

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° 4663 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	PROGETTISTA
			Ing. Renato Del Prete	Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)
 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>	PROGETTAZIONE STRADALE	PROGETTAZIONE IDRAULICA
			Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)	Ing. Fabrizio Bajetti (I.T. S.r.l.)
 Prof. Ing. Matteo Ranieri <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</small>	ECOPLAN <small>Studio 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 Immediatore Fratelli n. 4 - 70129 Bari</small> Ing. Gioacchino Angarano <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</small>	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI
			Ing. Renato Vaira (Studio Corona S.r.l.)	Ing. Nicola Ligas (I.T. S.r.l.)
			COMPUTI	CANTIERISTICA
			Ing. Valerio Bajetti (I.T. S.r.l.)	Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)
			GEOLOGIA	GEOTECNICA
			Dott. Danilo Gallo	Ing. Gianfranco Sodero (Studio Corona S.r.l.)
			AMBIENTE	SICUREZZA
			Dott. Emilio Macchi (ECOPLAN S.r.l.)	Ing. Gaetano Ranieri (Ga&M S.r.l.)

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

<h1>LB12</h1>	<h2>L - PROGETTO STRUTTURALE TOMBINATURE IDRAULICHE</h2> <p>LB - RELAZIONI DI CALCOLO TOMBINATURE E OPERE MINORI RELAZIONE DI CALCOLO MANUFATTI DI ENTRATA E USCITA TOMBINO SCATOLARE</p>
---------------	---

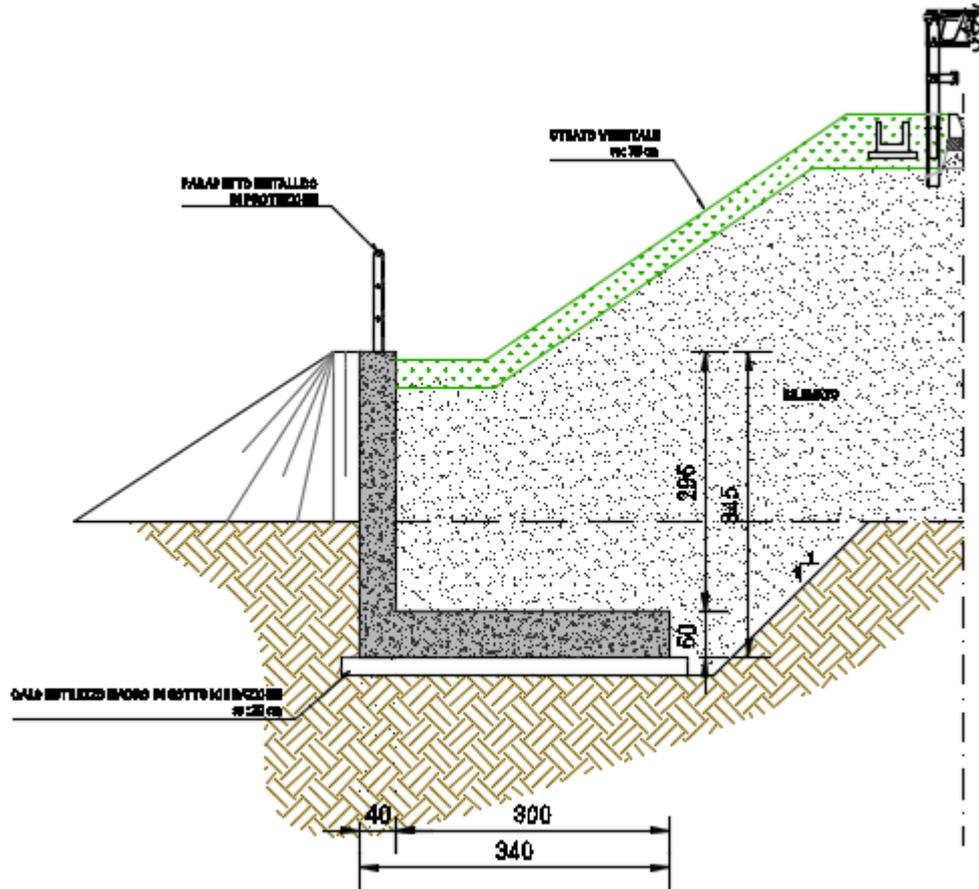
CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. COMI E 1701	NOME FILE LB12-T00TM00STRRE12_B.dwg	REVISIONE B	SCALA: -----
CODICE ELAB.	T00TM00STRRE12	B	-----

D					
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO PARERE REGIONE LOMBARDIA E CONSORZIO BONIFICA MUZZA	GIUGNO 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
A	EMISSIONE	DICEMBRE 2017	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	UNITA' DI MISURA	5
5	MATERIALI	6
5.1	Calcestruzzo	6
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
5.1.2	Calcestruzzo per le opere strutturali.....	6
5.2	Acciaio	6
5.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	7
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	8
7.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali.....	8
7.2	Definizione della strategia progettuale	9
7.3	Parametri di calcolo	11
7.3.1	Parametri numerici sismici	11
7.3.2	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
7.3.3	Categoria dei terreni di fondazione e categoria topografica	11
7.3.4	Fattori di struttura.....	12
7.3.5	Definizione dello spettro di progetto	12
8	ANALISI DEI CARICHI.....	15
8.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	15
8.2	Peso del terreno a tergo del muro.....	15
8.3	Peso proprio del parapetto.....	15
8.4	Carichi accidentali a tergo del muro	15
8.5	Spinta dei terreni a tergo dell'opera di sostegno	15
8.6	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno.....	15
8.7	Azione sismica.....	15
8.7.1	Azione inerziale delle masse.....	15
8.8	Sovraspinta dinamica dei terreni.....	16
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti	17
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	17
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	17
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche.....	18
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	18
9.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni.....	19
10	MODELLO DI CALCOLO	20
10.1	Definizione del modello di calcolo.....	20
10.2	Applicazione dei carichi elementari	21
10.2.1	Peso proprio del terreno a tergo del muro	21
10.2.2	Peso proprio del parapetto metallico	21
10.2.3	Carichi accidentali a tergo del muro	22
10.2.4	Spinta orizzontale dei terreni a tergo del muro	22
10.2.5	Spinta orizzontale dei terreni a valle del muro (agente sul taglione).....	23

10.2.6	Spinta orizzontale dei carichi accidentali a tergo del muro	23
10.2.7	Inerzia sismica orizzontale degli elementi strutturali.....	24
10.2.8	Inerzia sismica orizzontale del terreno a tergo del muro	24
10.2.9	Inerzia sismica orizzontale del parapetto metallico	25
10.2.10	Sovrappinta dinamica dei terreni	25
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUL MURO FRONTALE.....	26
11.1	Combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR.....	26
11.2	Combinazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	28
12	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE	31
12.1	Combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR.....	31
12.2	Combinazione allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	33
13	MURO FRONTALE – VERIFICHE STRUTTURALI	35
13.1	Riepilogo delle azioni sollecitanti di calcolo	35
13.2	Sezione ed armatura di verifica	35
13.3	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	36
13.3.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione verticale	36
13.3.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione orizzontale	37
13.3.3	Combinazione Frequente – Direzione verticale.....	39
13.3.4	Combinazione Frequente – Direzione orizzontale.....	40
13.3.5	Combinazione Rara – Direzione verticale	42
13.3.6	Combinazione Rara – Direzione orizzontale	43
13.4	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione verticale	45
13.5	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione orizzontale	46
13.5.1	Combinazione Quasi Permanente	46
13.5.2	Combinazione Frequente.....	47
13.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione verticale	48
13.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	49
13.8	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione verticale.....	51
13.9	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione orizzontale.....	52
14	ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI	53
14.1	Sezione ed armatura di verifica	53
14.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	54
14.2.1	Combinazione Quasi Permanente – Direzione trasversale	54
14.2.2	Combinazione Quasi Permanente – Direzione longitudinale.....	56
14.2.3	Combinazione Frequente – Direzione trasversale.....	58
14.2.4	Combinazione Frequente – Direzione longitudinale	60
14.2.5	Combinazione Rara – Direzione trasversale	62
14.2.6	Combinazione Rara – Direzione longitudinale	64
14.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione trasversale	66
14.3.1	Verifica allo Stato Limite di fessurazione – Direzione longitudinale	67
14.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Direzione trasversale	68
14.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione – Direzione orizzontale	70
14.6	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione trasversale	73
14.7	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio – Direzione longitudinale.....	75
15	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	77



I muri di testata non sono rigidamente collegati con i conci di estremità del tombino prefabbricato (è presente esclusivamente una sigillatura in malta).

3 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 2016-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

4 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

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZO

5.1.1 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.

5.1.2 CALCESTRUZZO PER LE OPERE STRUTTURALI

Per le opere interrato e contro terra 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	$[0,83 \cdot R_{ck}]$	11.2.10.1	f_{ck}	29,05	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	$[f_{ck}+8]$	11.2.10.1	f_{cm}	37,05	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	$[acc \cdot f_{ck} / \gamma_c]$	4.1.2.1.1.1	f_{cd}	16,46	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	$[0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	11.2.10.2	f_{ctm}	2,83	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	$[0,70 \cdot f_{ctm}]$	11.2.10.2	f_{ctk}	1,98	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	$[f_{ctk} / 1,5]$	4.1.2.1.1.2	f_{ctd}	1,32	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)	$[0,60 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	17,43	[N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)	$[0,45 \cdot f_{ck}]$	4.1.2.2.5.1	$\sigma_{c \max}$	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	$[22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3}]$	11.2.10.3	E_{cm}	32 588,11	[N/mm ²]

5.2 ACCIAIO

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

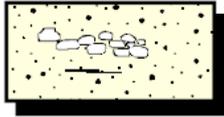
Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 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 - $\gamma_c=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai sensi della relazione geologica e della relazione geotecnica, nonché in conformità con i profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo, il terreno di fondazione è schematizzato da due unità litotecniche caratterizzate dai seguenti parametri geotecnici:

- Terreno tipo: **U1 (Sabbie e sabbie limose)**



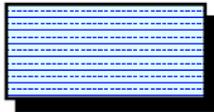
Sabbie

Sabbie da limose a debolmente limose, a granulometria da fine a grossolana, a tratti con lenti e livelli di ghiaia

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1900 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\varphi' = 32^\circ$
- coesione $C' = 0 \text{ Kg/cm}^2$

- Terreno tipo: **U2 (Limi e limi sabbiosi)**



Limi e limi sabbiosi

Limi e limi sabbiosi, talora argillosi, con contenuto in sabbia variabile (da sabbiosi a con sabbia), con sottili livelli e lenti di sabbie generalmente a granulometria fina.

Parametri caratteristici

- peso di volume $\gamma = 1950 \text{ Kg/m}^3$
- angolo di attrito interno $\varphi' = 27^\circ$
- coesione $C' = 0,170 \text{ Kg/cm}^2$

La falda di progetto è stata considerata a quota **-1,00 m** dal piano di campagna.

Il terreno spingente è costituito da materiale idoneo per la costruzione del rilevato, caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 37,00^\circ$
- Coesione efficace: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

A favore di sicurezza i calcoli e le verifiche sono stati effettuati considerando il terreno di fondazione di tipo **U2**.

Nei modelli di calcolo il terreno è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidezza (a favore di sicurezza):

- Direzione verticale $\rightarrow k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale $\rightarrow k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Casalpusterlengo sito nella provincia di Lodi.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
 9,6501

LATITUDINE
 45,1778

Ricerca per comune

REGIONE
 Lombardia

PROVINCIA
 Lodi

COMUNE
 Casalpusterlengo

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

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

7.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, le opere sono progettate (in funzione dell’importanza strategica dell’infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

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

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

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

- Classe d’uso dell’opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D’USO

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

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

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

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

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

- Coefficiente di utilizzo dell’opera: **2,0**

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

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

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

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L’AZIONE SISMICA

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

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

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~100	949
SLC	~1000	1950

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

7.3 PARAMETRI DI CALCOLO

7.3.1 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

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

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,038	2,576	0,228
SLD	101	0,046	2,541	0,257
SLV	949	0,100	2,549	0,298
SLC	1950	0,126	2,536	0,306

7.3.2 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e nei Profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

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

7.3.3 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE E CATEGORIA TOPOGRAFICA

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

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

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

7.3.4 FATTORI DI STRUTTURA

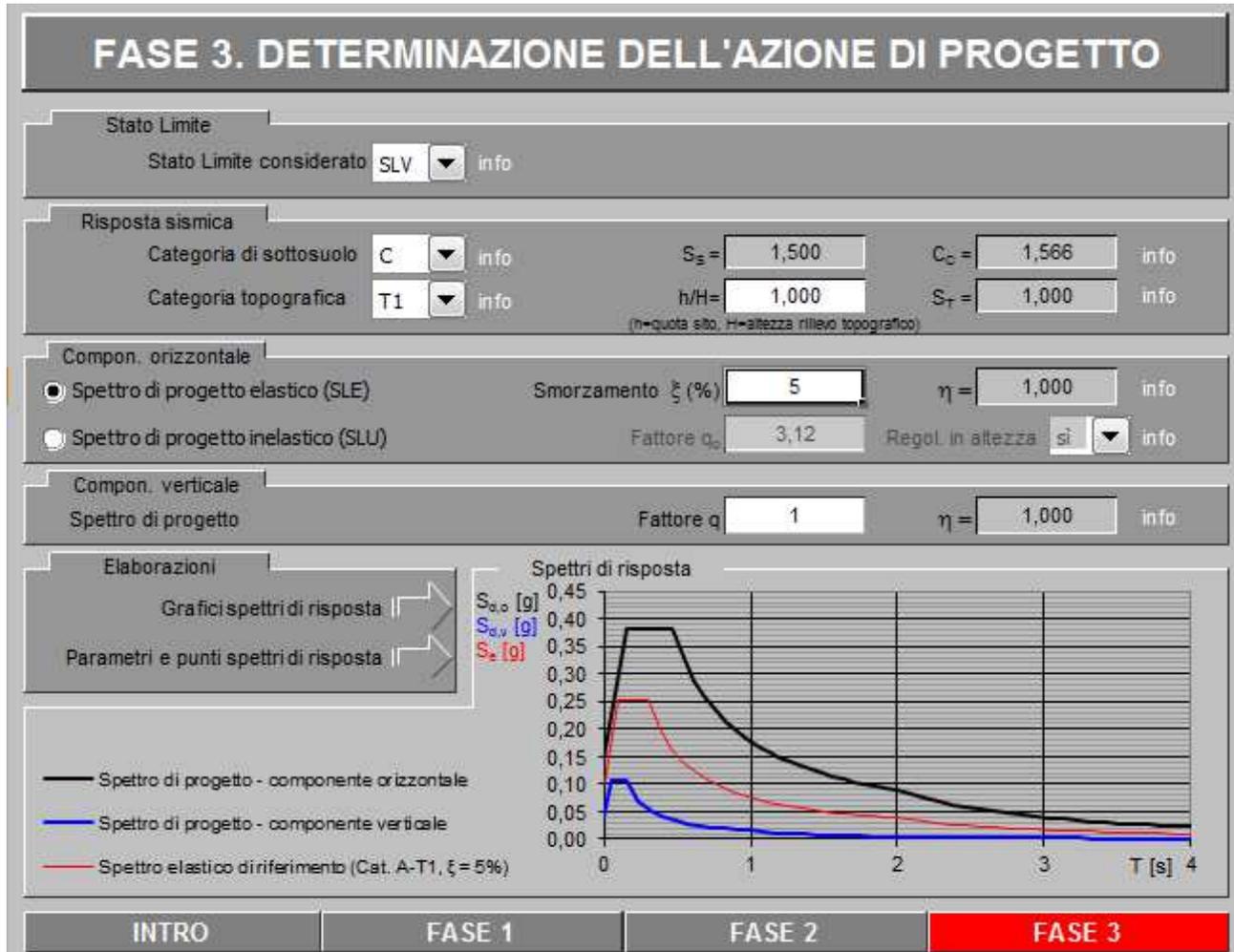
A favore di sicurezza e visto il fatto che le opere in esame sono opere interrato, il calcolo e le verifiche sono state effettuate in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a $q = 1,00$.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

7.3.5 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

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



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 SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,100 g
F_o	2,549
T_c	0,298 s
S_s	1,500
C_c	1,566
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	1,999 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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)

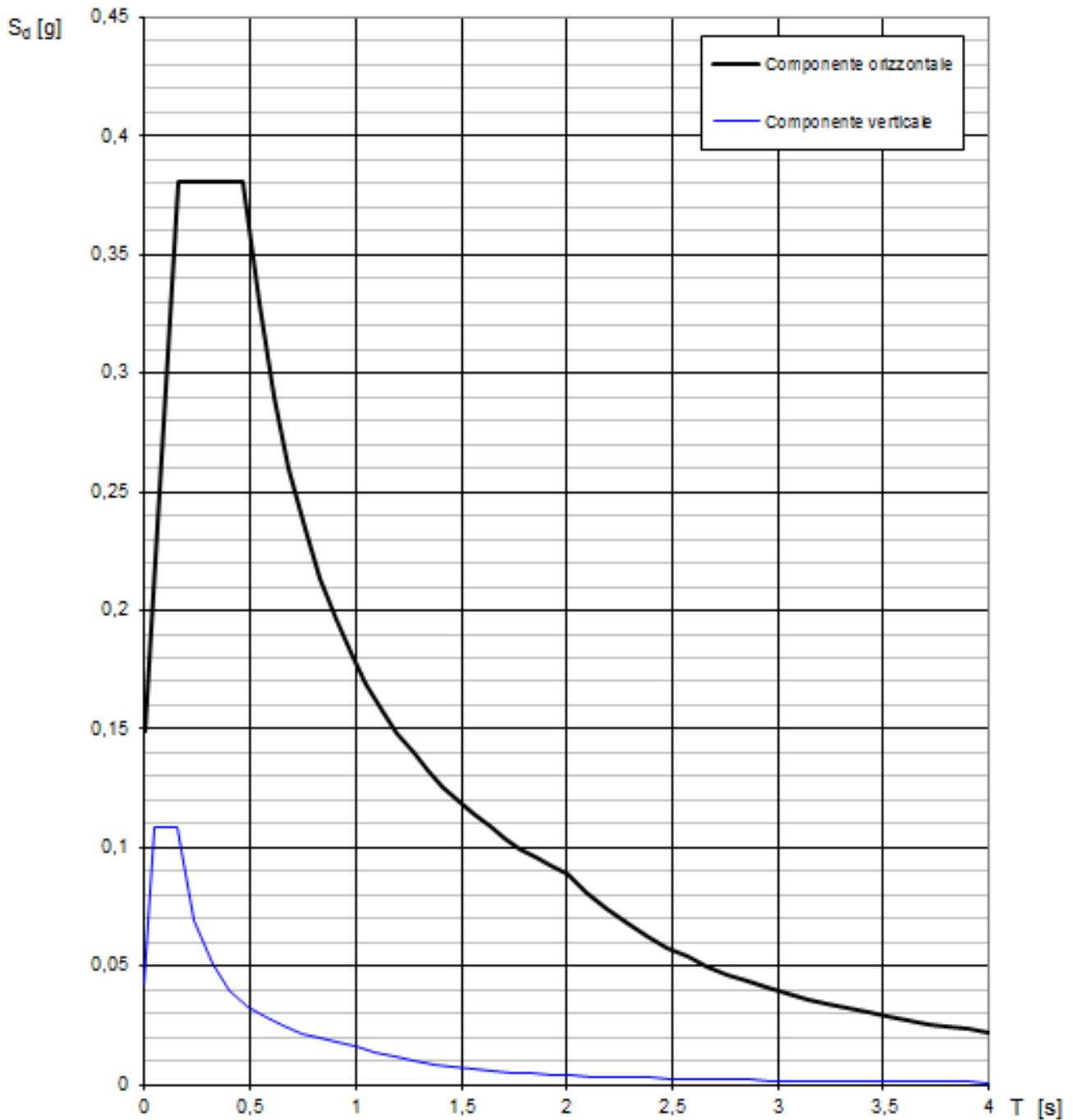
Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,149
T_B	0,155	0,381
T_C	0,466	0,381
	0,539	0,329
	0,612	0,290
	0,685	0,259
	0,758	0,234
	0,831	0,214
	0,904	0,197
	0,977	0,182
	1,050	0,169
	1,123	0,158
	1,196	0,149
	1,269	0,140
	1,342	0,132
	1,415	0,126
	1,488	0,119
	1,561	0,114
	1,634	0,109
	1,707	0,104
	1,780	0,100
	1,853	0,096
	1,926	0,092
T_D	1,999	0,089
	2,094	0,081
	2,189	0,074
	2,284	0,068
	2,380	0,063
	2,475	0,058
	2,570	0,054
	2,666	0,050
	2,761	0,047
	2,856	0,044
	2,952	0,041
	3,047	0,038
	3,142	0,036
	3,238	0,034
	3,333	0,032
	3,428	0,030
	3,523	0,029
	3,619	0,027
	3,714	0,026
	3,809	0,024
	3,905	0,023
	4,000	0,022

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

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

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato assegnato in automatico dal programma di calcolo in relazione alle reali dimensioni delle sezioni strutturali.

8.2 PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO

Il peso del terreno a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) è stato assunto pari a $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

8.3 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO

Al di sopra della sommità delle pareti verticali è stata prevista la posa in opera di un parapetto metallico, il cui peso per unità di lunghezza è stato assunto pari a $p = 0,20 \text{ kN/m}$.

8.4 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

A favore di sicurezza e per tener conto della eventuale presenza di mezzi d'opera leggeri in fase di manutenzione si considera un carico accidentale a tergo del muro (gravante sulla zattera di fondazione) pari a $q = 5,00 \text{ kN/m}^2$.

8.5 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta del terreno lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- $\gamma \rightarrow$ peso per unità di volume del terreno:
- $H \rightarrow$ altezza di applicazione della spinta
- $k_0 \rightarrow$ coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

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

con:

- $\varphi =$ angolo di attrito interno

8.6 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta dei sovraccarichi lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo del terreno mediante la seguente relazione:

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

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali $\rightarrow q = 5,00 \text{ kN/m}^2$

8.7 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.

8.7.1 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 degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

8.8 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica laterali dei terreni è stata determinata mediante la formulazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- a_g/g → accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- S → coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

9 COMBINAZIONI DI CARICO

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

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

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

dove:

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

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

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

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

dove:

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

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

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

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

dove:

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

9.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

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

dove:

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

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Le verifiche di tipo geotecnico sono state effettuate secondo l'approccio 1 combinazione 2 (A2-M2-R2) del D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, cap.6 (approccio più gravoso).

I coefficienti di riduzione dei parametri geotecnici e delle resistenze verranno esplicitati negli specifici paragrafi relativi alle verifiche di carattere geotecnico.

