU Vento(max)	-630,80	50,17	4,63
1	GEN SLU Frenamento(max)	-667,22	2,53	38,01
1	GEN SLU Termico(max)	-613,20	31,42	10,29
1	GEN SLU Mobili(min)	-1.942,87	-34,21	-28,03
1	GEN SLU Vento(min)	-1.562,55	-51,18	-23,43
1	GEN SLU Frenamento(min)	-1.526,12	-3,53	-56,81
1	GEN SLU Termico(min)	-1.580,15	-32,42	-29,09
2	GEN SLU Mobili(max)	-637,79	33,33	6,49
2	GEN SLU Vento(max)	-671,04	50,32	4,67
2	GEN SLU Frenamento(max)	-675,21	2,52	38,32
2	GEN SLU Termico(max)	-637,20	31,25	10,56
2	GEN SLU Mobili(min)	-2.068,54	-33,57	-26,08
2	GEN SLU Vento(min)	-1.655,61	-50,56	-22,09
2	GEN SLU Frenamento(min)	-1.651,44	-2,76	-55,73
2	GEN SLU Termico(min)	-1.689,45	-31,49	-27,97
3	GEN SLU Mobili(max)	-638,64	33,58	6,49
3	GEN SLU Vento(max)	-672,45	50,58	4,68
3	GEN SLU Frenamento(max)	-675,21	2,76	38,32
3	GEN SLU Termico(max)	-638,05	31,50	10,56
3	GEN SLU Mobili(min)	-2.067,69	-33,34	-26,08
3	GEN SLU Vento(min)	-1.654,20	-50,34	-22,09
3	GEN SLU Frenamento(min)	-1.651,44	-2,52	-55,73
3	GEN SLU Termico(min)	-1.688,60	-31,26	-27,98
4	GEN SLU Mobili(max)	-589,49	34,26	6,33
4	GEN SLU Vento(max)	-640,57	51,26	4,59
4	GEN SLU Frenamento(max)	-667,22	3,53	38,01
4	GEN SLU Termico(max)	-619,06	32,47	10,27
4	GEN SLU Mobili(min)	-1.937,01	-33,30	-28,01
4	GEN SLU Vento(min)	-1.552,78	-50,25	-23,39
4	GEN SLU Frenamento(min)	-1.526,12	-2,53	-56,81
4	GEN SLU Termico(min)	-1.574,28	-31,47	-29,07

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

APPOGGIO	COMBINAZIONE	N _{Sd} [kN]	V _{Sd,TRASV} [kN]	V _{Sd,LONG} [kN]
1	GEN SLC Long(max)	-511,11	15,31	53,92
1	GEN SLC Trasv(max)	-495,72	51,14	17,43
1	GEN SLC Vert(max)	-505,31	15,31	17,37
1	GEN SLC Long(min)	-617,04	-16,06	-63,39
1	GEN SLC Trasv(min)	-632,44	-51,89	-26,91
1	GEN SLC Vert(min)	-622,84	-16,06	-26,85
2	GEN SLC Long(max)	-497,54	15,35	54,08
2	GEN SLC Trasv(max)	-501,28	51,24	17,44
2	GEN SLC Vert(max)	-492,17	15,35	17,53
2	GEN SLC Long(min)	-598,13	-15,52	-63,35
2	GEN SLC Trasv(min)	-594,38	-51,42	-26,72
2	GEN SLC Vert(min)	-603,50	-15,52	-26,81
3	GEN SLC Long(max)	-497,56	15,52	54,08
3	GEN SLC Trasv(max)	-501,31	51,42	17,44
3	GEN SLC Vert(max)	-492,23	15,52	17,53
3	GEN SLC Long(min)	-598,11	-15,35	-63,35
3	GEN SLC Trasv(min)	-594,36	-51,24	-26,72
3	GEN SLC Vert(min)	-603,43	-15,35	-26,81
4	GEN SLC Long(max)	-511,14	16,06	53,92
4	GEN SLC Trasv(max)	-495,75	51,89	17,43
4	GEN SLC Vert(max)	-505,41	16,06	17,37
4	GEN SLC Long(min)	-617,01	-15,31	-63,39
4	GEN SLC Trasv(min)	-632,41	-51,14	-26,91
4	GEN SLC Vert(min)	-622,74	-15,31	-26,85

I baggioli di appoggio vengono dimensionati in funzione delle azioni massime agenti su di essi.
 A favore di sicurezza le verifiche verranno condotte sul baggiolo di altezza maggiore, che risulta pari a **20,0 cm**.

L'azione normale massima agente sul baggiolo è risultata pari a **N_{Sd} = 2.068,54 kN**.

L'azione tagliante massima longitudinale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,L} = 51,89 kN**.

L'azione tagliante massima trasversale agente sul baggiolo è risultata pari a **V_{Sd,T} = 63,39 kN**.

7.14.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

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

L'armatura è costituita da:

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

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

AZIONI DI CALCOLO SUL BAGGIOLO

Azione normale massima agente sul baggioio	N	2.068,54	[kN]
--	---	----------	------

ARMATURA DEL BAGGIOLO

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

VERIFICA A PUNZONAMENTO

Perimetro della sezione del baggioio	u	480,00	[cm]
Altezza del baggioio	h	20,00	[cm]
Forza resistente per calcestruzzo		650,78	[kN]
		<	2.068,54
			[kN]

VERIFICA NEGATIVA. E' NECESSARIO ARMARE A PUNZONAMENTO.

Forza resistente per armatura		5.406,26	[kN]
		>	2.068,54
			[kN]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.

7.14.4 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	51,89	[kN]
Azione orizzontale trasversale massima agente sul baggiolo	V_T	63,39	[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	0,10	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza	F_S	1,20	
Tensione tangenziale di calcolo	τ_{Sd}	0,12	[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}	-0,0006	
Area di armatura minima necessaria		0,00 [cm ²]	< 138,16 [cm ²]

VERIFICA POSITIVA. L'ARMATURA DISPOSTA E' SUFFICIENTE.