9.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

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

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

dove:

- E rappresenta il carico sismico

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

9.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

Nella tabella successiva sono riportati i coefficienti di amplificazione (γ) e i coefficienti di partecipazione (ψ) dei carichi elementari considerati nella definizione delle combinazioni di carico:

CARICO ELEMENTARE		γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Pesi propri strutturali	g_1	1,35	1,00	1,00	1,00
Peso proprio del terreno a tergo del muro	g_2	1,35	1,00	1,00	1,00
Peso proprio del parapetto metallico	g_3	1,35	1,00	1,00	1,00
Spinta orizzontale dei terreni	g_4	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi accidentali a tergo del muro	q_1	1,50	1,00	0,75	0,00
Spinta orizzontale dei carichi accidentali a tergo del muro	q_2	1,50	1,00	0,75	0,00
Sovrappinta dinamica dei terreni	s_1	-	-	-	-
Inerzia sismica degli elementi strutturali	s_2	-	-	-	-
Inerzia sismica del terreno a tergo del muro	s_3	-	-	-	-
Inerzia sismica del parapetto metallico	s_4	-	-	-	-

Nelle tabelle successive sono riepilogate le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche degli elementi strutturali:

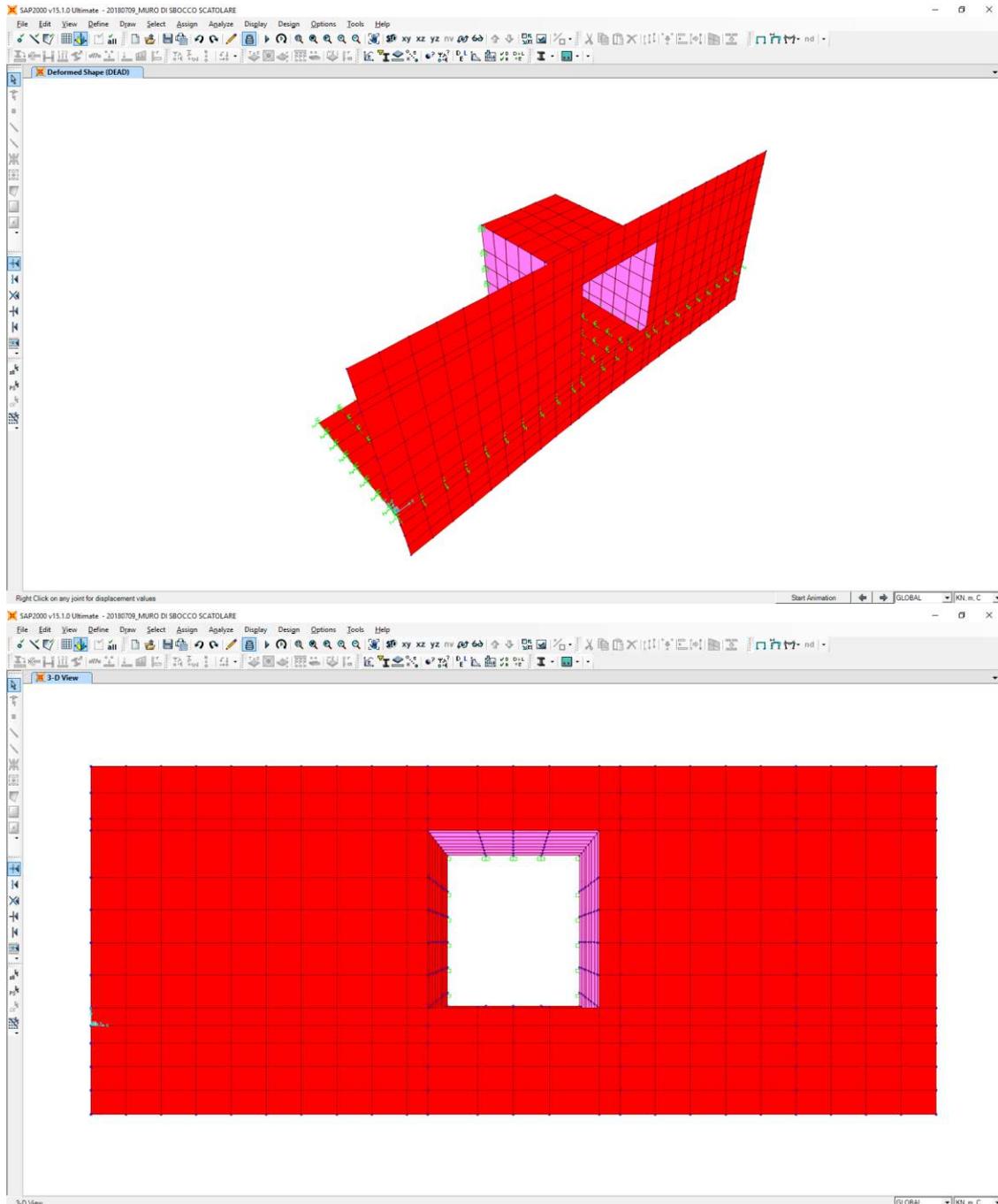
CARICO ELEMENTARE	SLE - QUASI PERMANENTI		SLE - FREQUENTE		SLE - RARA	
	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ
g_1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
g_4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
q_1	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	1,00
q_2	1,00	0,00	1,00	0,75	1,00	1,00
s_1	-	-	-	-	-	-
s_2	-	-	-	-	-	-
s_3	-	-	-	-	-	-
s_4	-	-	-	-	-	-

CARICO ELEMENTARE	SLU - STR		SLV	
	γ	ψ	γ	ψ
g_1	1,35	1,00	1,00	1,00
g_2	1,35	1,00	1,00	1,00
g_3	1,35	1,00	1,00	1,00
g_4	1,35	1,00	1,00	1,00
q_1	1,50	1,00	1,00	0,00
q_2	1,50	1,00	1,00	0,00
s_1	-	-	1,00	1,00
s_2	-	-	1,00	1,00
s_3	-	-	1,00	1,00
s_4	-	-	1,00	1,00

10 MODELLO DI CALCOLO

10.1 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Al fine di valutare le azioni sollecitanti sulle pareti verticali e sulla zattera di fondazione, sia in direzione verticale che orizzontale (i muri sono collegati direttamente alla canna del tombino scatolare), è stato approntato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti mediante il software SAP2000 v.15.1:



Gli elementi strutturali sono stati modellati mediante elementi bidimensionali tipo “shell”, con comportamento a “lastra – piastra” e con spessore pari allo spessore reale della sezione strutturale.

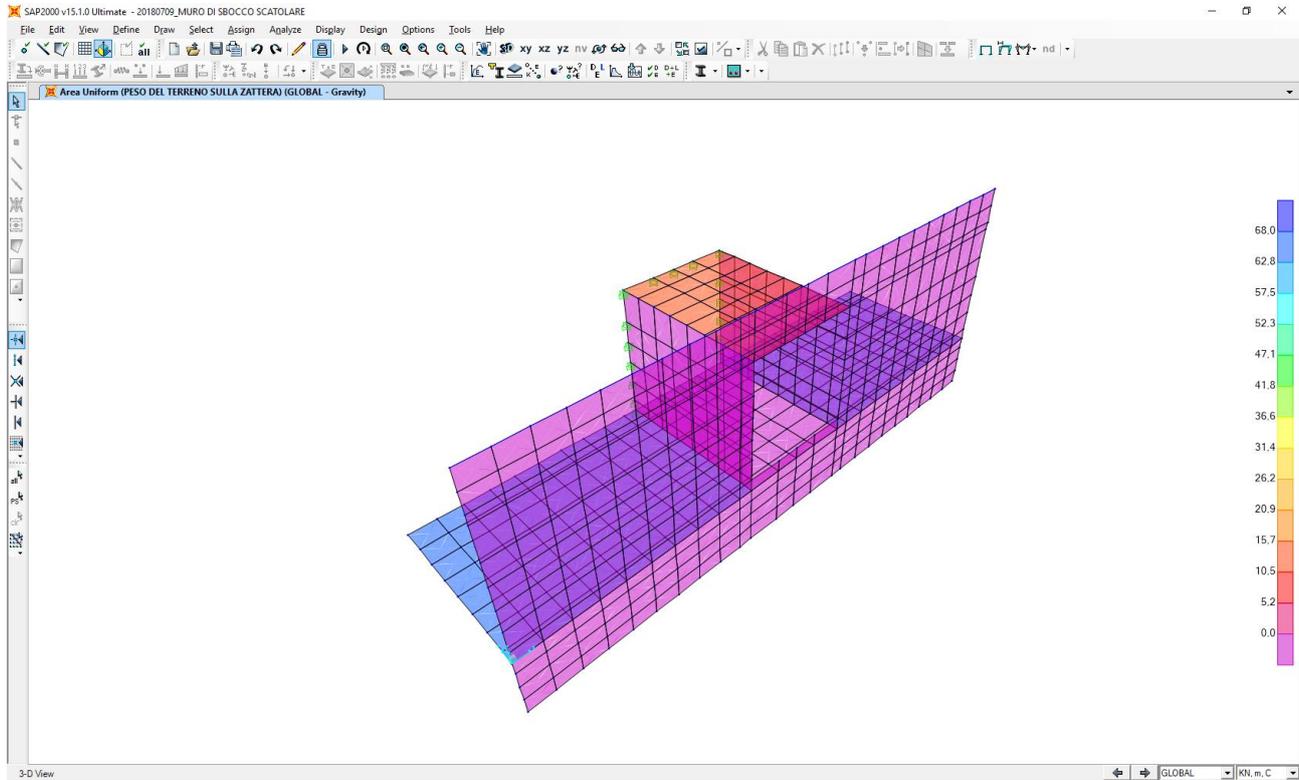
Al fine di valutare correttamente le azioni dovute all’unione con il tombino scatolare si è provveduto a modellare la porzione finale della canna di quest’ultimo. Ai nodi di estremità, al fine di simulare il vincolo di continuità con la parte restante della canna del tombino scatolare, è stato applicato un vincolo di incastro.

Il terreno al di sotto della zattera di fondazione è stato modellato mediante molle elastiche alle quali sono state assegnate le seguenti costanti di rigidità (a favore di sicurezza):

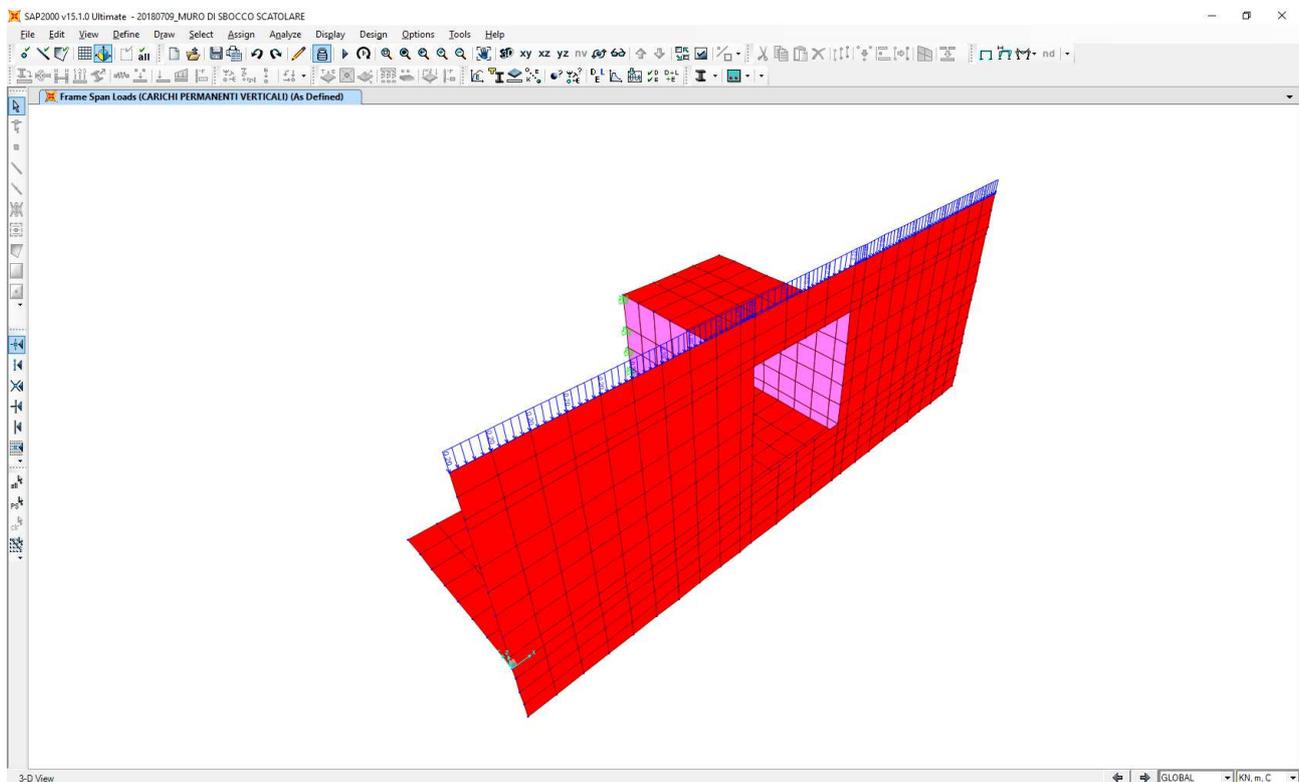
- Direzione verticale → $k = 15.000,00 \text{ kN/m}^3$
- Direzione orizzontale → $k = 7.500,00 \text{ kN/m}^3$

10.2 APPLICAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

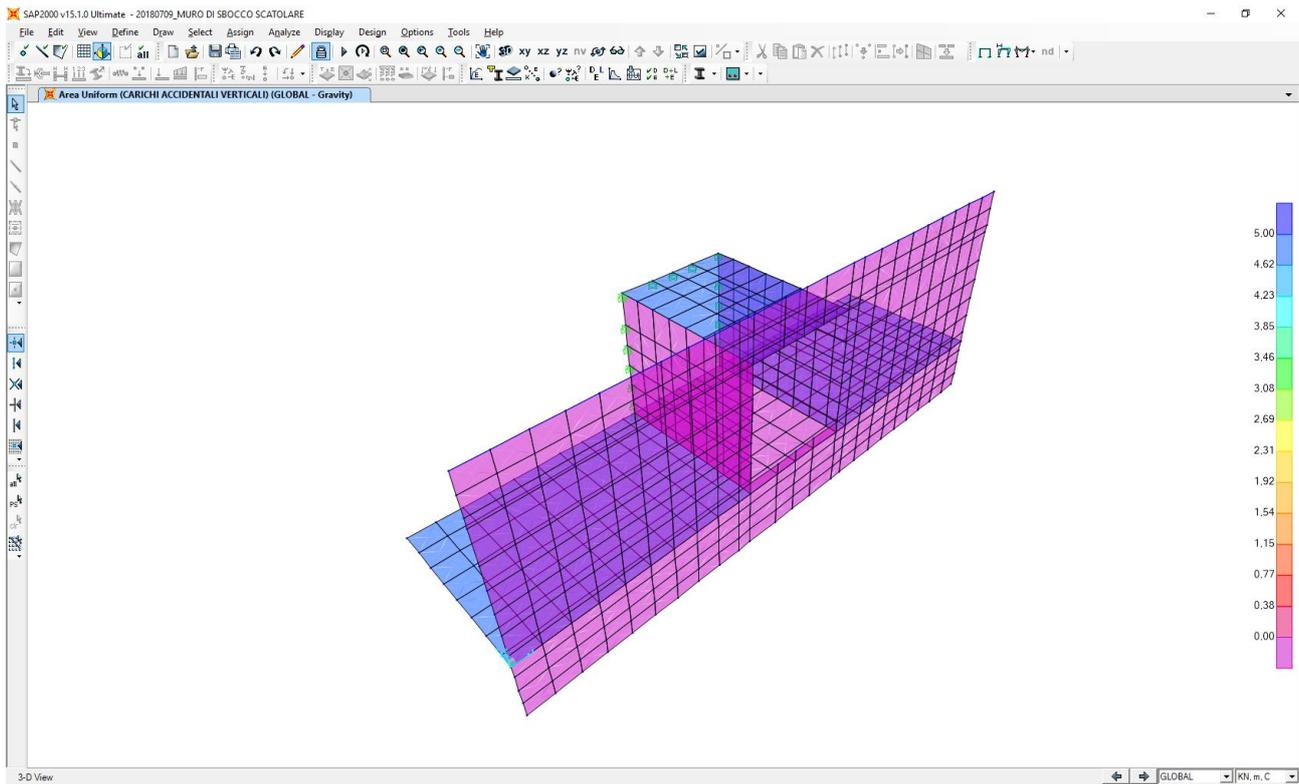
10.2.1 PESO PROPRIO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO



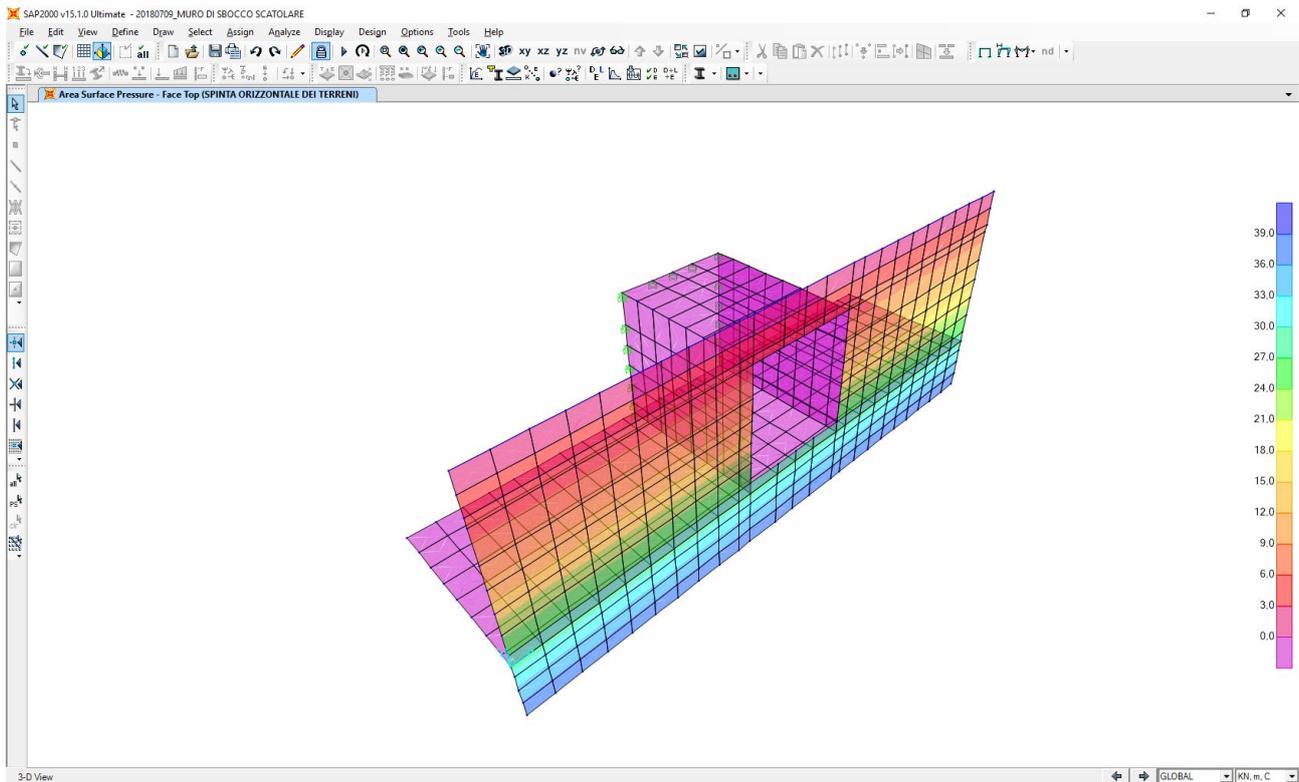
10.2.2 PESO PROPRIO DEL PARAPETTO METALLICO



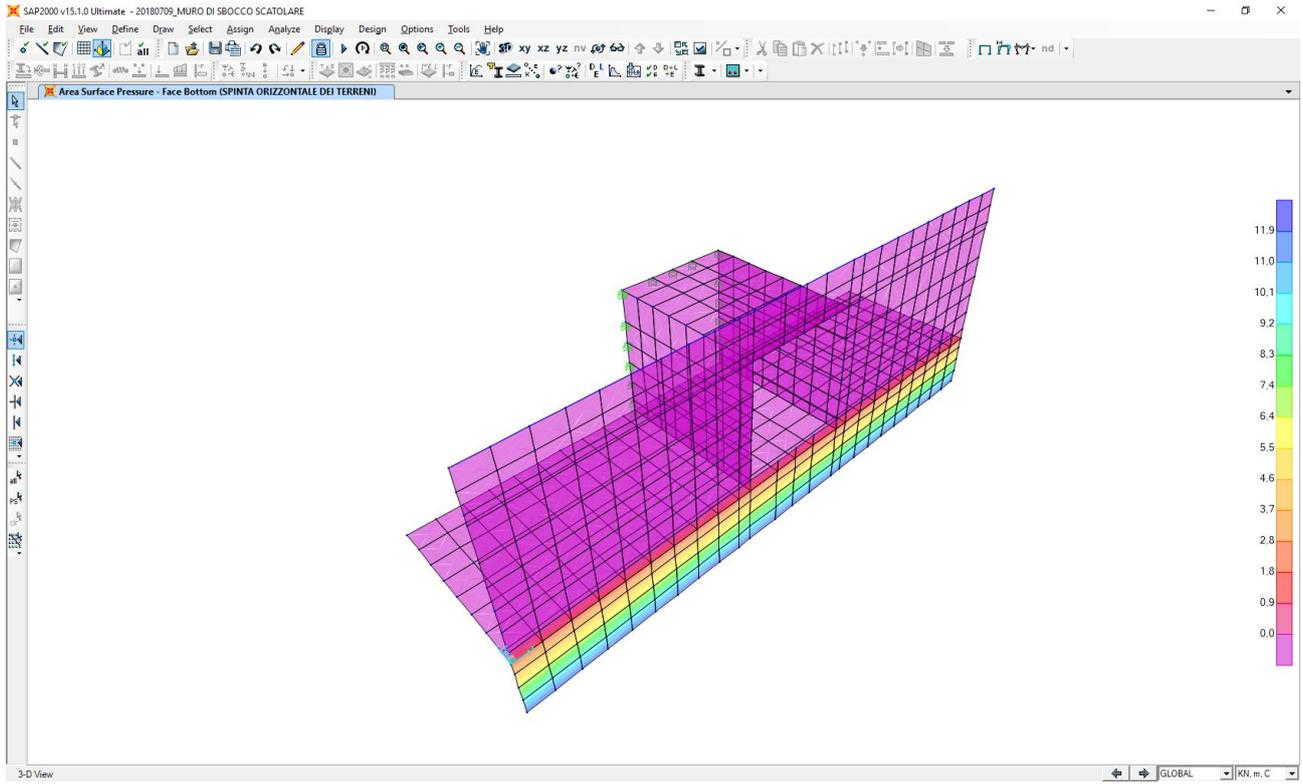
10.2.3 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO



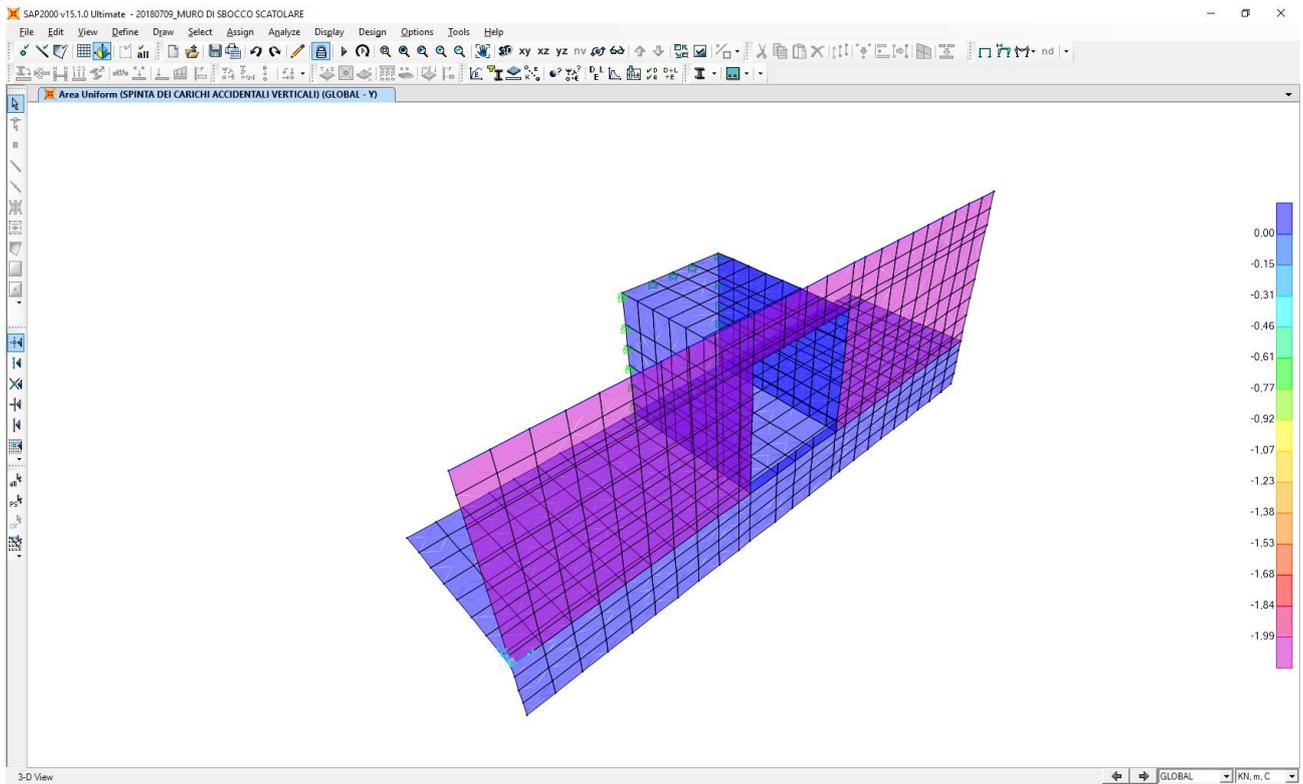
10.2.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DEL MURO



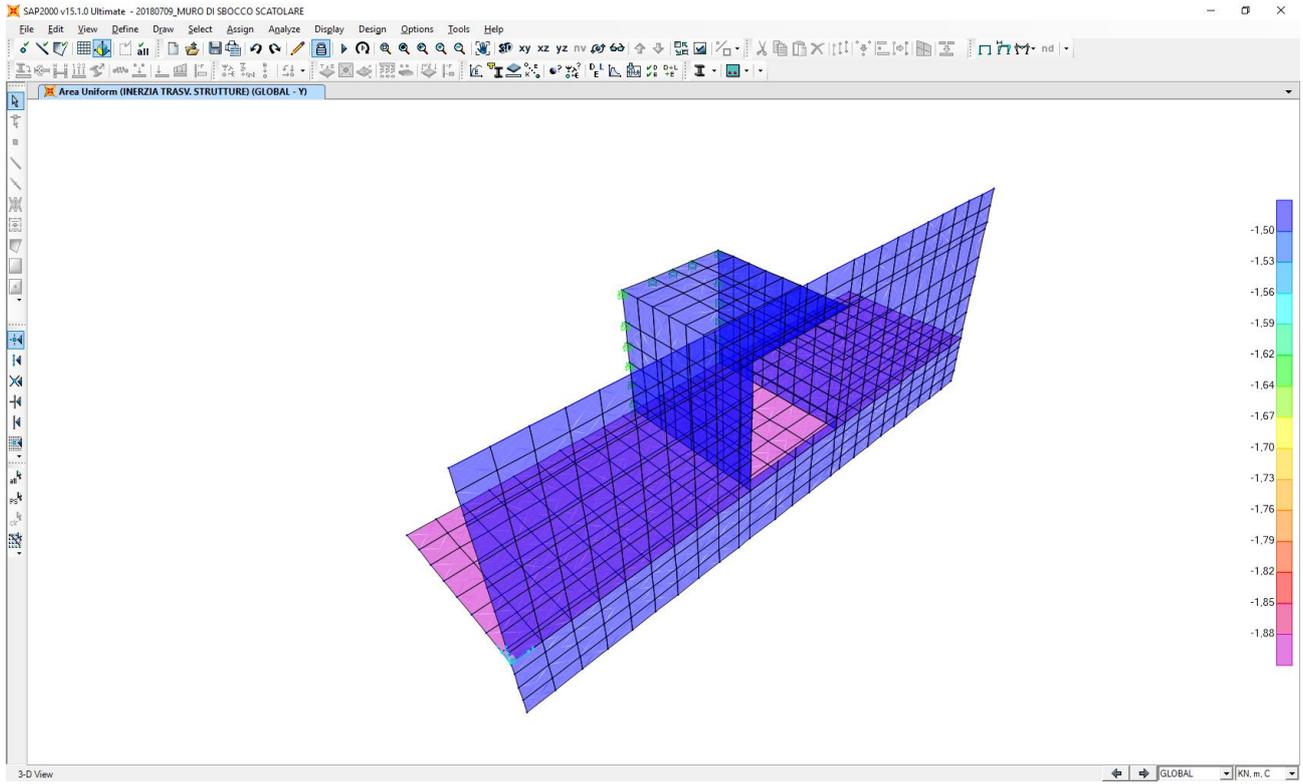
10.2.5 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A VALLE DEL MURO (AGENTE SUL TAGLIONE)



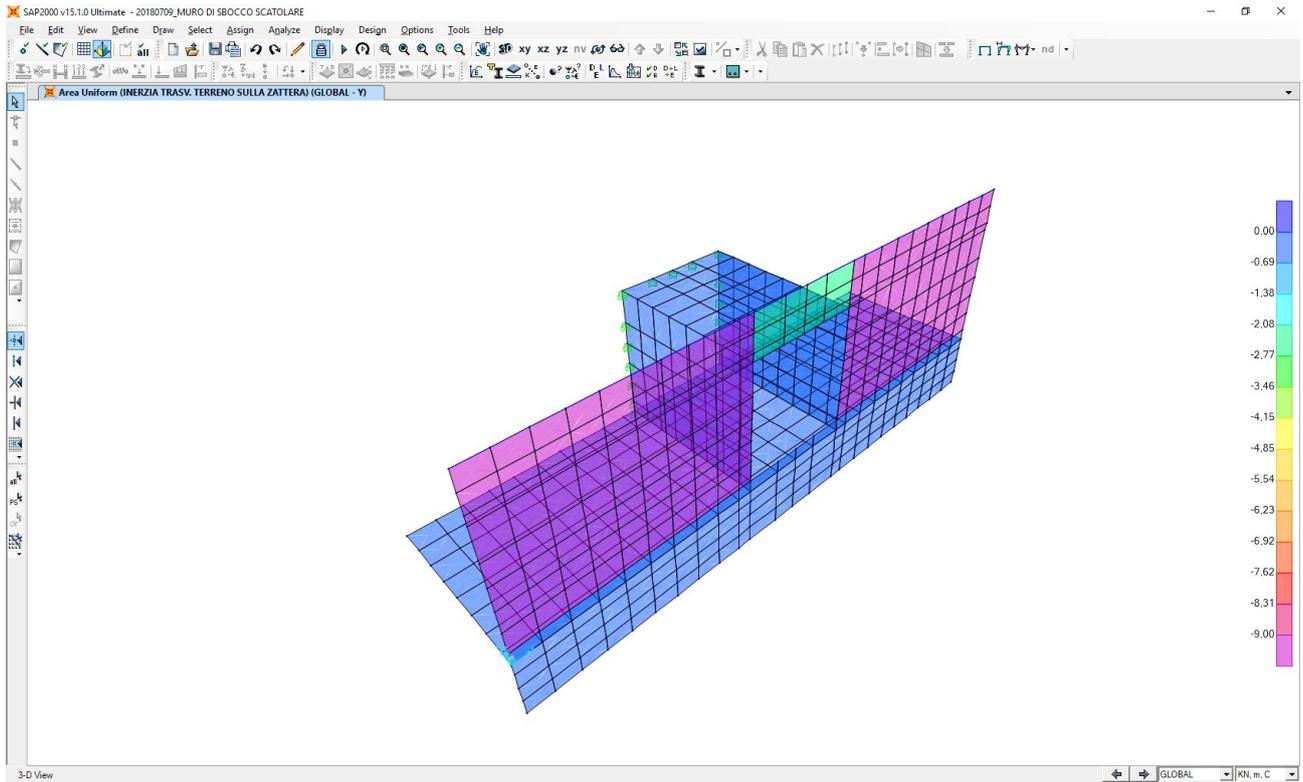
10.2.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO



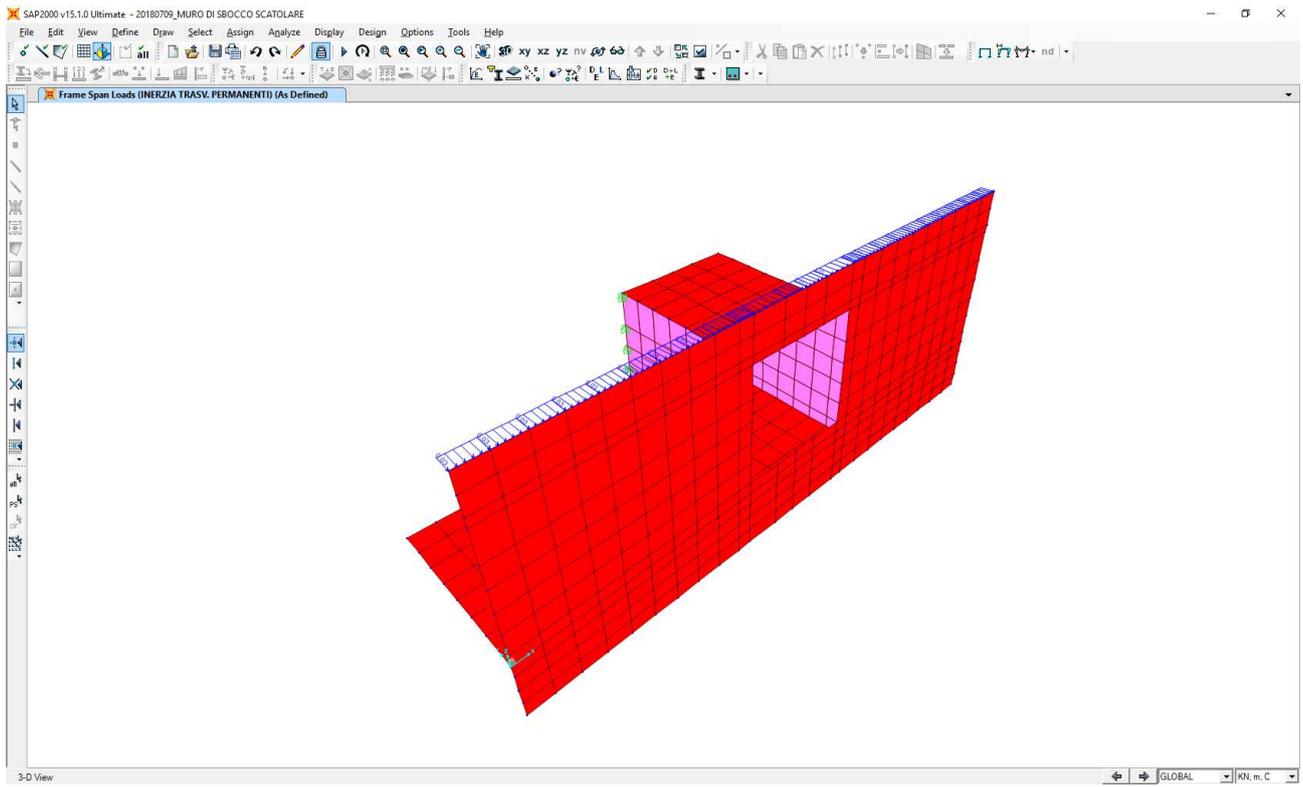
10.2.7 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI



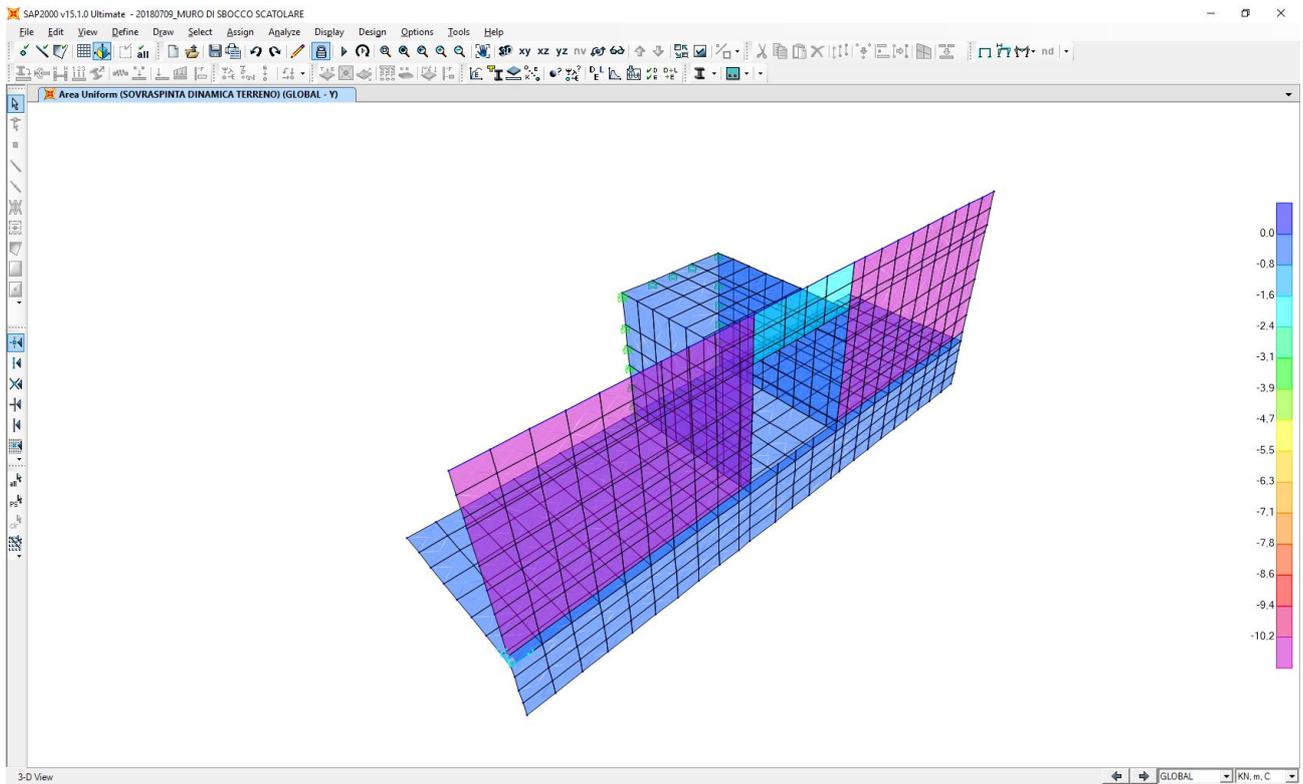
10.2.8 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEL TERRENO A TERGO DEL MURO



10.2.9 INERZIA SISMICA ORIZZONTALE DEL PARAPETTO METALLICO



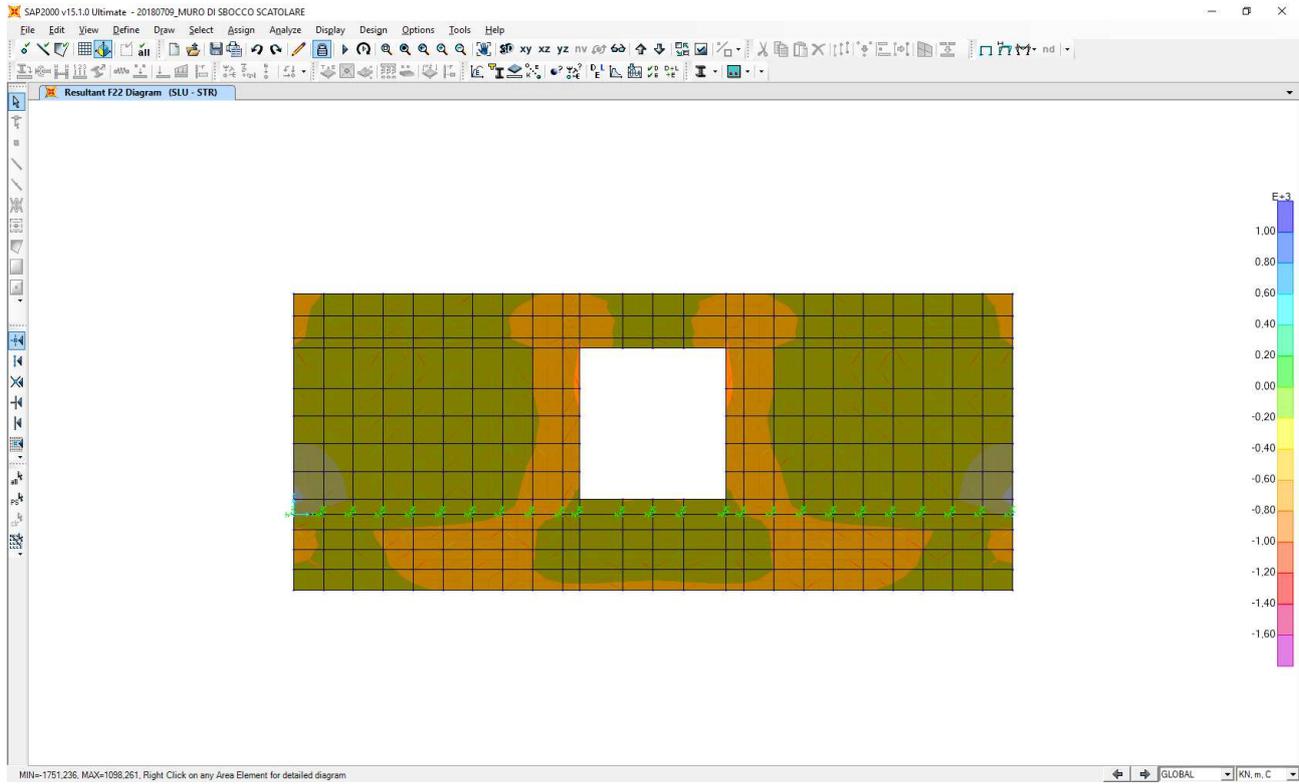
10.2.10 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI



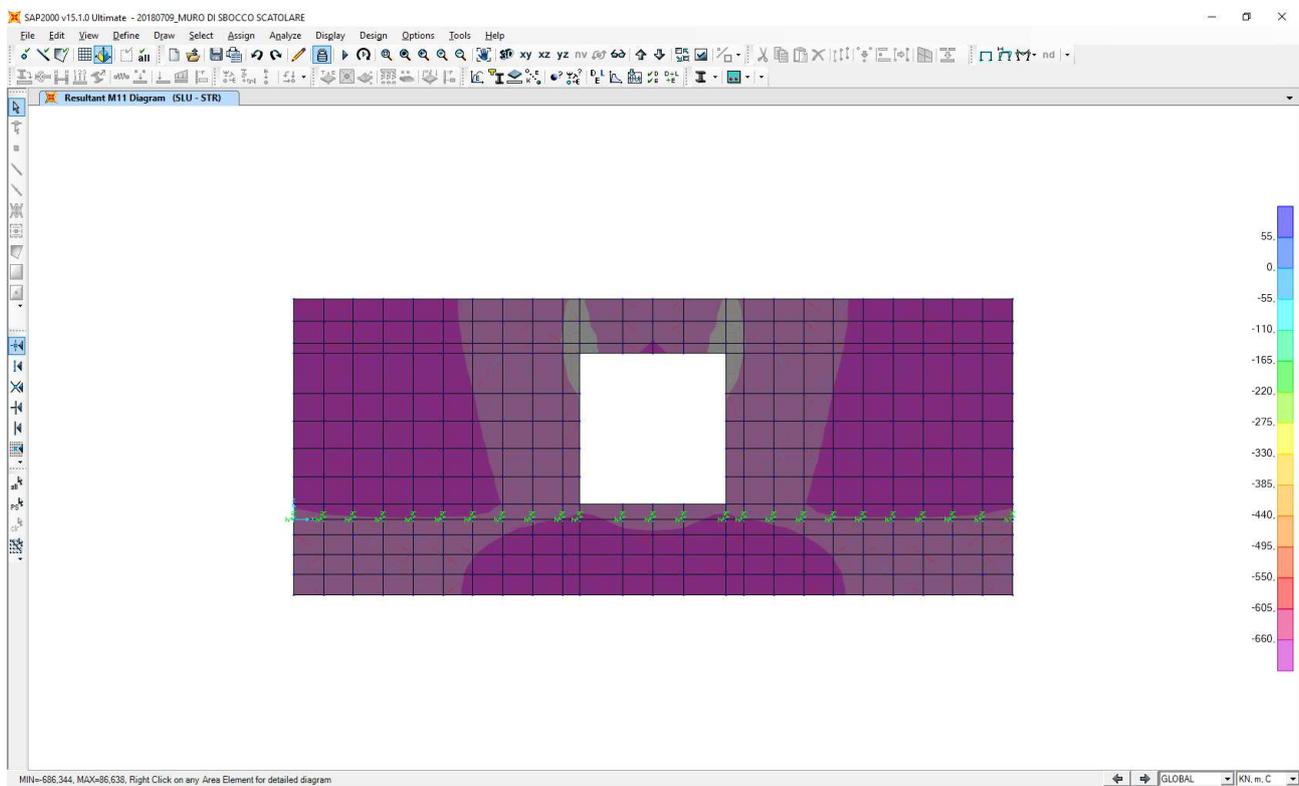
11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUL MURO FRONTALE

11.1 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

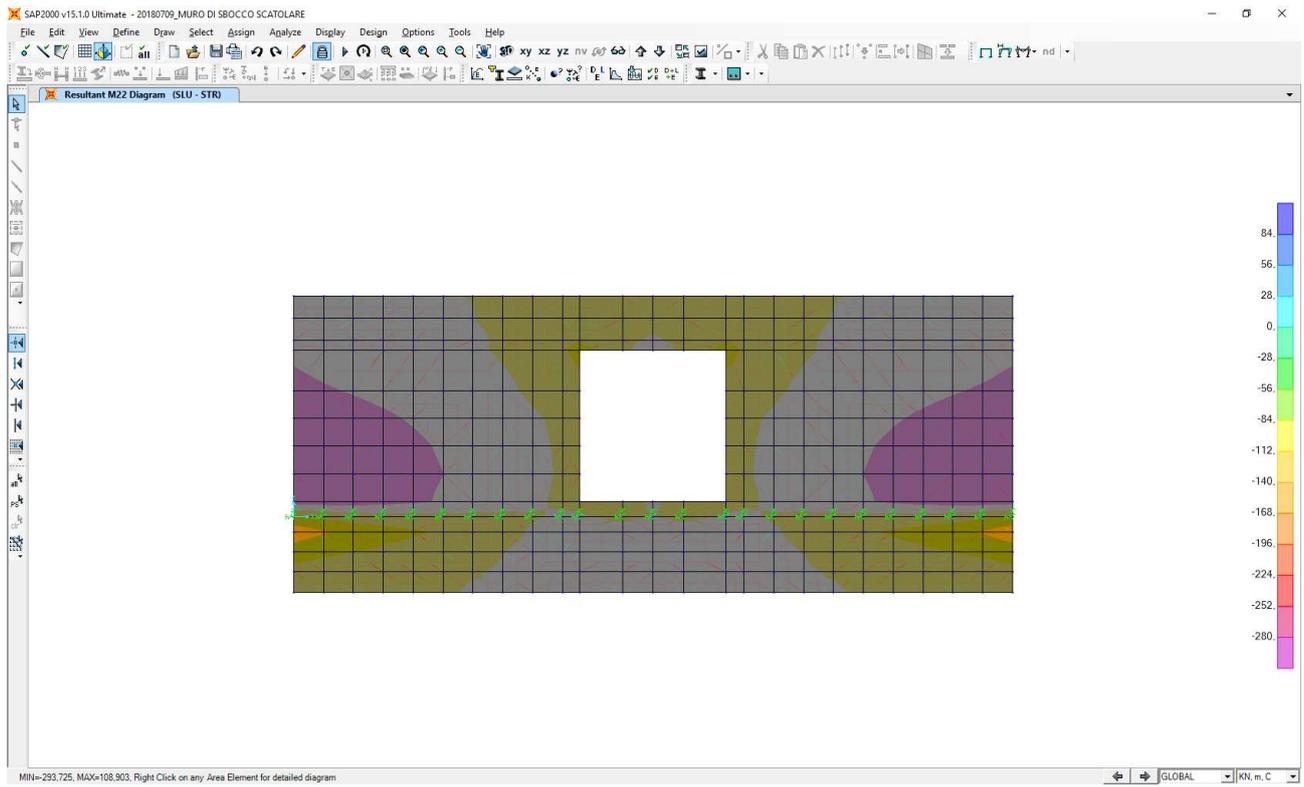
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



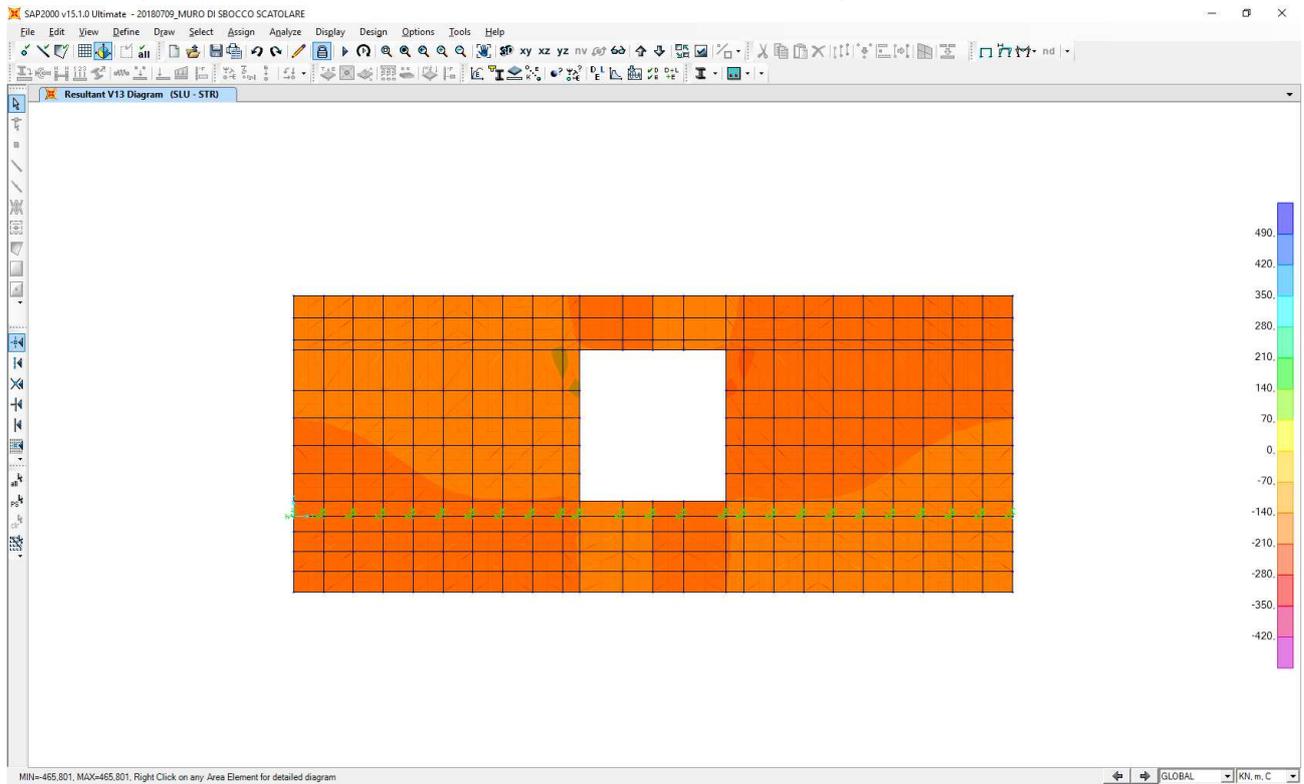
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



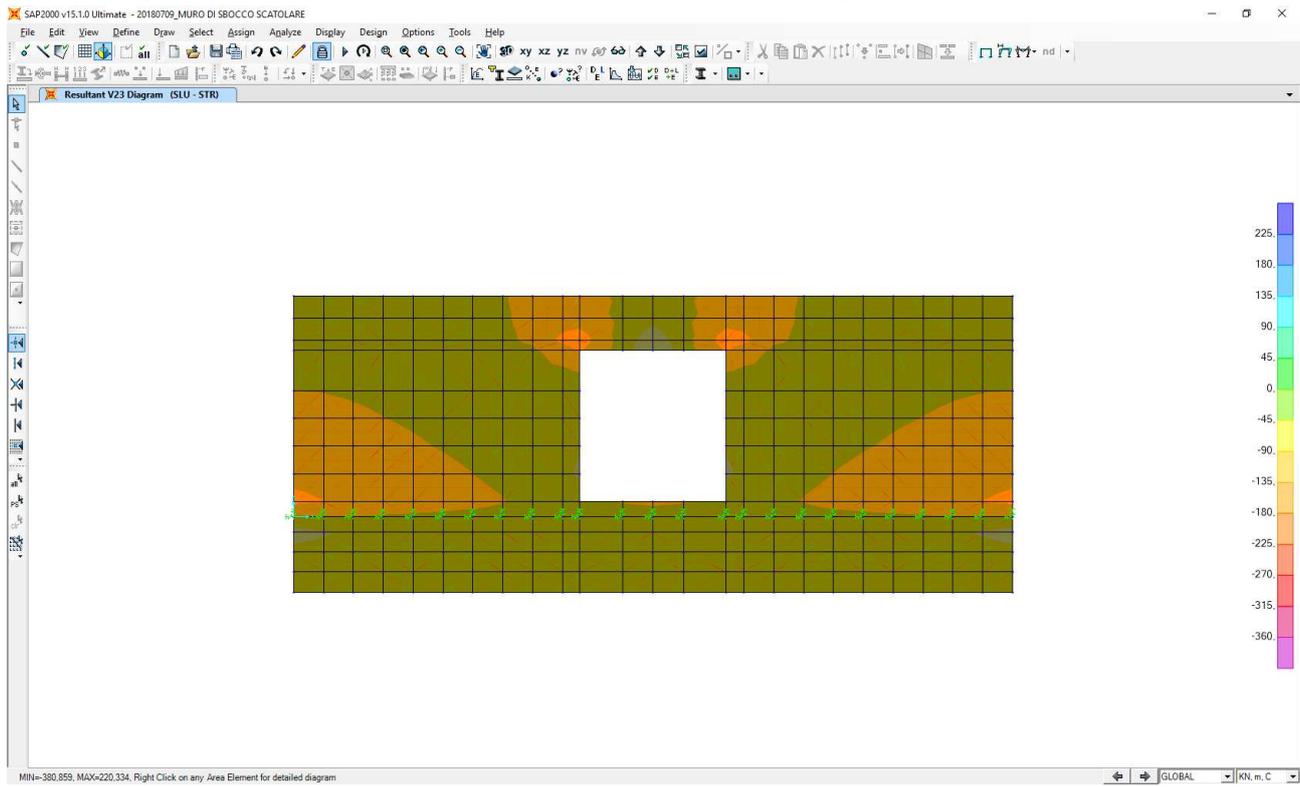
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:

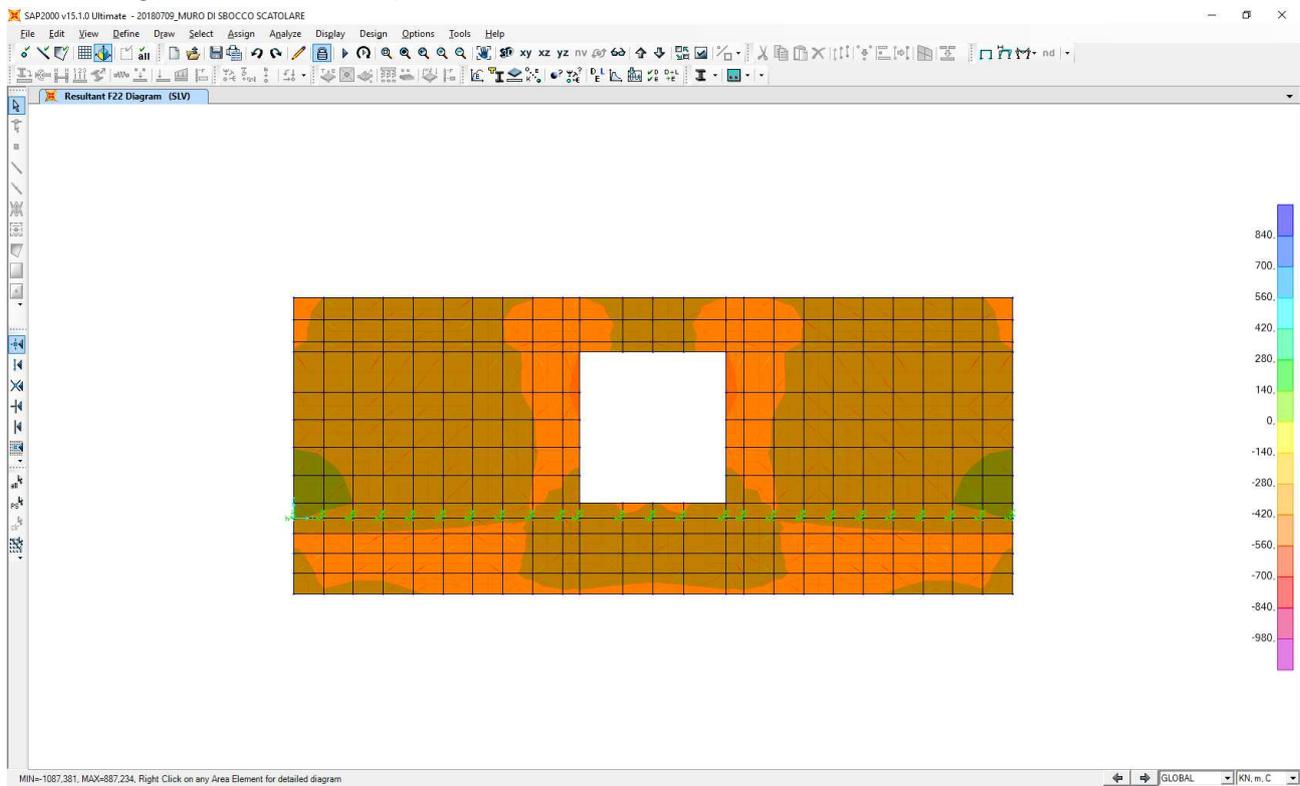


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:

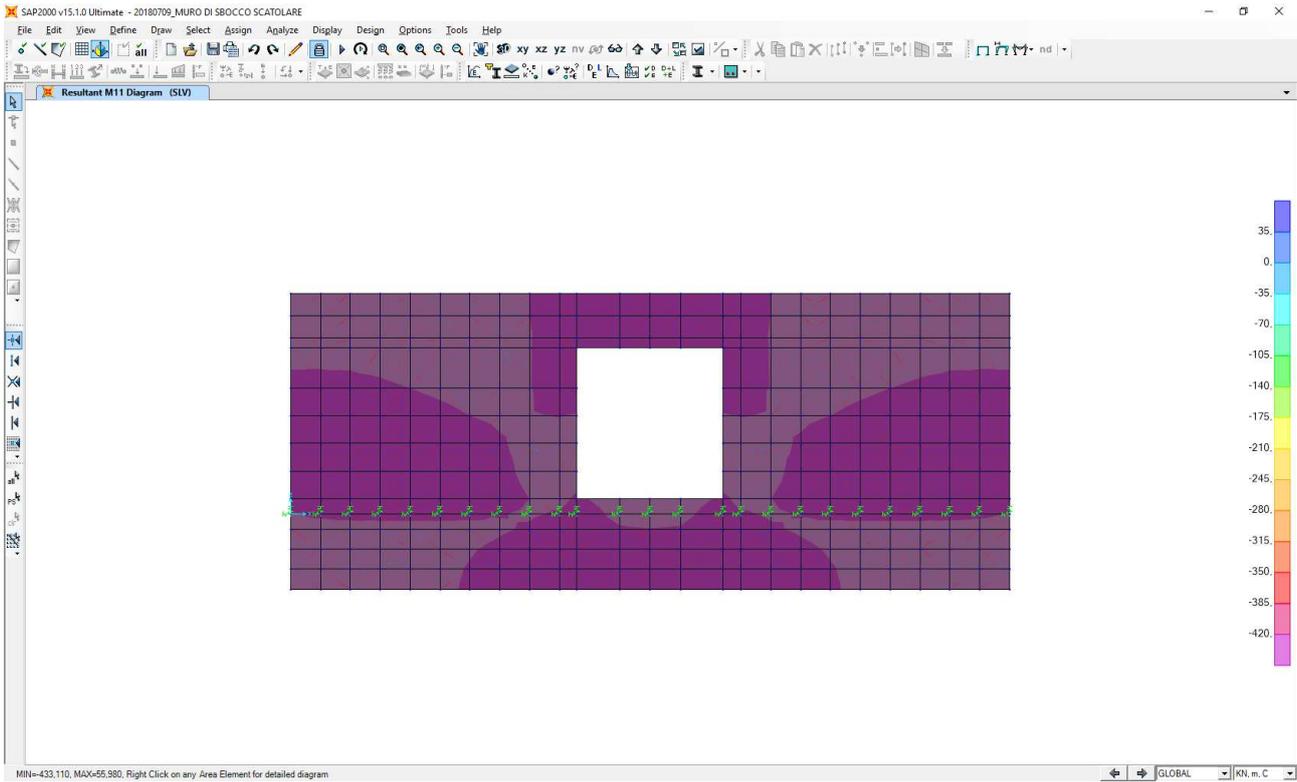


11.2 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

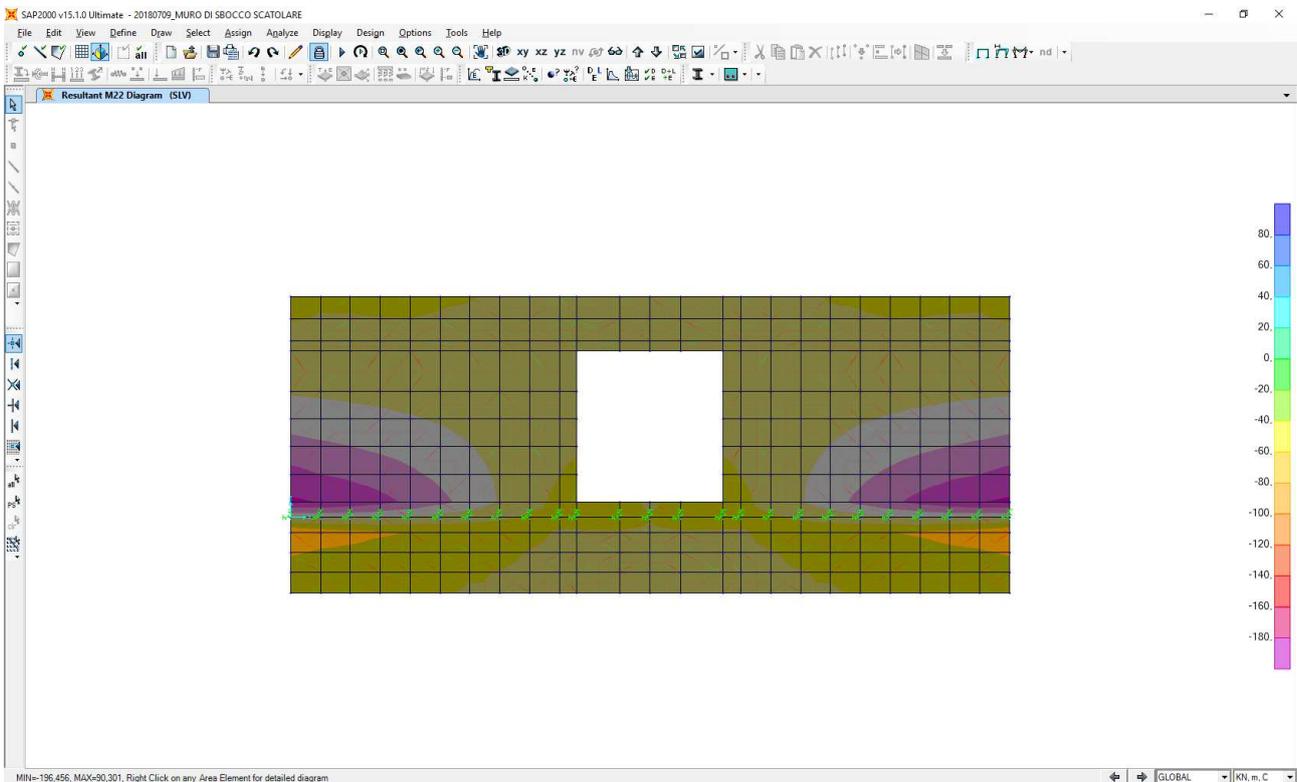
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione normale di calcolo F22:



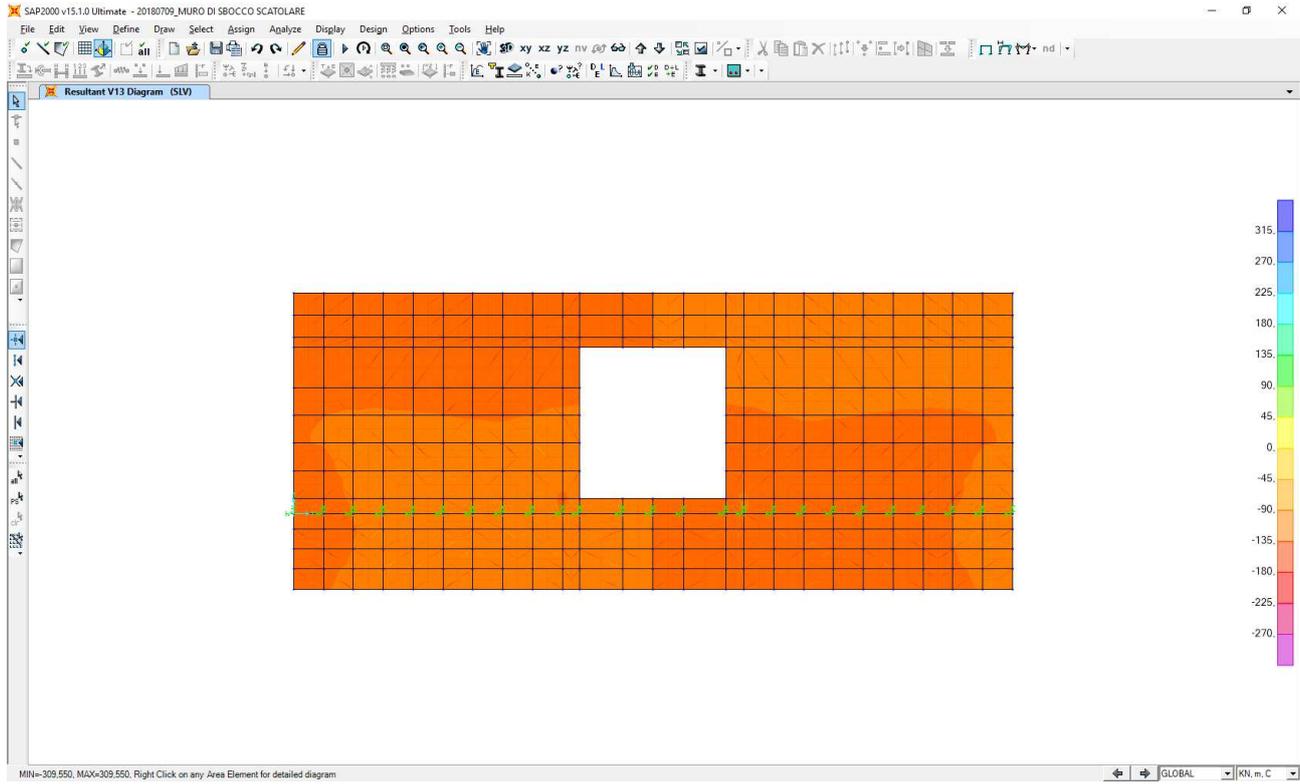
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale di calcolo M11:



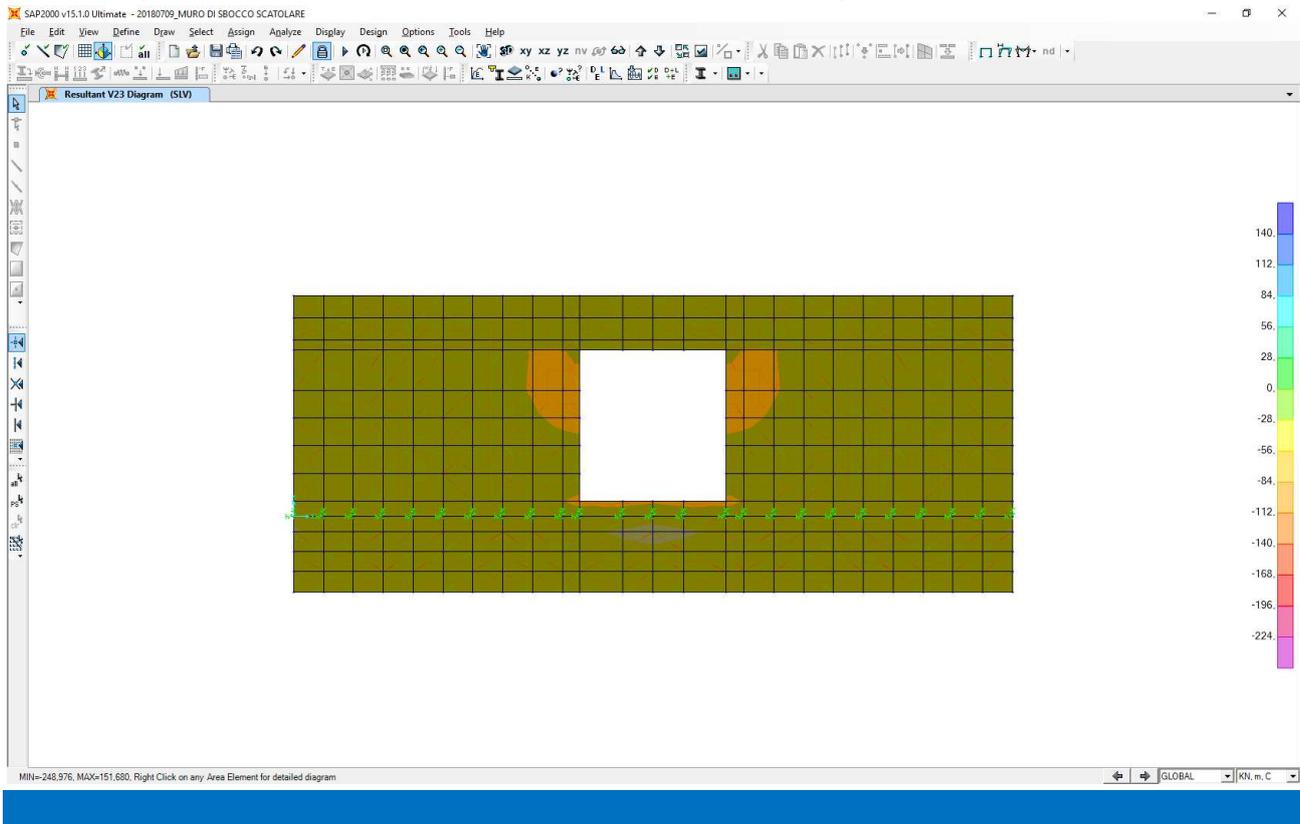
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente verticale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante orizzontale di calcolo V13:



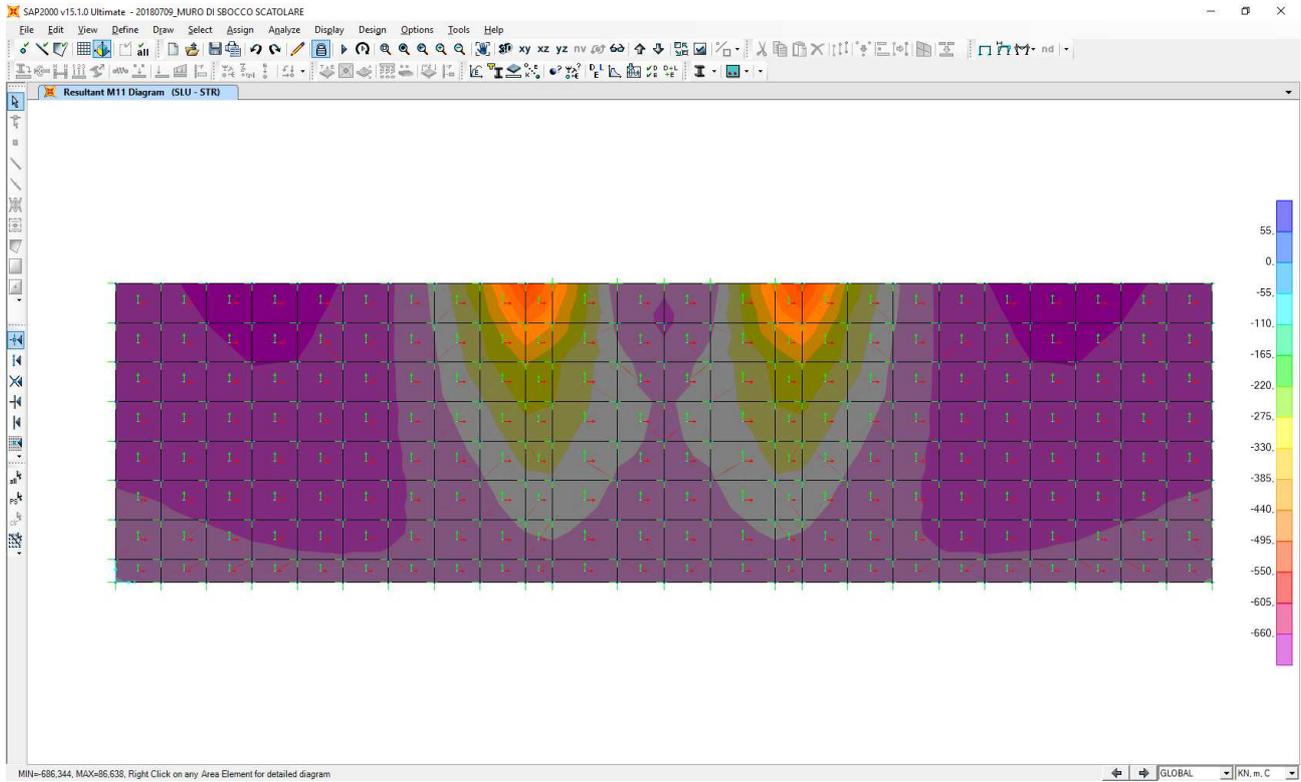
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante verticale di calcolo V23:



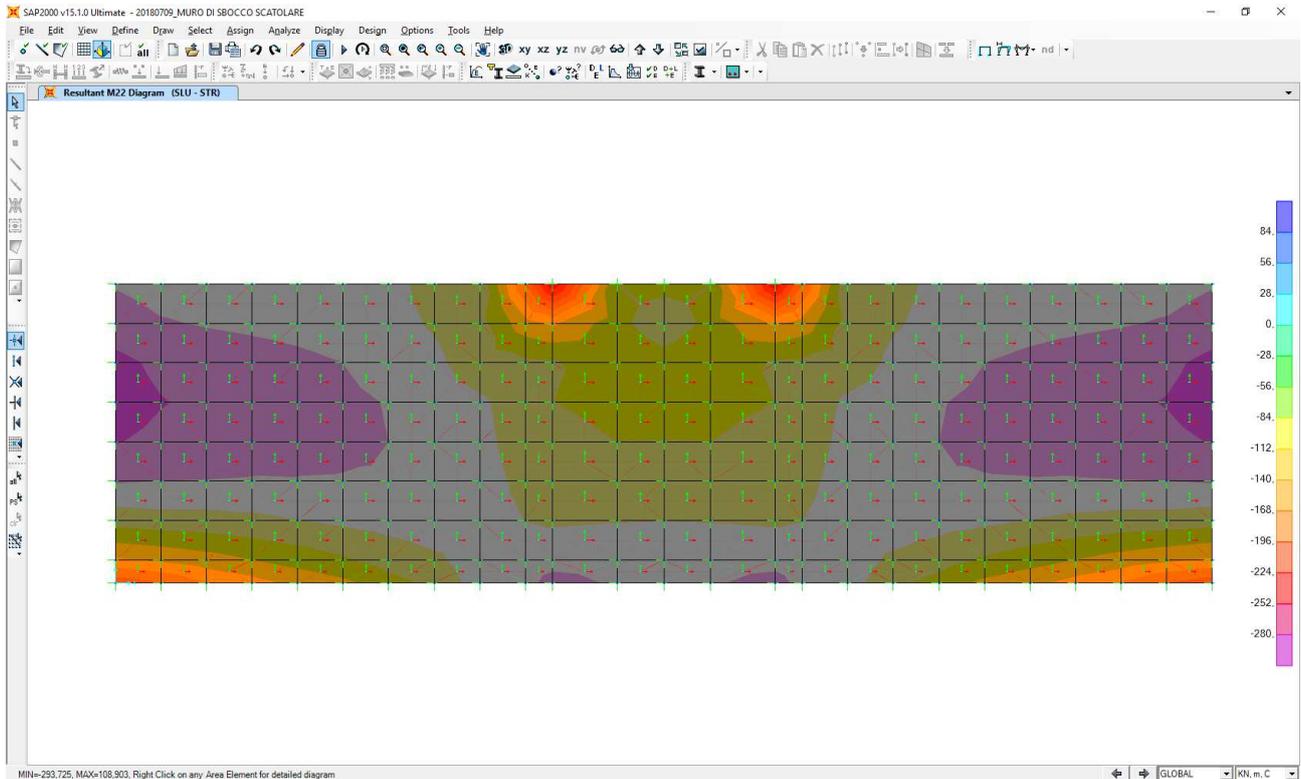
12 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA ZATTERA DI FONDAZIONE

12.1 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

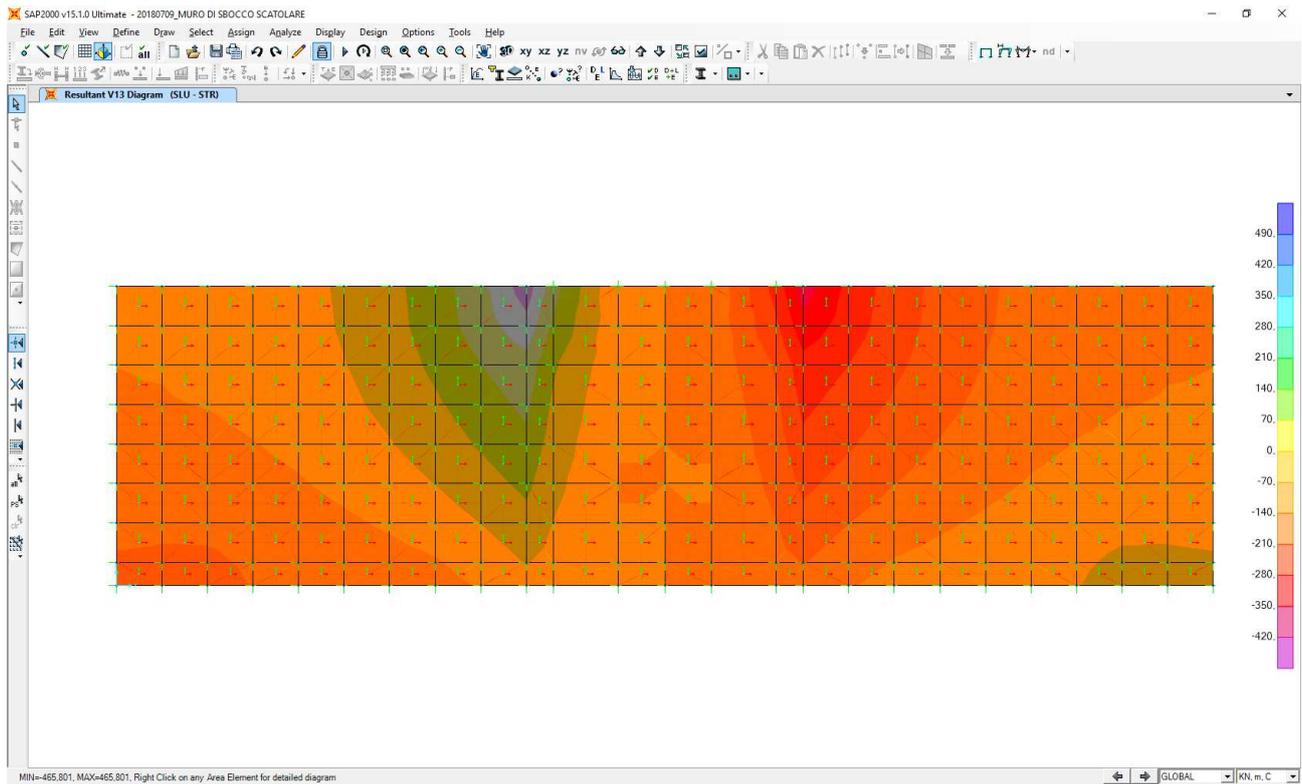
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



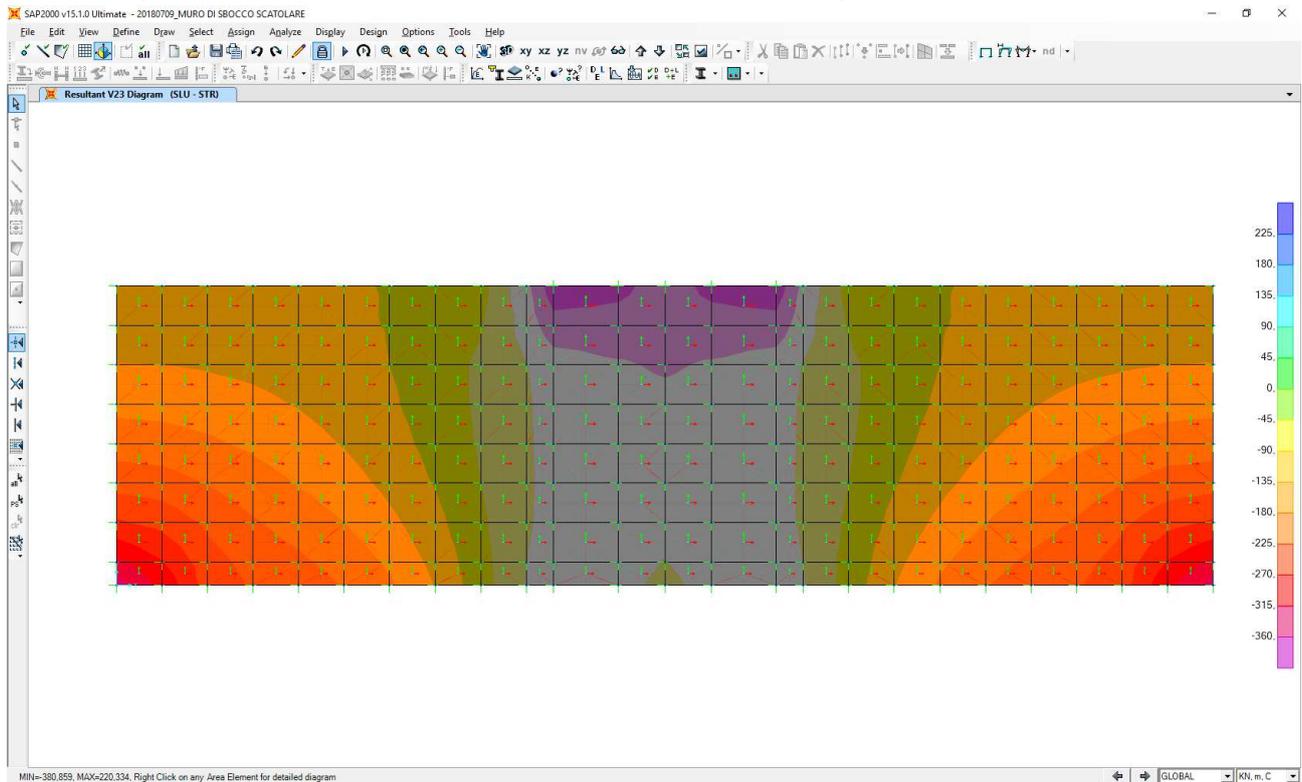
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:

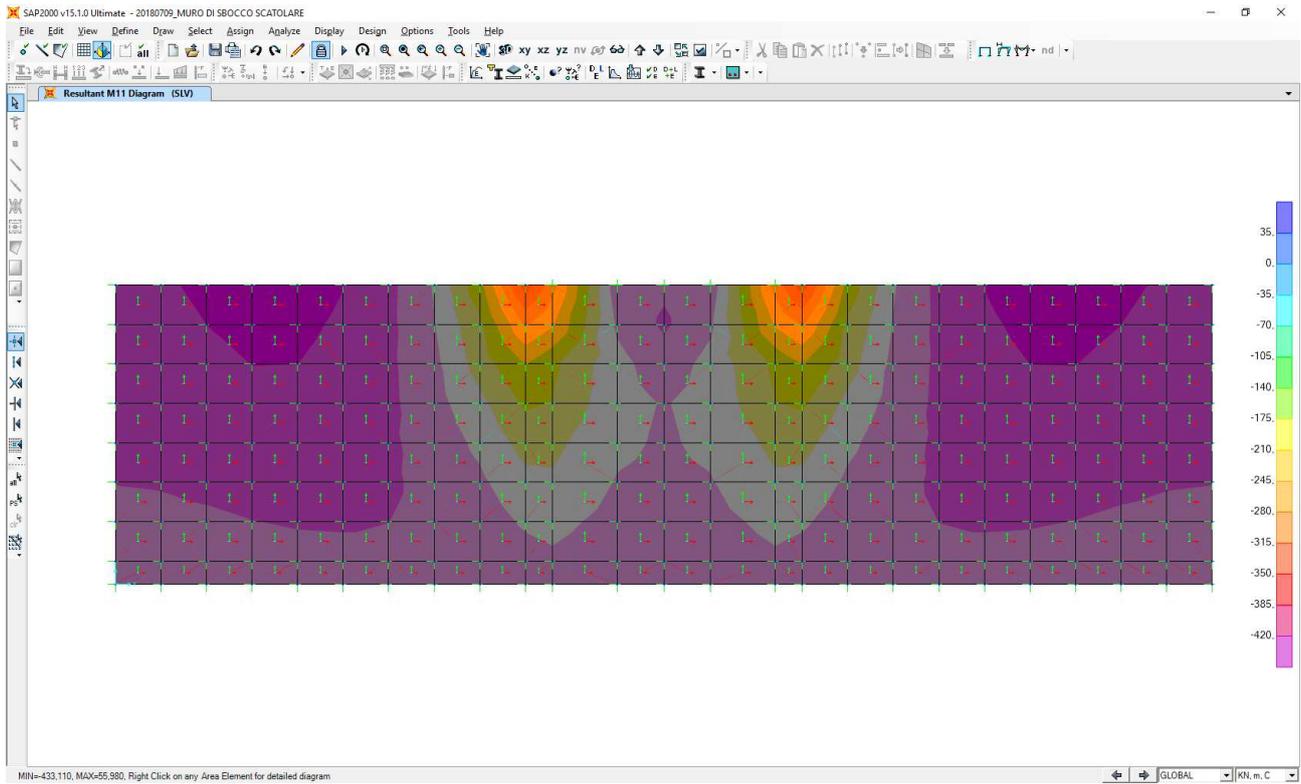


Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:

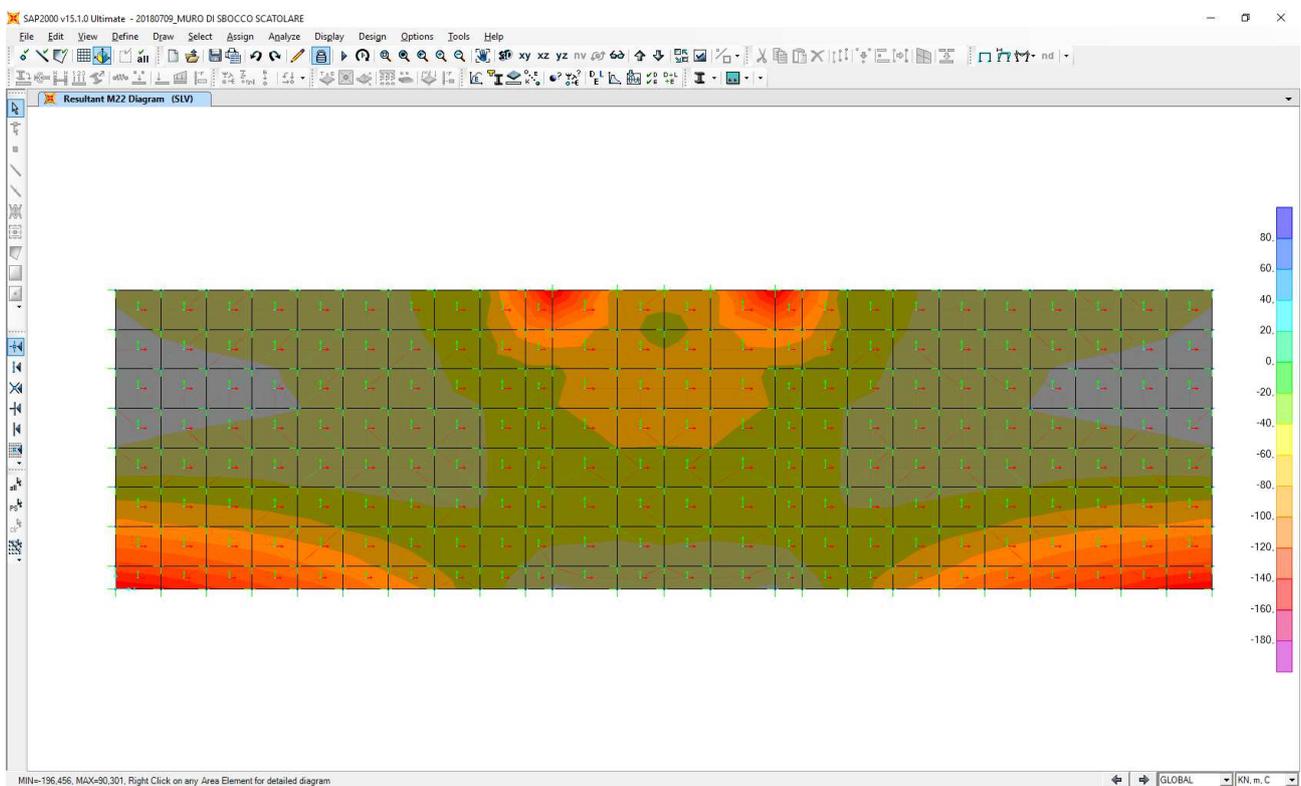


12.2 COMBINAZIONE ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

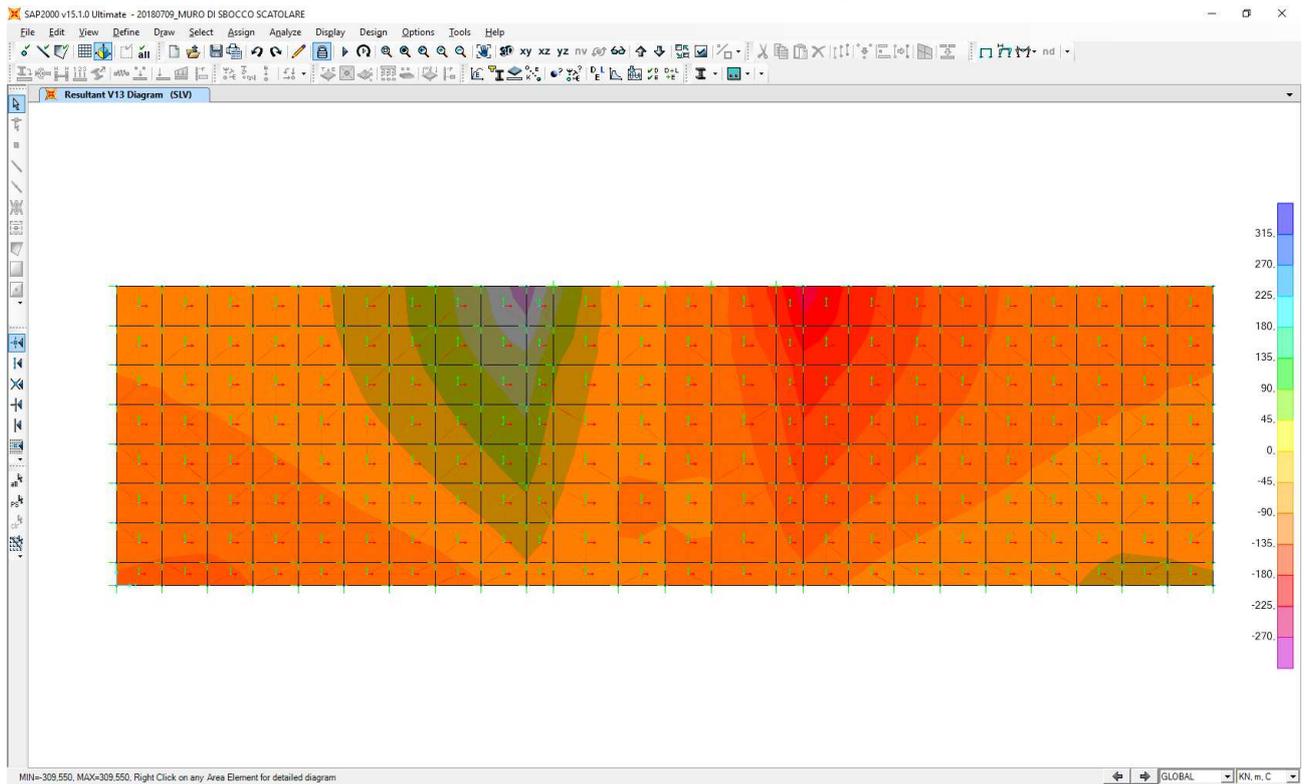
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale di calcolo M11:



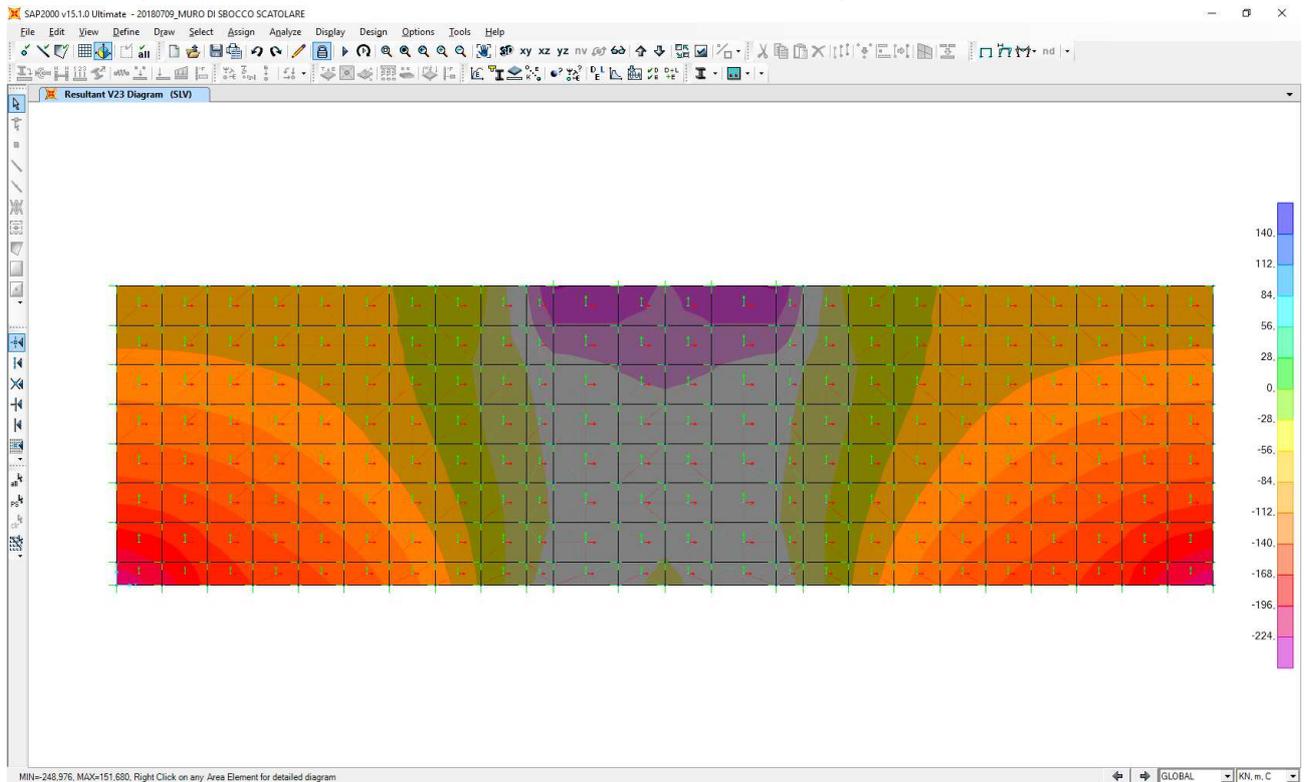
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale di calcolo M22:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante longitudinale di calcolo V13:



Nell'immagine successiva è riportato l'andamento dell'azione tagliante trasversale di calcolo V23:



13 MURO FRONTALE – VERIFICHE STRUTTURALI

13.1 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Per ciascuna combinazione di carico sono state considerate le seguenti condizioni:

- N_{max}
- N_{min}
- $M_{vert,max}$
- $M_{trasv,max}$
- $V_{vert,max}$
- $V_{trasv,max}$

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori di calcolo delle azioni sollecitanti per le diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CONDIZIONE	N_{Sd} [kN]	$M_{oriz,Sd}$ [kNm]	$M_{vert,Sd}$ [kNm]	$V_{oriz,Sd}$ [kN]	$V_{vert,Sd}$ [kN]
SLE - QP	N_{max}	-210,52	-72,01	-40,35	88,49	-104,54
	$M_{vert,max}$	-174,61	-76,48	-36,74	91,52	-49,77
	$M_{oriz,max}$	-30,02	-14,99	-70,48	-16,08	52,51
	$V_{vert,max}$	-68,10	-41,99	-11,56	-88,49	-104,54
	$V_{oriz,max}$	-174,61	-76,48	-36,74	-91,52	-49,77
SLE - FREQ	N_{max}	-215,03	-66,77	-37,28	79,99	-97,48
	$M_{vert,max}$	-31,47	-15,60	-71,13	-16,37	52,18
	$M_{oriz,max}$	-182,33	-73,20	-34,12	-87,91	-44,50
	$V_{vert,max}$	-74,76	-39,71	-10,07	79,99	-97,48
	$V_{oriz,max}$	-182,33	-73,20	-34,12	-87,91	-44,50
SLE - RARA	N_{max}	-216,54	-65,03	-36,26	77,16	-95,13
	$M_{vert,max}$	-31,95	-15,80	-71,35	-16,46	52,07
	$M_{oriz,max}$	-184,90	-72,11	-33,25	-86,71	-42,74
	$V_{vert,max}$	-76,97	-38,95	-9,58	77,16	-95,13
	$V_{oriz,max}$	-184,90	-72,11	-33,25	-86,71	-42,74
SLU - STR	N_{max}	-293,23	-86,74	-48,34	102,47	-127,02
	$M_{vert,max}$	-43,42	-21,45	-96,46	-22,28	70,22
	$M_{oriz,max}$	-251,16	-96,69	-44,37	-116,34	-56,64
	$V_{vert,max}$	-105,25	-52,13	-12,63	-102,47	-127,02
	$V_{oriz,max}$	-251,16	-96,69	-44,37	-116,34	-56,64
SLV	N_{max}	-250,72	13,34	9,78	-33,39	-25,18
	$M_{vert,max}$	-188,13	16,29	90,30	-1,31	25,56
	$M_{oriz,max}$	-140,68	24,24	15,23	55,05	25,62
	$V_{vert,max}$	4,76	0,93	5,79	2,44	42,82
	$V_{oriz,max}$	-99,35	8,20	16,36	-55,05	25,62

Le azioni normali si compressione sono indicate con segno negativo.

13.2 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø16/10 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- Ø16/20 interni (lato terreno)
- Ø16/20 esterni

L'armatura a taglio è costituita da Ø14/40x20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

13.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

13.3.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 30,02$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -70,48$ kNm.

Titolo: _____

N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	20,11	6,2
			2	10,05	33,8

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

Materiali:
 B450C C28/35
 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}: 14,93 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

σ_c: -3,856 N/mm²
 σ_s: 110,1 N/mm²
 ε_s: 0,5507 ‰
 d: 33,8 cm
 x: 11,64 x/d: 0,3443
 δ: 0,8704

Verifica N* iterazioni: 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

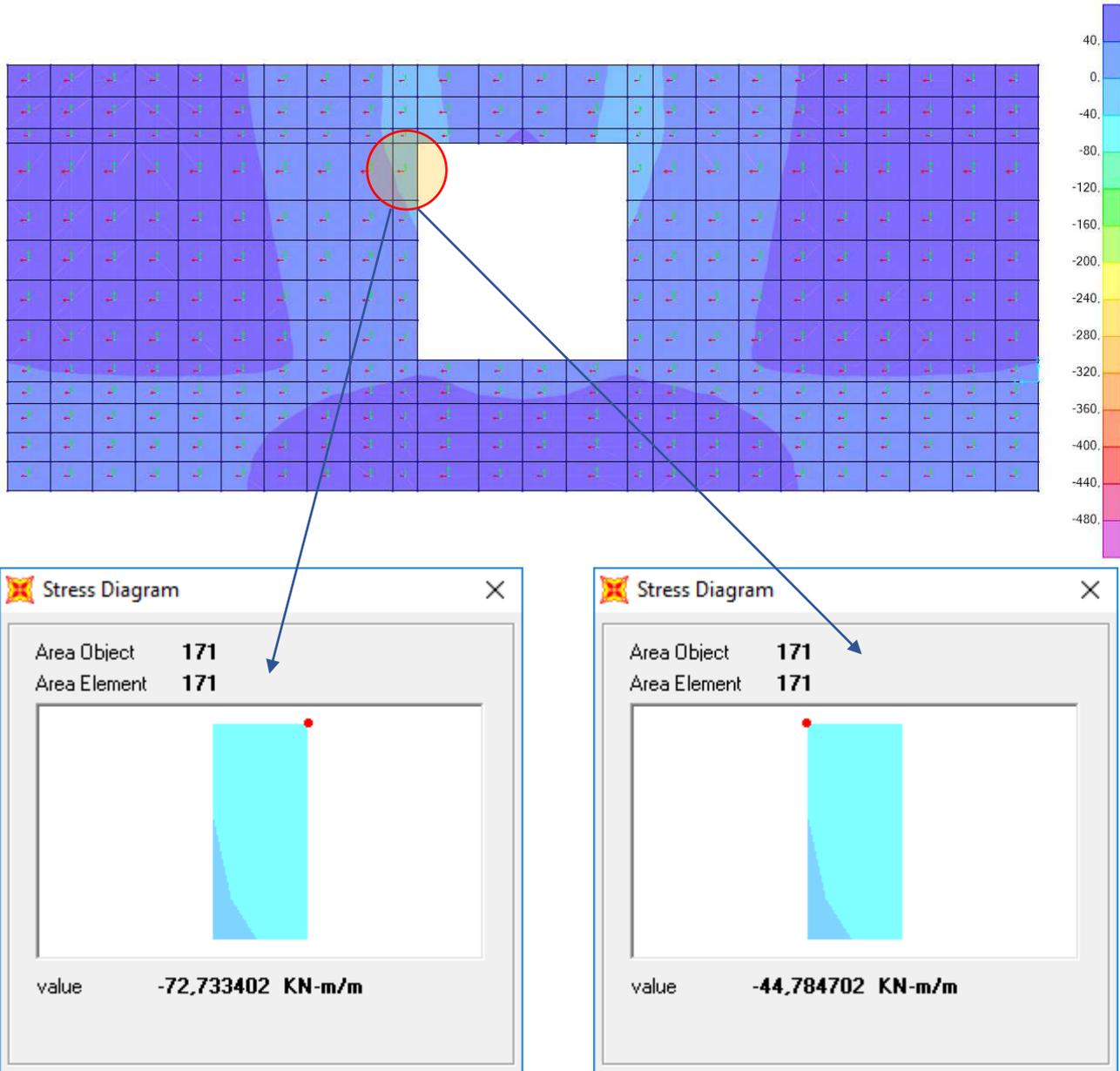
$$\sigma_c = 3,85 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 110,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Nelle immagini precedenti sono riportati i valori del momento flettente orizzontale alle due estremità dell'elemento quadrangolare. Vista la presenza del semispessore della parete verticale della canna (retrostante) l'utilizzo del valore massimo dell'azione sollecitante non risulta rappresentativo del reale stato di sforzo dell'elemento.

Viene pertanto considerato il valore medio del momento flettente valutato in corrispondenza dei due punti dell'elemento precedentemente definiti.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -58,75$ 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	7,8
			2	10,05	32,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -58,75 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

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

Materiali
 B450C C28/35
 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} 14,93 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -4,676 N/mm²
 σ_s 199,6 N/mm²
 ε_s 0,998 ‰
 d 32,2 cm
 x 8,373 x/d 0,26
 δ 0,765

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,67 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 199,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 31,47$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -71,13$ kNm.

Titolo: _____

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	20,11	6,2
			2	10,05	33,8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 31,47 kN
M_{xEd} 0 -71,13 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C C28/35

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} 14,93 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

σ_c -3,893 N/mm²
σ_s 110,9 N/mm²

ε_s 0,5544 ‰
d 33,8 cm
x 11,66 w/d 0,345
δ 0,8712

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

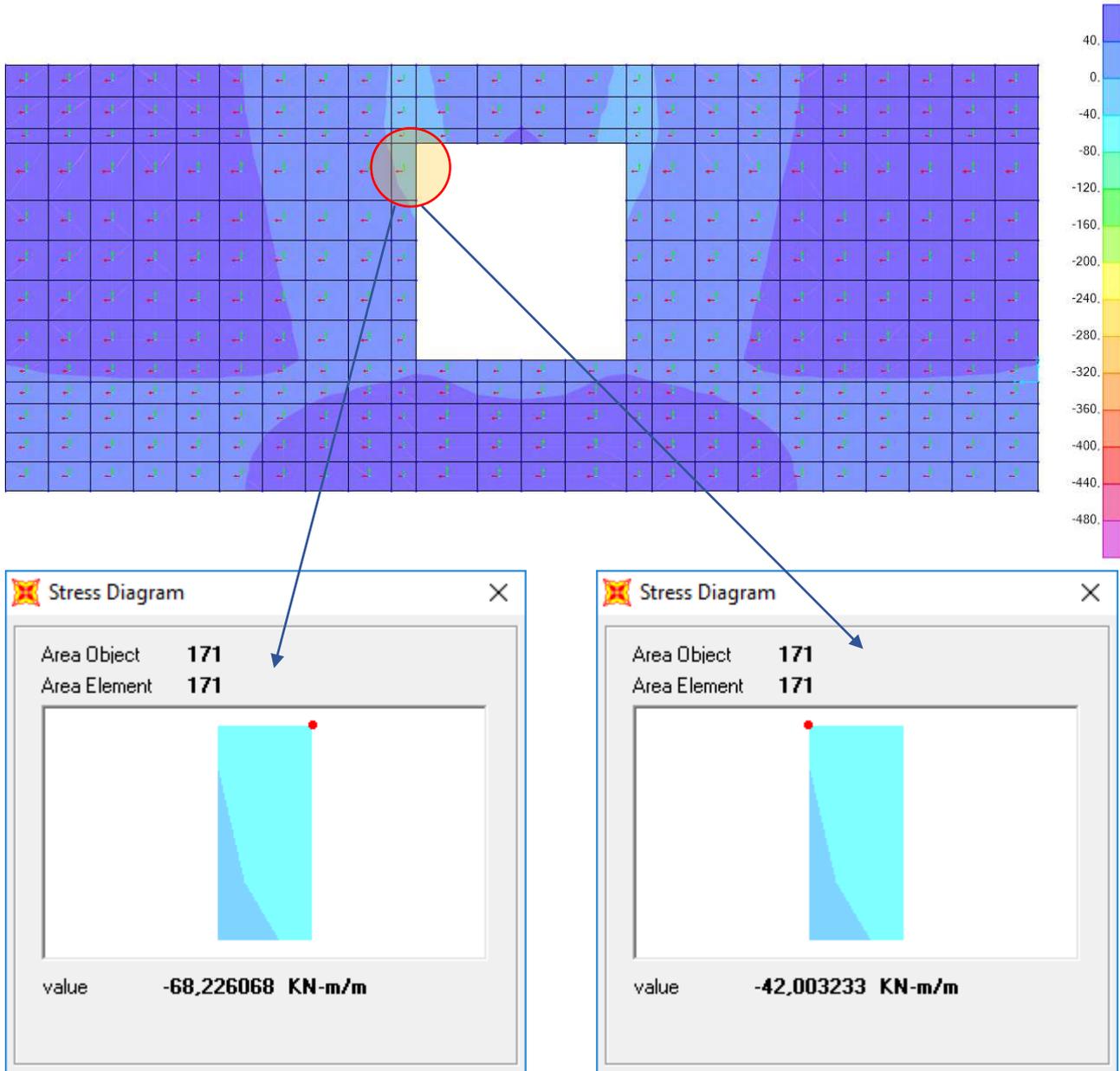
$$\sigma_c = 3,89 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 110,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Frequente:



Nelle immagini precedenti sono riportati i valori del momento flettente orizzontale alle due estremità dell'elemento quadrangolare. Vista la presenza del semispessore della parete verticale della canna (retrostante) l'utilizzo del valore massimo dell'azione sollecitante non risulta rappresentativo del reale stato si sforzo dell'elemento.

Viene pertanto considerato il valore medio del momento flettente valutato in corrispondenza dei due punti dell'elemento precedentemente definiti.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -55,11$ kNm.

Materiali

Proprietà	B450C	C28/35
E_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	14.93 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co} 0.6667
		τ_{c1} 1.971

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -55.11 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

Metodo di calcolo

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,38 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 187,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 31,93$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -71,35$ 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	40
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,11	6,2
2	10,05	33,8
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed}: 0 / 31,93 kN
 - M_{xEd}: 0 / -71,35 kNm
 - M_{yEd}: 0 / 0
- P.to applicazione N:**
 - Centro (selected) / Baricentro cls
 - Coord. [cm]: xN 0, yN 0
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+ (selected) / S.L.U.-
 - Metodo n (selected)
- Materiali:**
 - B450C / C28/35
 - 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}: 14,93
 - E_s/E_c: 15 / f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 - ε_{syd}: 1,957 ‰ / σ_{c,adm}: 11
 - σ_{s,adm}: 255 N/mm² / τ_{co}: 0,6667
 - τ_{cl}: 1,971
- Results:**
 - σ_c: -3,905 N/mm²
 - σ_s: 111,1 N/mm²
 - ε_s: 0,5556 ‰
 - d: 33,8 cm
 - x: 11,67 / x/d: 0,3452
 - δ: 0,8715
- Buttons:** Verifica, N° iterazioni: 4, Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

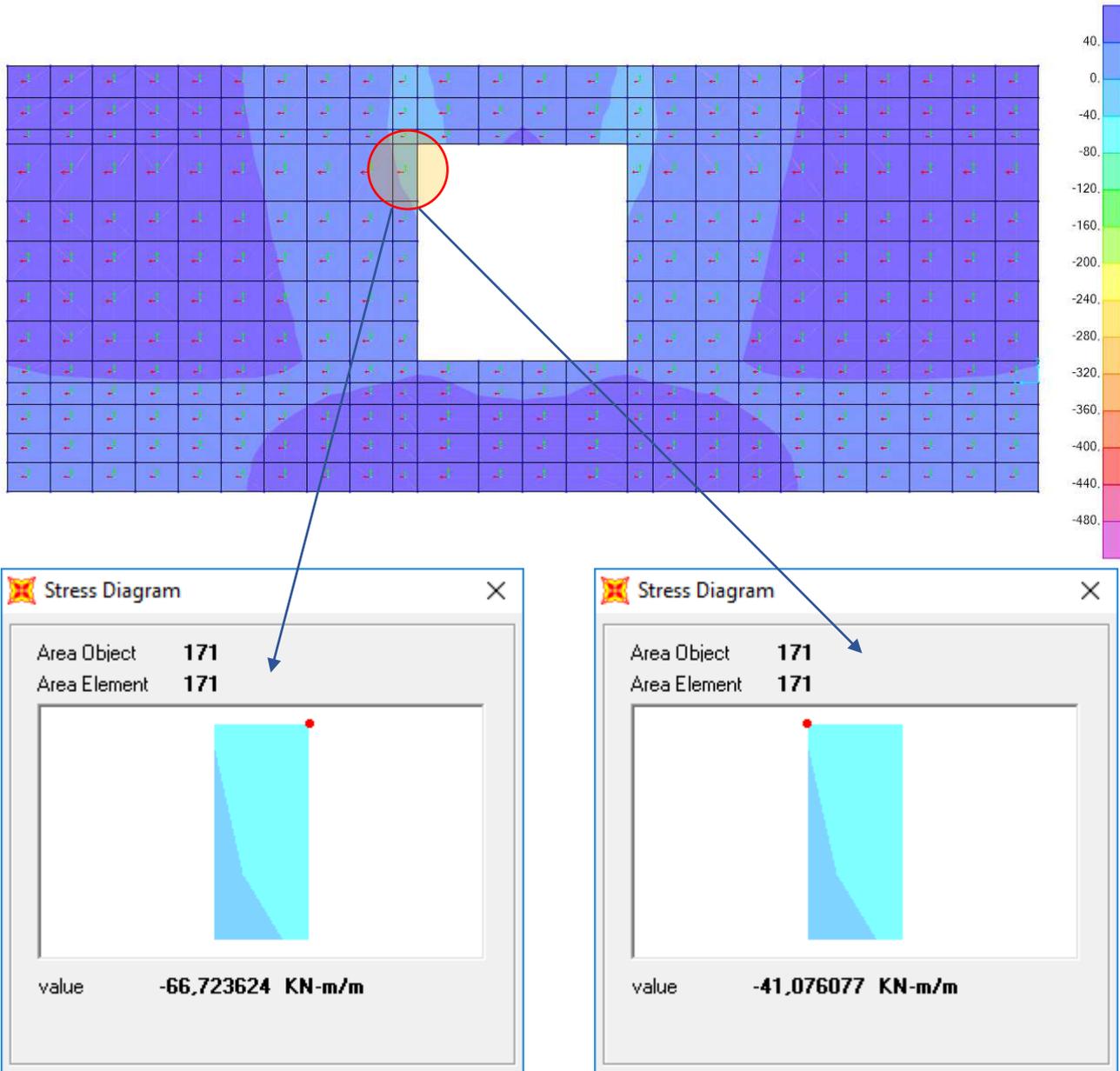
$$\sigma_c = 3,90 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 111,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.3.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE ORIZZONTALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Rara:



Nelle immagini precedenti sono riportati i valori del momento flettente orizzontale alle due estremità dell'elemento quadrangolare. Vista la presenza del semispessore della parete verticale della canna (retrostante) l'utilizzo del valore massimo dell'azione sollecitante non risulta rappresentativo del reale stato di sforzo dell'elemento.

Viene pertanto considerato il valore medio del momento flettente valutato in corrispondenza dei due punti dell'elemento precedentemente definiti.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -53,89$ 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	7,8
			2	10,05	32,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 -53,89 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		C28/35	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14,93
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,6667
		τ_{cl}	1,971

σ_c -4,289 N/mm²
 σ_s 183,1 N/mm²

ϵ_s 0,9154 ‰
 d 32,2 cm
 x 8,373 x/d 0,26
 δ 0,765

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,28 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 17,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 183,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE VERTICALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista 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. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	110,10 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [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:	$\sigma_{s,max}$	110,90 [N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00 [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

13.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

13.5.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE										
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:				Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	10,05	cm ²		
$c_{f_{effettivo}}$	4	cm	$y_{G,As} (*)$	7,80	cm	$y_{G,As'} (*)$	32,20	cm		
$c_{f_{norma}}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)		
d	32,20	cm	7,8	5	16	32,2	5	16		
R_{ck}	35	MPa	Φ_{medio}	16	mm	Φ_{staffe}	30	mm		
f_{ctm}	2,89	MPa								
f_{ctk}	2,02	MPa								
E_s	210000	MPa								
n	15									
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata							
y_G	20,00	cm	N	0	kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	4302	cm ²	M	58,75	kN m	momento agente				
I_{ideale}	578222	cm ⁴	e	∞	cm	eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			en	6,72	cm	estremità nocciolo d'inerzia				
			d _G	20,00	cm	baricentro armature				
			u	∞	cm	distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	8,37	cm	asse neutro				
			A*	1139	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	105227,46	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_c	4,68	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_s	199,54	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
Fessurazione indotta da:			Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione							
			N	0	kN	carico assiale agente				
			M _F	84	kN m	momento di prima fessurazione				
			e	∞		eccentricità GRANDE ECCENTRICITÀ				
			u	∞		distanza centro di pressione - lembo compresso				
			p	∞	cm ²					
			q	∞	cm ³					
			y_p	0,00	cm	distanza asse neutro - centro di pressione				
			y_c	8,37	cm	asse neutro				
			A*	1139	cm ²	area ideale				
			S_n^*	0	cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	105227,46	cm ⁴	momento d'inerzia relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	6,65	MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	283,67	MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
			β_1	1						
			β_2	0,5						
			k_1	0,8						
			k_2	0,5						
			k	-						
			$h_{A,cls,eff}$	19,50	cm					
			$A_{cls,eff}$	1950,00	cm ²					
			ρ_r	0,0052						
			σ_s	199,54	MPa					
			σ_{sr}	283,67	MPa					
			ϵ_{sm}	0						
			s_{rm}	360,4	mm					
			w_m	0,000	mm					
			β	1,7						
			χ	1						
			w_k	0,000	mm					
			w_k limite	0,1	mm					
			w_k	<	w_k limite					

13.5.2 COMBINAZIONE FREQUENTE

VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE									
H	40	cm	Armatura tesa nell'area di cls efficace:			Armatura compressa:			
b	100	cm	A_s	10,05	cm ²	A_s'	10,05	cm ²	
$c_{f,effettivo}$	4	cm	$y_{G,As} (*)$	7,80	cm	(*) da lembo teso	$y_{G,As'} (*)$	32,20	cm
$c_{f,norma}$	4	cm	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	x (cm) (*)	n_{ferri}	Φ (mm)	
d	32,20	cm	7,8	5	16	32,2	5	16	
R_{ck}	35	MPa	Φ_{medio}	16	mm	Φ_{staffe}	30	mm	
f_{ctm}	2,89	MPa							
f_{ctk}	2,02	MPa							
E_s	210000	MPa							
n	15								
Sezione interam. reagente			Calcolo delle tensioni nella sezione fessurata						
y_G	20,00	cm	N	0 kN	carico assiale agente				
A_{ideale}	4302	cm ²	M	55,11 kN m	momento agente				
I_{ideale}	578222	cm ⁴	e	∞ cm	eccentricità	GRANDE ECCENTRICITÀ			
Fessurazione indotta da:			en	6,72 cm	estremità nocciolo d'inertza				
carichi			d _G	20,00 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	8,37 cm	asse neutro				
k_2	0,5		A^*	1139 cm ²	area ideale				
k	-		S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
$h_{A,cls,eff}$	19,50	cm	I_n^*	105227,46 cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro				
$A_{cls,eff}$	1950,00	cm ²	σ_c	4,39 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
ρ_r	0,0052		σ_s	187,17 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				
σ_s	187,17	MPa	Calcolo delle tensioni nella condizione di carico di prima fessurazione						
σ_{sr}	283,67	MPa	N	0 kN	carico assiale agente				
ϵ_{sm}	0		M_F	84 kN m	momento di prima fessurazione				
s_{rm}	360,4	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	0,2	mm	y_c	8,37 cm	asse neutro				
w_k	<	w_k limite	A^*	1139 cm ²	area ideale				
			S_n^*	0 cm ³	momento statico relativo all'asse neutro				
			I_n^*	105227,46 cm ⁴	momento d'inertza relativo all'asse neutro				
			σ_{cr}	6,65 MPa	massima tensione di compressione nel cls				
			σ_{sr}	283,67 MPa	tensione di trazione nell'acciaio				

13.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE VERTICALE

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 43,42$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -96,46$ 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	20,11	6,2
			2	10,05	33,8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 43,42 kN
M_{xEd} -96,46 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.+ 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 C28/35

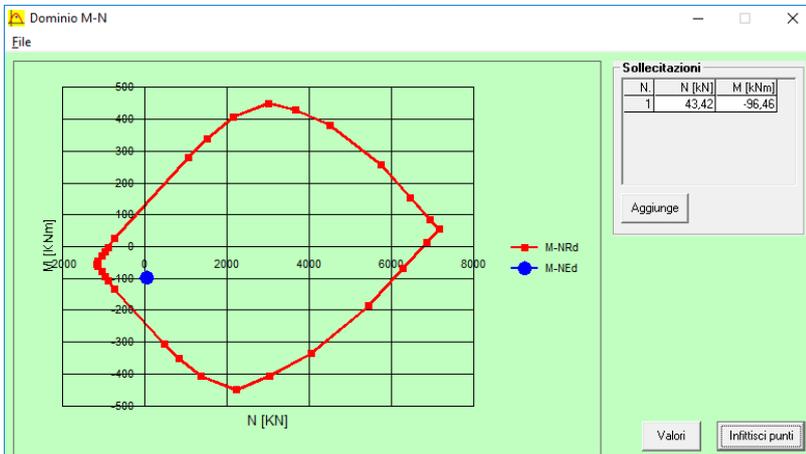
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,93
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
τ_{c1} 1,971

M_{xRd} -250,7 kNm
σ_c -14,93 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 14,55 ‰
d 33,8 cm
x 6,553 x/d 0,1939
δ 0,7

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -250,70$ kNm > $M_{sd} = -96,46$ kNm

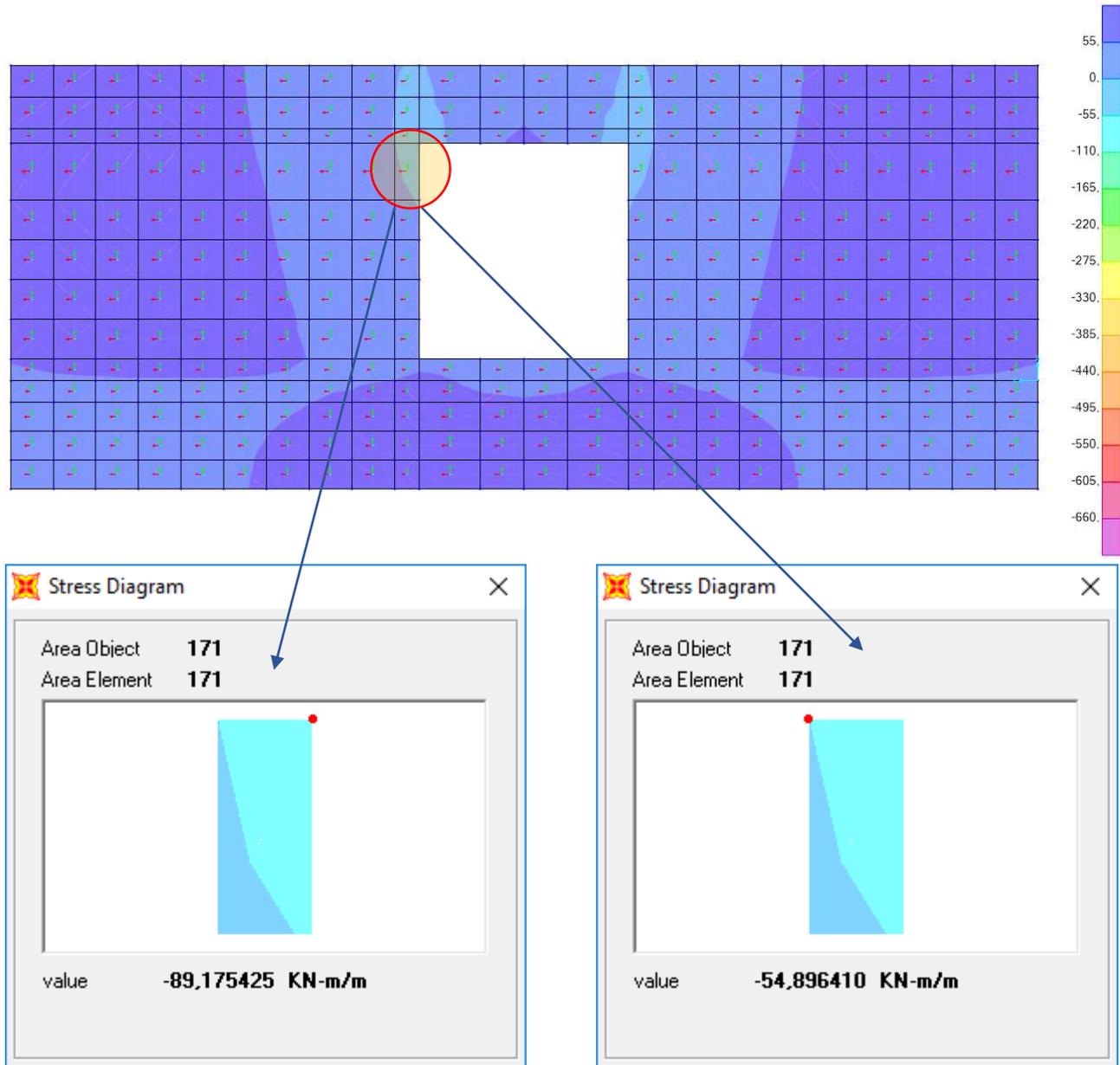
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente orizzontale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo – STR:



Nelle immagini precedenti sono riportati i valori del momento flettente orizzontale alle due estremità dell'elemento quadrangolare. Vista la presenza del semispessore della parete verticale della canna (retrostante) l'utilizzo del valore massimo dell'azione sollecitante non risulta rappresentativo del reale stato di sforzo dell'elemento.

Viene pertanto considerato il valore medio del momento flettente valutato in corrispondenza dei due punti dell'elemento precedentemente definiti.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -72,03$ 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	7,8
			2	10,05	32,2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: -72,03 kNm
M_{yEd}: 0 kN

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

Materiali
B450C C28/35

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}: 14,93
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
τ_{c1}: 1,971

M_{xRd}: -132,9 kNm
σ_c: -14,93 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 16,72 ‰
d: 32,2 cm
x: 5,574 x/d: 0,1731
δ: 0,7

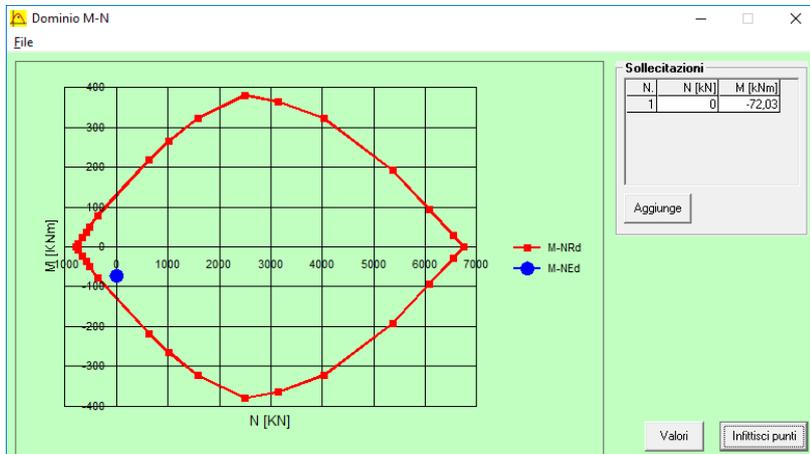
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -132,90$ kNm > $M_{Sd} = -72,03$ kNm

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



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13.8 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE VERTICALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -127,02$ kNm.

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:		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:	$V_{S,d}$	127,02	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trasv}	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,54	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	19,25	[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	100,00	[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}	244,06	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	244,06	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,92	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

13.9 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE ORIZZONTALE

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -116,34$ kNm.

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:		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:	$V_{S,d}$	116,34	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	40,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	14,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,54	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	19,25	[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	100,00	[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}	244,06	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.333,40	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	244,06	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	2,10	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14 ZATTERA DI FONDAZIONE – VERIFICHE STRUTTURALI

14.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 40 cm.

L'armatura verticale è realizzata mediante:

- Ø24/20 superiori
- Ø24/20 inferiori

L'armatura trasversale è realizzata mediante barre del medesimo diametro delle barre che costituiscono l'armatura trasversale della zattera di fondazione della canna del tombino scatolare.

In relazione dello spessore del ricoprimento superiore del tombino scatolare sono distinti due casi:

CASO 1

- Ø16/20 superiori
- Ø16/20 inferiori

CASO 2

- Ø24/20 superiori
- Ø24/20 inferiori

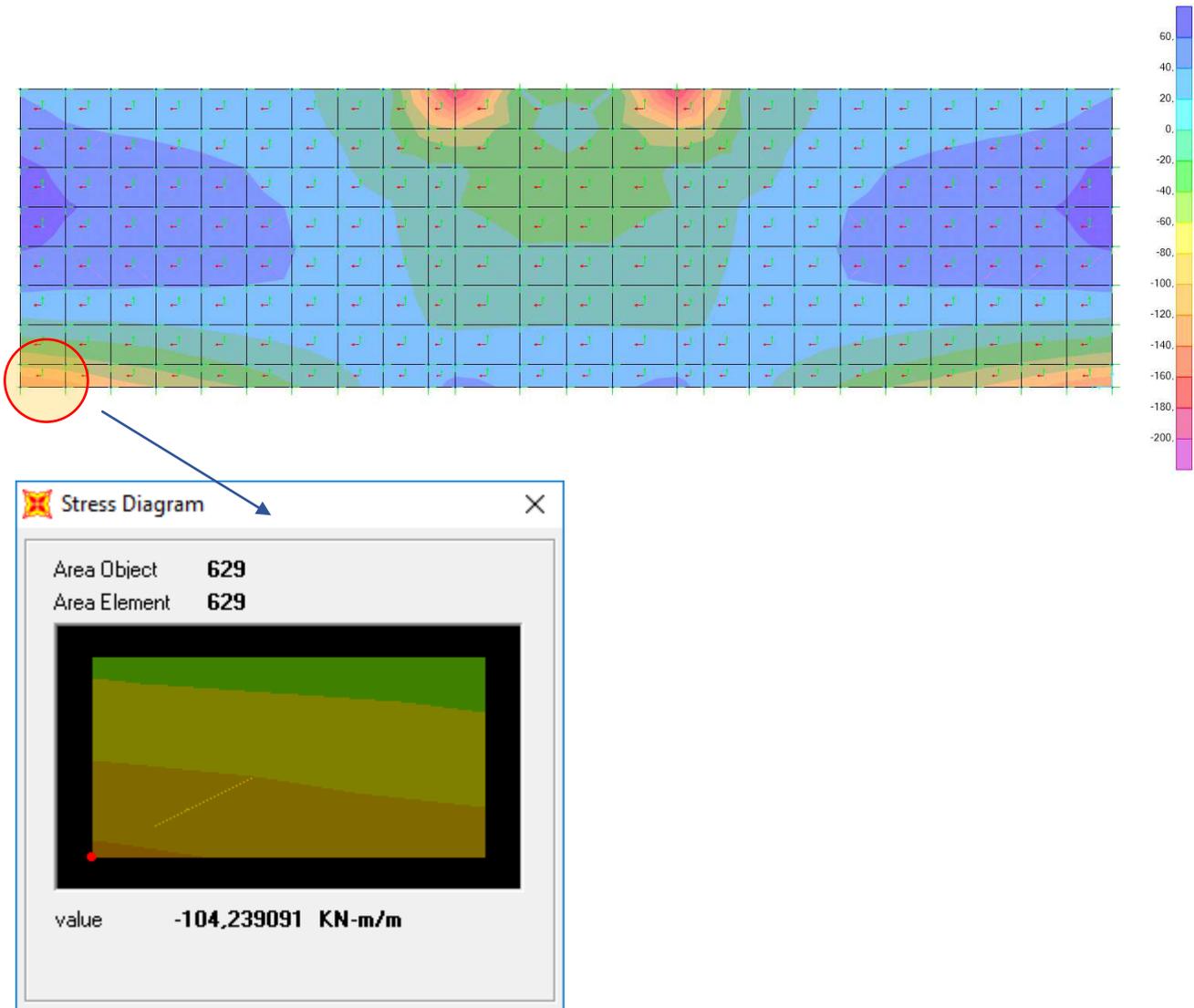
A favore di sicurezza le verifiche verranno condotte utilizzando le barre di diametro inferiore.

L'armatura a taglio è costituita da Ø14/40x20. Il copriferro netto minimo è assunto pari a 40 mm.

14.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

14.2.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -104,23$ 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	22,62	6,8
			2	22,62	43,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 -104,23 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 C28/35
 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} 14,93 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

σ_c -3,383 N/mm²
 σ_s 119,9 N/mm²
 ε_s 0,5997 ‰
 d 43,2 cm
 x 12,84 x/d 0,2973
 δ 0,8117

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

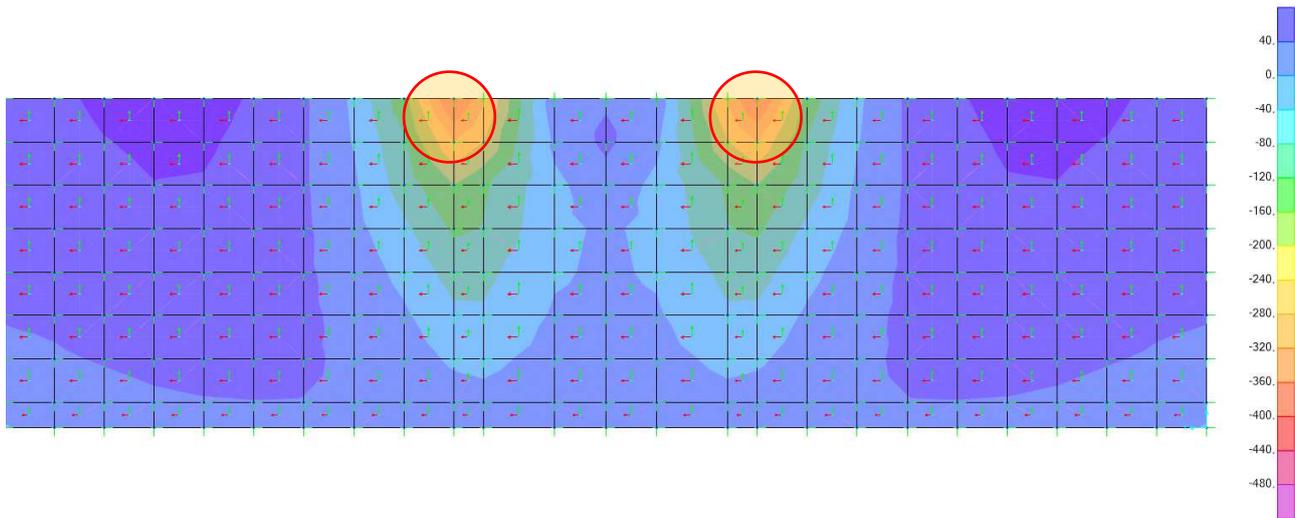
$$\sigma_c = 3,38 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 119,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

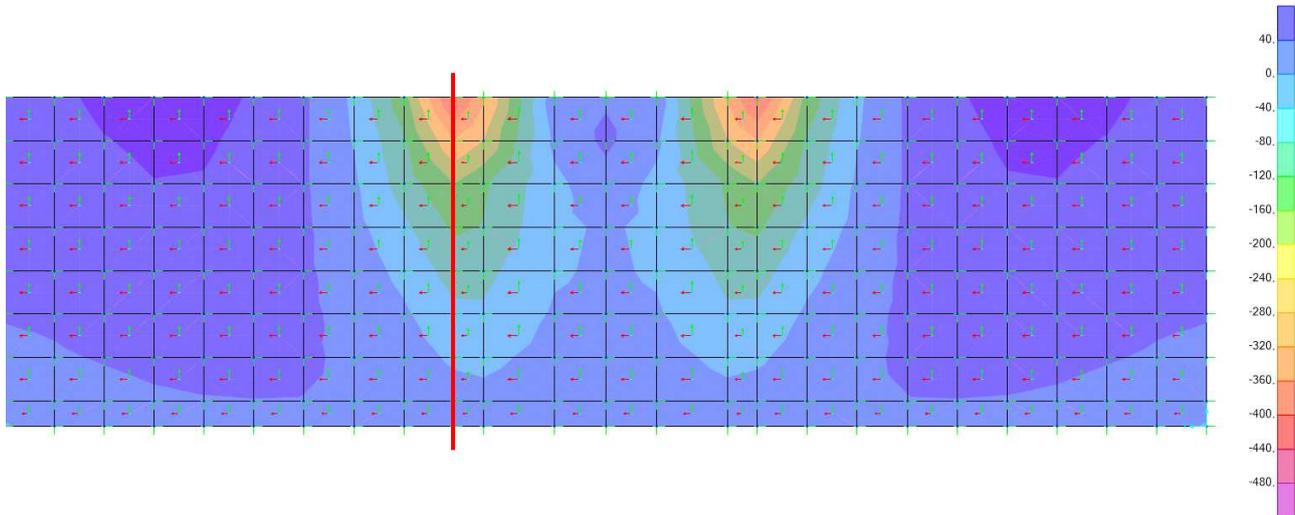
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:

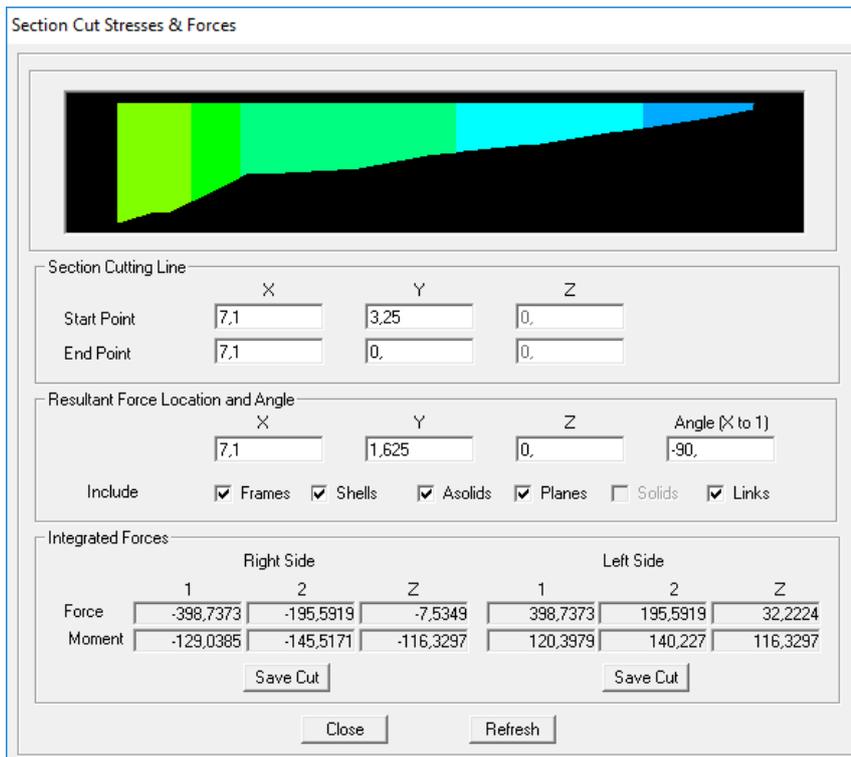


E' possibile notare come esista una punta di tensione in corrispondenza del punto singolare di contatto tra la fondazione del muro e la zattera di fondazione della canna del tombino scatolare (punti evidenziati nell'immagine precedente).

Tali punte di tensione sono tipiche della modellazione mediante elementi finiti quadrangolari e, nello specifico, dei punti di spigolo. Tali punte di tenzone, non essendo dovute alla presenza di carichi concentrati, non risultano rappresentative del reale stato di sforzo della sezione.

Si procede pertanto alla definizione del momento flettente totale longitudinale sulla zattera di fondazione del muro in corrispondenza del suo spiccato rispetto alla parete verticale della canna del tombino scatolare (section cut):





Il valore mediato del momento flettente sull'intera sezione di spiccato della zattera in direzione longitudinale (325 x 50 cm) risulta pari a $M_{sd} = -145,51 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	325	50	1	30,16	4,8
			2	30,16	45,2

Sollecitazioni

S.L.U. | Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	-145,51	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali

Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{su}	67,5 ‰	
f_{yd}	391,3 N/mm²	
E_s	200.000 N/mm²	
ϵ_{s}/ϵ_c	15	
ϵ_{syd}	1,957 ‰	
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	
ϵ_{c2}		2 ‰
ϵ_{cu}		3,5 ‰
f_{cd}		14,93
f_{cc}/f_{cd}		0,8
$\sigma_{c,adm}$		11
τ_{co}		0,6667
τ_{c1}		1,971

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [cm]

xN: 0, yN: 0

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

Calculated values: $\sigma_c = -2 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 115,2 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s = 0,5761 \text{ ‰}$, $d = 45,2 \text{ cm}$, $x = 9,338$, $x/d = 0,2066$, $\delta = 0,7$

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

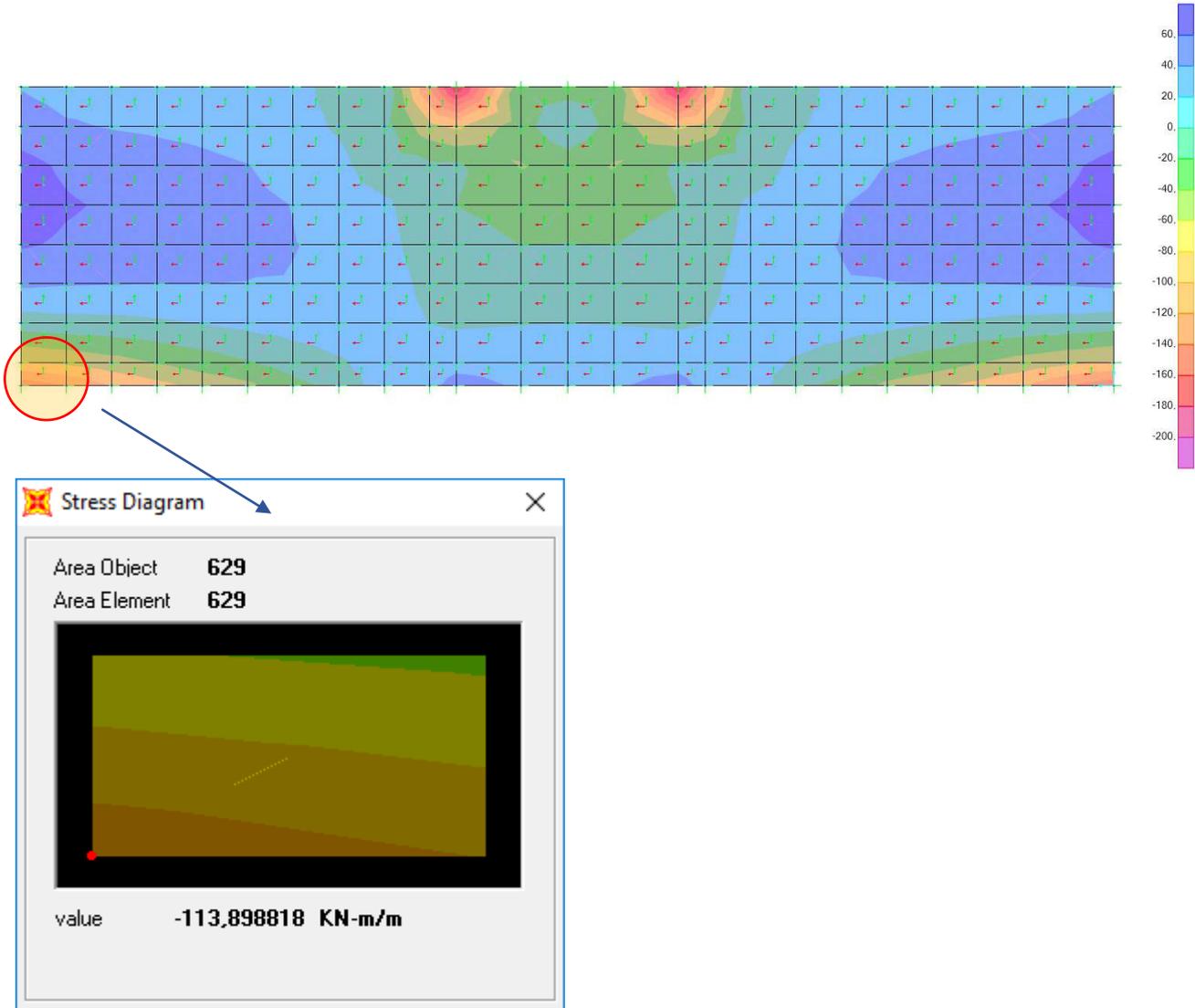
$$\sigma_c = 2,00 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 115,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Frequente:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -113,89$ 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	22,62	6,8
			2	22,62	43,2

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 -113,89 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		C28/35	
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}	14,93 N/mm²
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	11 N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

σ_c : -3,697 N/mm²
 σ_s : 131,1 N/mm²

ϵ_s : 0,6553 ‰
d: 43,2 cm
x: 12,84 x/d: 0,2973
 δ : 0,8117

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

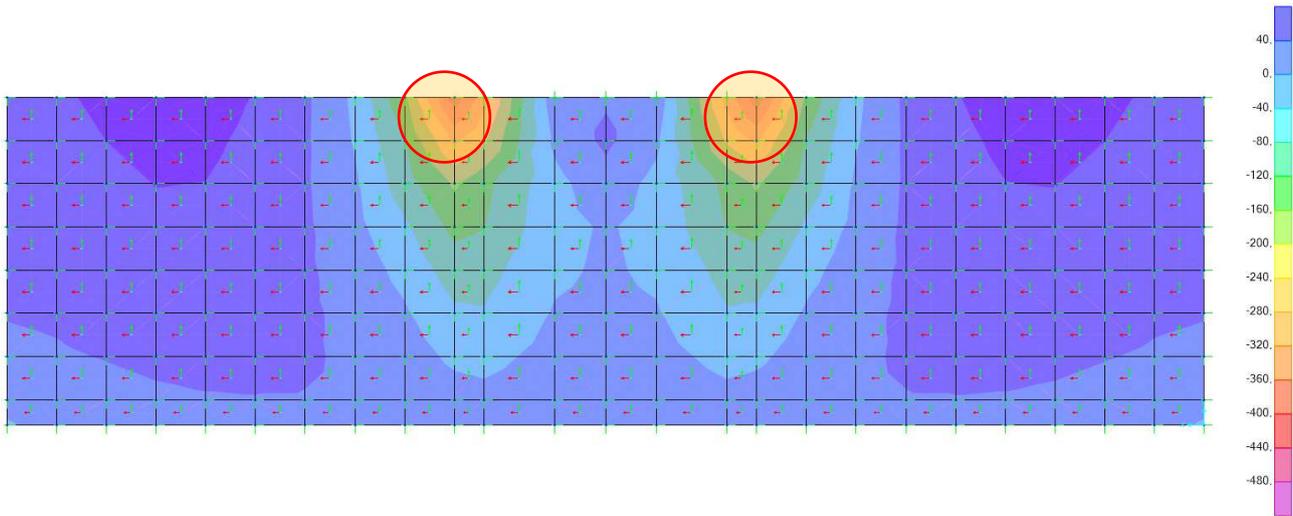
$$\sigma_c = 3,69 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 131,10 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – DIREZIONE LONGITUDINALE

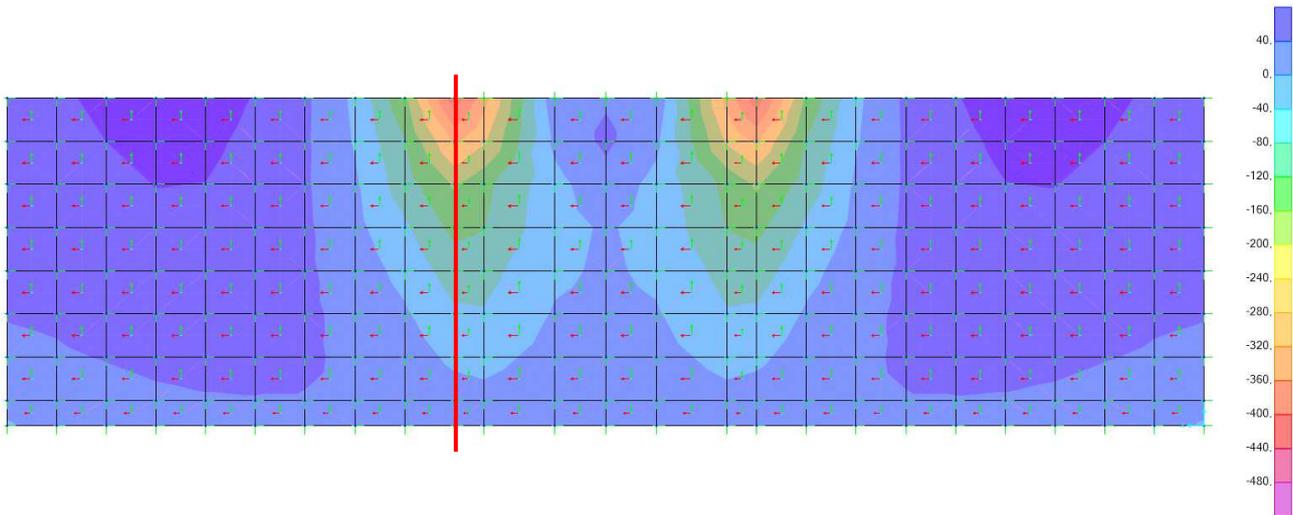
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:

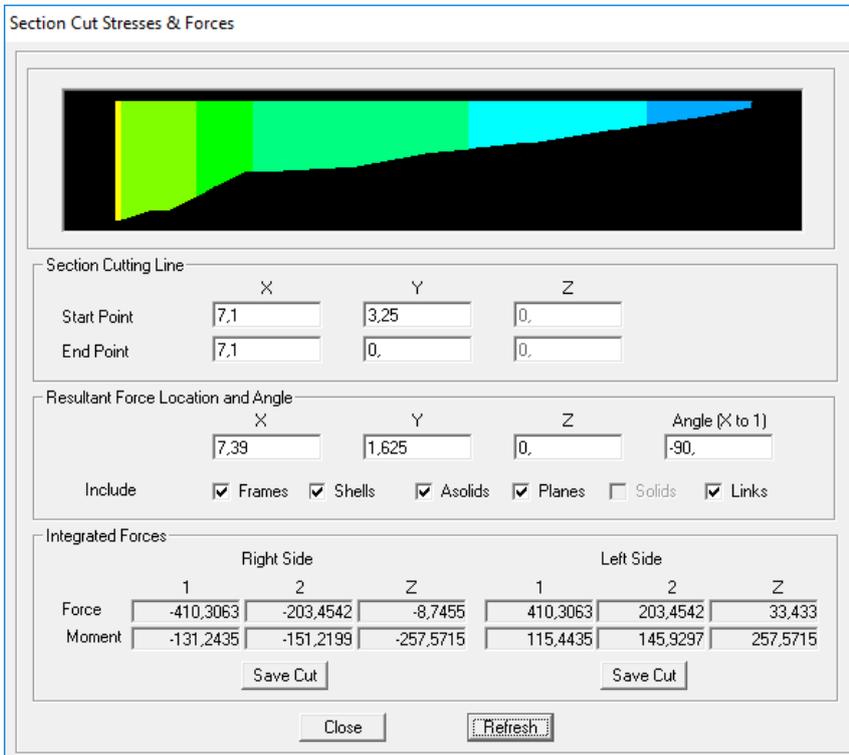


E' possibile notare come esista una punta di tensione in corrispondenza del punto singolare di contatto tra la fondazione del muro e la zattera di fondazione della canna del tombino scatolare (punti evidenziati nell'immagine precedente).

Tali punte di tensione sono tipiche della modellazione mediante elementi finiti quadrangolari e, nello specifico, dei punti di spigolo. Tali punte di tenzone, non essendo dovute alla presenza di carichi concentrati, non risultano rappresentative del reale stato di sforzo della sezione.

Si procede pertanto alla definizione del momento flettente totale longitudinale sulla zattera di fondazione del muro in corrispondenza del suo spiccato rispetto alla parete verticale della canna del tombino scatolare (section cut):





Il valore mediato del momento flettente sull'intera sezione di spiccato della zattera in direzione longitudinale (325 x 50 cm) risulta pari a $M_{sd} = -151,21 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	325	50	1	30,16	4,8
			2	30,16	45,2

Sollecitazioni

S.L.U. | Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	-151,21	kNm
M _{yEd}	0	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 | C28/35

ϵ_{su}	67,5	%	ϵ_{c2}	2	%
f_{yd}	391,3	N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5	
E_s	200.000	N/mm ²	f_{cd}	14,93	
E_s/E_c	15		f_{cc}/f_{cd}	0,8	?
ϵ_{syd}	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	11	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm ²	τ_{co}	0,6667	
			τ_{c1}	1,971	

σ_c -2,079 N/mm²
 σ_s 119,7 N/mm²

ϵ_s 0,5987 %
d 45,2 cm
x 9,338 x/d 0,2066
 δ 0,7

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

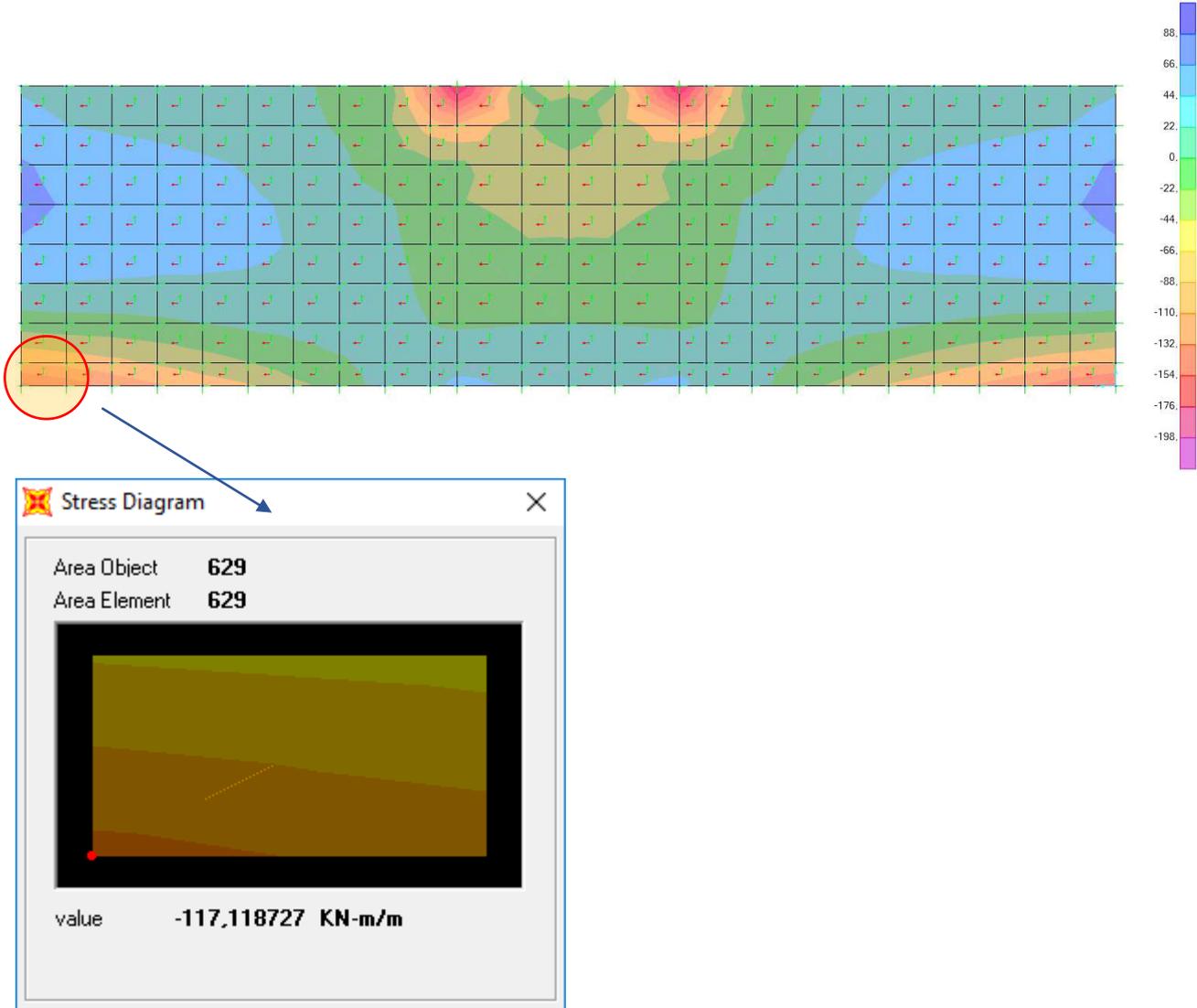
$$\sigma_c = 2,07 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 119,70 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.5 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Rara:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -117,11$ 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	22,62	6,8
			2	22,62	43,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 -117,11 kNm
 M_{yEd}: 0

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

Materiali
 B450C C28/35
 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}: 14,93 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 11 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6667
 τ_{c1}: 1,971

σ_c: -3,802 N/mm²
 σ_s: 134,8 N/mm²
 ε_s: 0,6738 ‰
 d: 43,2 cm
 x: 12,84 x/d: 0,2973
 δ: 0,8117

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

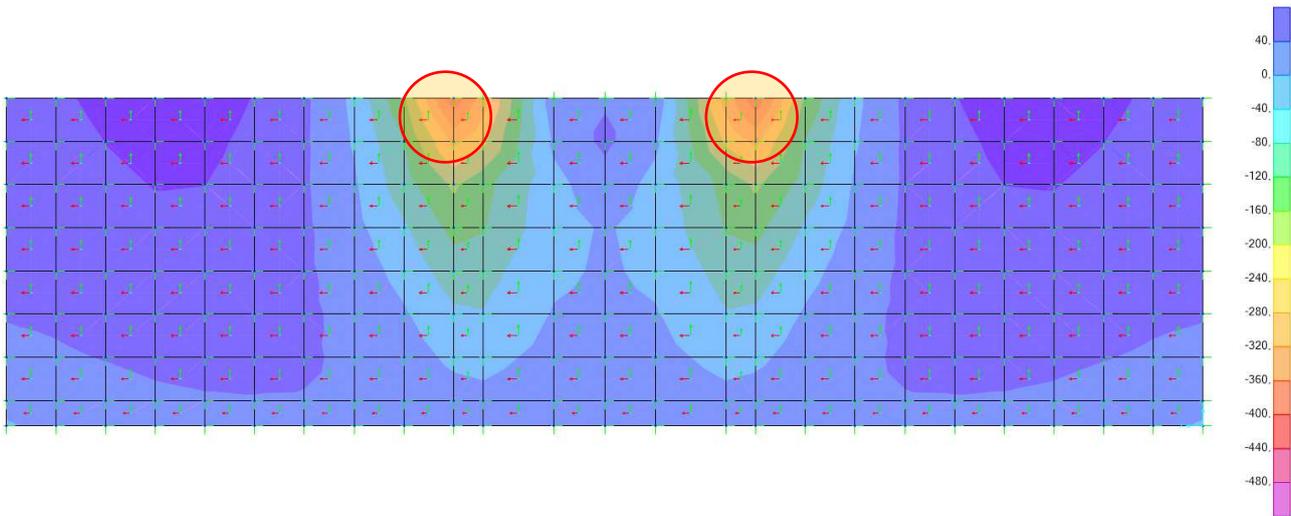
$$\sigma_c = 3,80 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 134,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.2.6 COMBINAZIONE RARA – DIREZIONE LONGITUDINALE

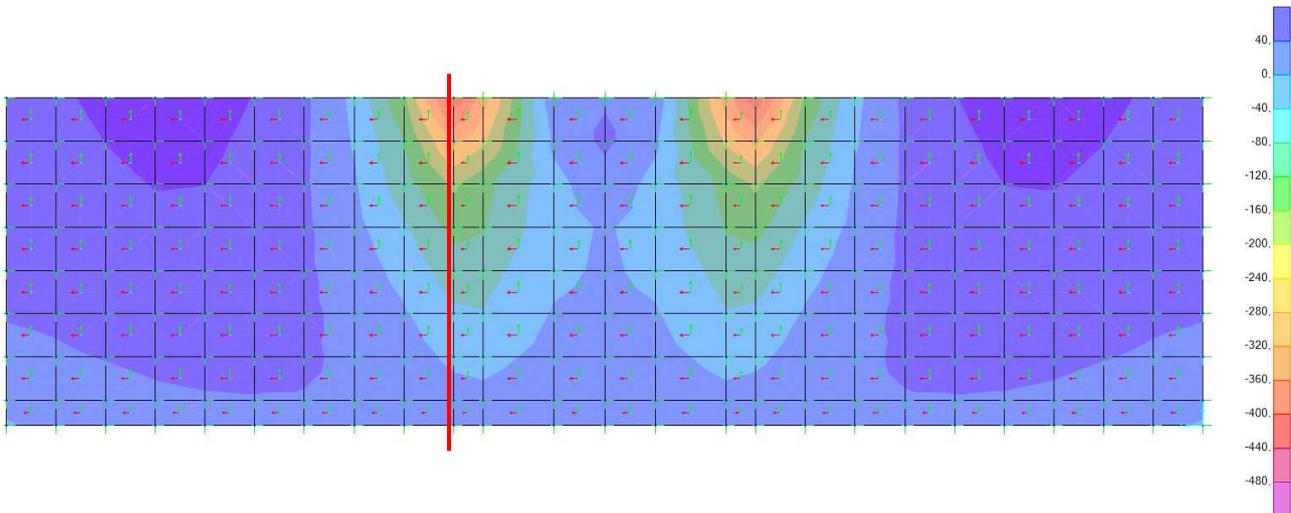
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:

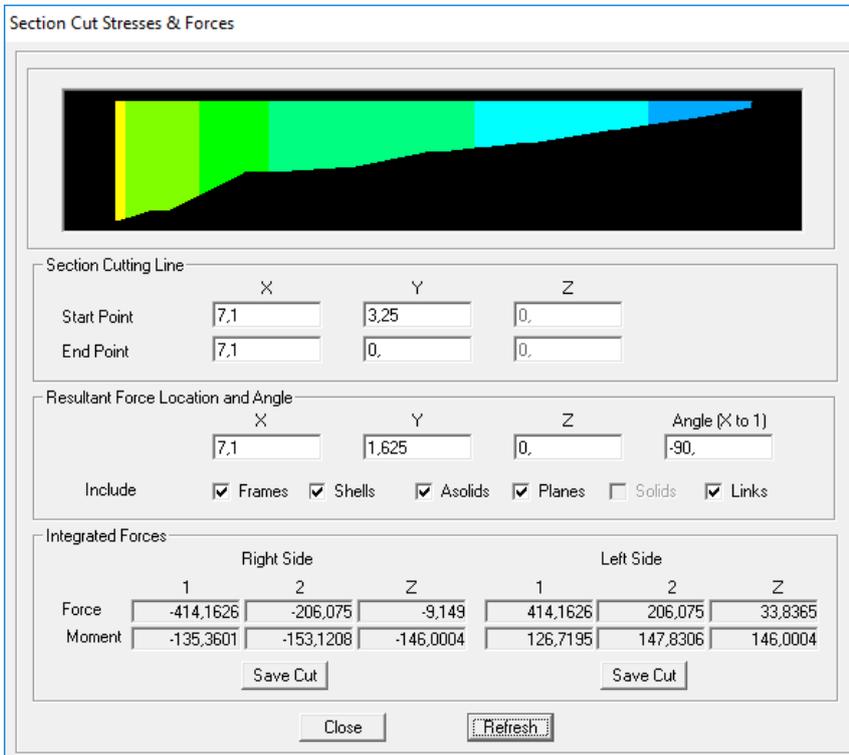


E' possibile notare come esista una punta di tensione in corrispondenza del punto singolare di contatto tra la fondazione del muro e la zattera di fondazione della canna del tombino scatolare (punti evidenziati nell'immagine precedente).

Tali punte di tensione sono tipiche della modellazione mediante elementi finiti quadrangolari e, nello specifico, dei punti di spigolo. Tali punte di tenzone, non essendo dovute alla presenza di carichi concentrati, non risultano rappresentative del reale stato di sforzo della sezione.

Si procede pertanto alla definizione del momento flettente totale longitudinale sulla zattera di fondazione del muro in corrispondenza del suo spiccato rispetto alla parete verticale della canna del tombino scatolare (section cut):





Il valore mediato del momento flettente sull'intera sezione di spiccato della zattera in direzione longitudinale (325 x 50 cm) risulta pari a $M_{sd} = -153,12 \text{ kNm}$.

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

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

Titolo: _____

N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	325	50	1	30,16	4,8
			2	30,16	45,2

Sollecitazioni

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	-153,12	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali

B450C	C28/35
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} 14,93
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

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,10 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 13,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 121,20 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

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:		$\sigma_{s,max}$	119,90 [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:		$\sigma_{s,max}$	131,10 [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}	32,00 [mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:		s_{max}	300,00 [mm]

VERIFICA POSITIVA

14.3.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE – DIREZIONE LONGITUDINALE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista 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. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

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:	$\sigma_{s,max}$	115,20	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[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

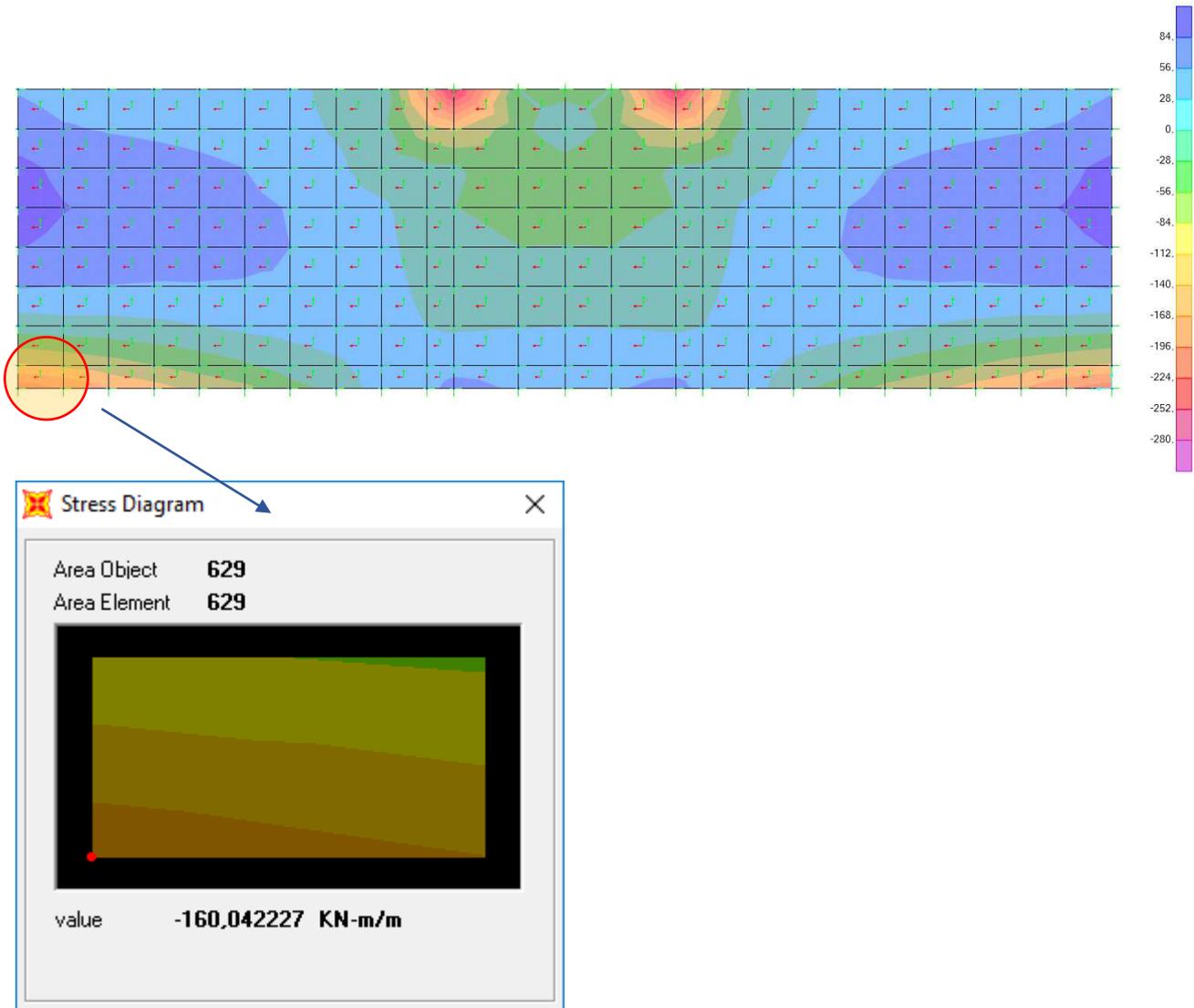
COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:		apertura fessure	
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	119,70	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	16	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	200,00	[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

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -160,04$ 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	22,62	6,8
			2	22,62	43,2

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: -160,04 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

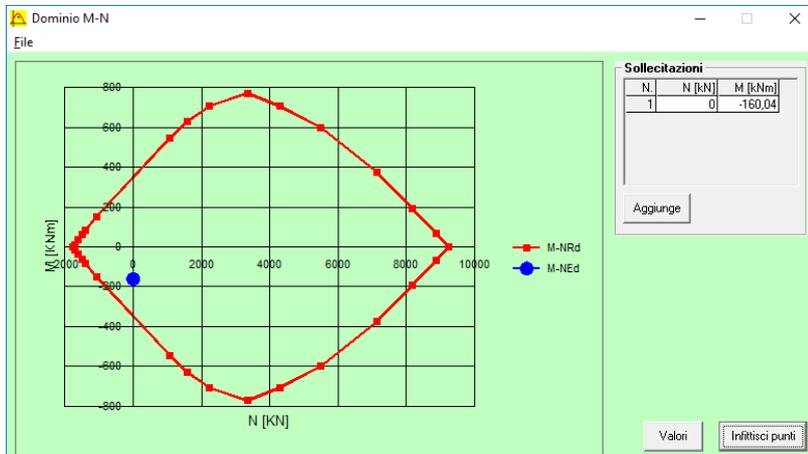
Materiali:
B450C: ϵ_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
C28/35: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5‰, f_{cd} 14,93, f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 11, τ_{co} 0,6667, τ_{c1} 1,971

Calcolo:
 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
 Precompresso

Calcoli:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd}: -355 kNm
 σ_c : -14,93 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5‰
 ϵ_s : 18,16‰
 d: 43,2 cm
 x : 6,98 x/d : 0,1616
 δ : 0,7

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -355,00$ kNm > $M_{Sd} = -160,04$ kNm

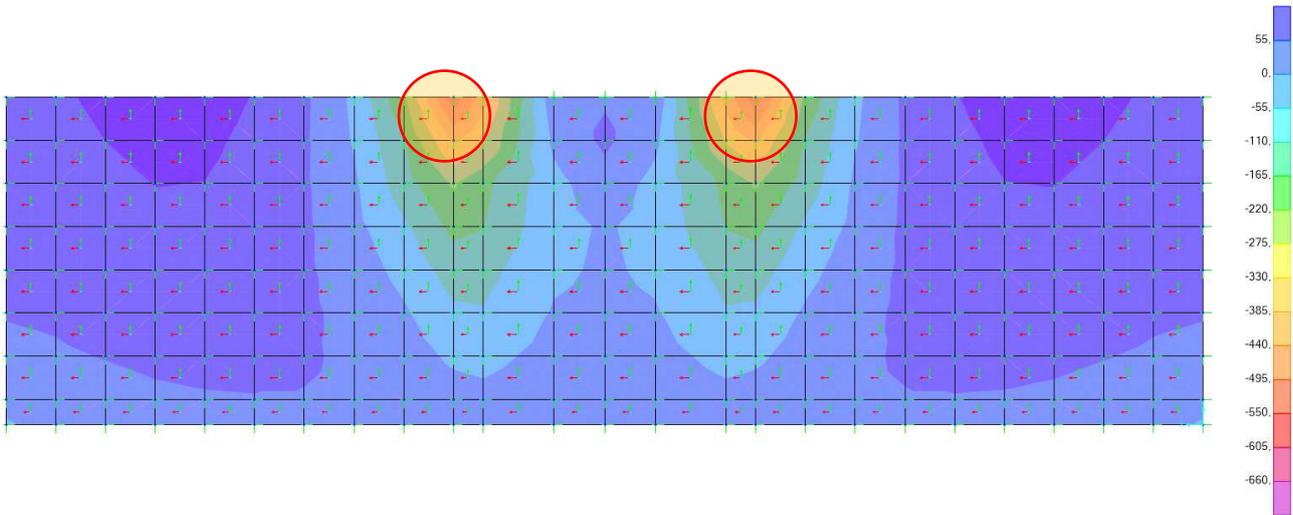
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE – DIREZIONE ORIZZONTALE

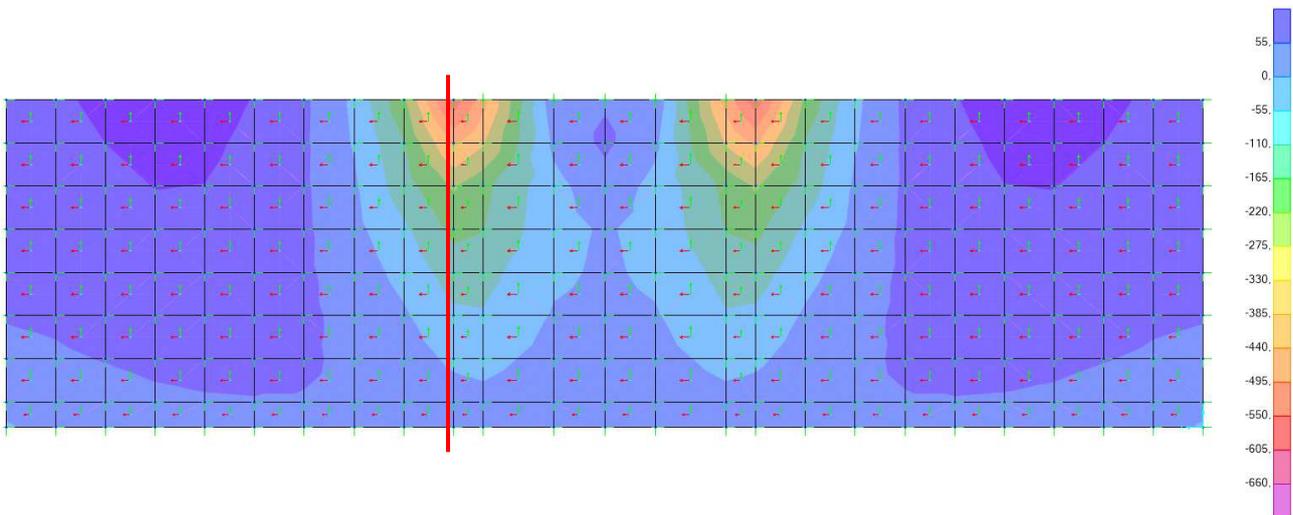
Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del momento flettente longitudinale per la combinazione allo Stato Limite di Esercizio – Quasi Permanente:

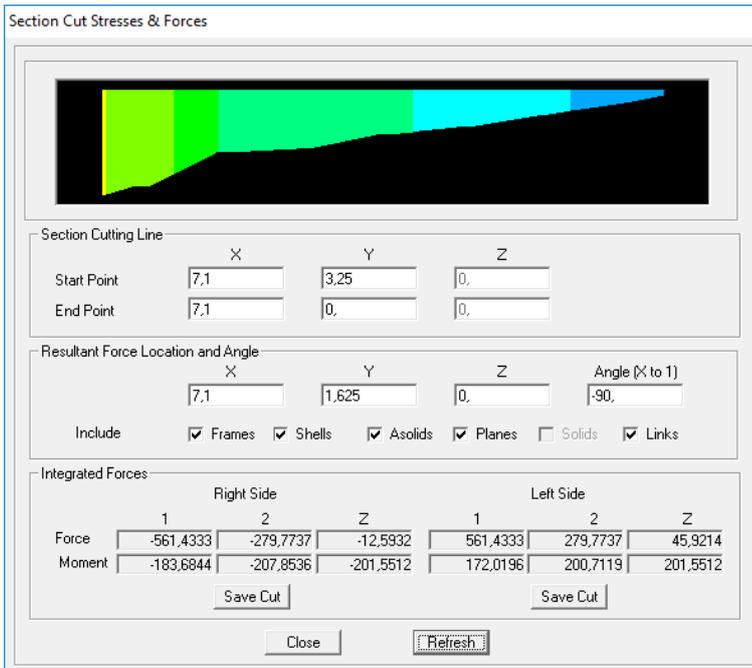


E' possibile notare come esista una punta di tensione in corrispondenza del punto singolare di contatto tra la fondazione del muro e la zattera di fondazione della canna del tombino scatolare (punti evidenziati nell'immagine precedente).

Tali punte di tensione sono tipiche della modellazione mediante elementi finiti quadrangolari e, nello specifico, dei punti di spigolo. Tali punte di tenzone, non essendo dovute alla presenza di carichi concentrati, non risultano rappresentative del reale stato di sforzo della sezione.

Si procede pertanto alla definizione del momento flettente totale longitudinale sulla zattera di fondazione del muro in corrispondenza del suo spiccato rispetto alla parete verticale della canna del tombino scatolare (section cut):





Il valore mediato del momento flettente sull'intera sezione di spiccato della zattera in direzione longitudinale (325 x 50 cm) risulta pari a $M_{Sd} = -207,85$ 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	325	50	1	30,16	4,8
			2	30,16	45,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	-207,85	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C, C28/35

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}	14,93
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

M_{xRd} -526,2 kN m

σ_c -14,93 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 35,79 ‰

d 45,2 cm

x 4,026 x/d 0,08908

δ 0,7

N° rett. 100

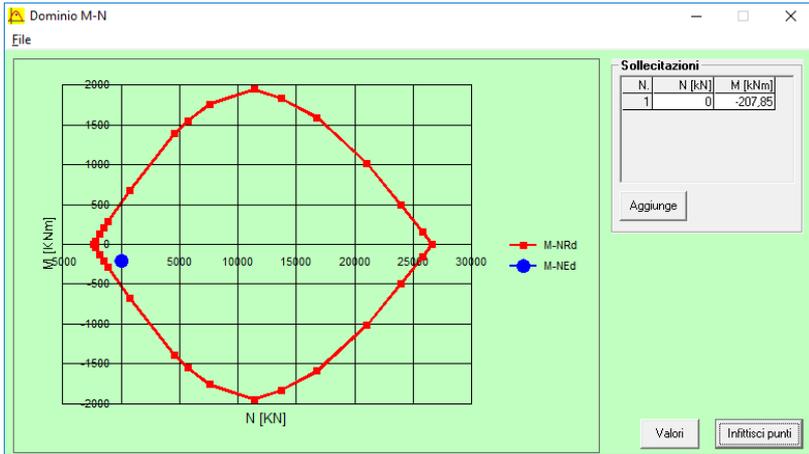
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = -526,20$ kNm > $M_{Sd} = -207,85$ kNm

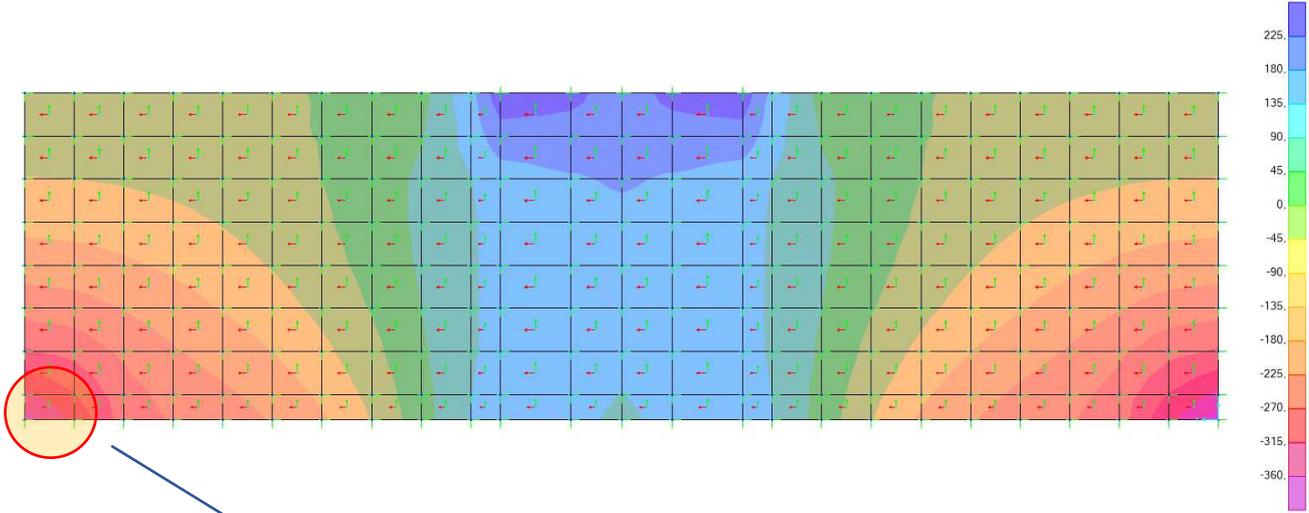
Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE TRASVERSALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio trasversale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



Stress Diagram ✕

Area Object **629**
 Area Element **629**

value **-380,858664 KN/m**

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = -380,85$ 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:		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:	$V_{S,d}$	380,85	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	39,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,23	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[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}	19,63	[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:

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

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	100,00	[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	

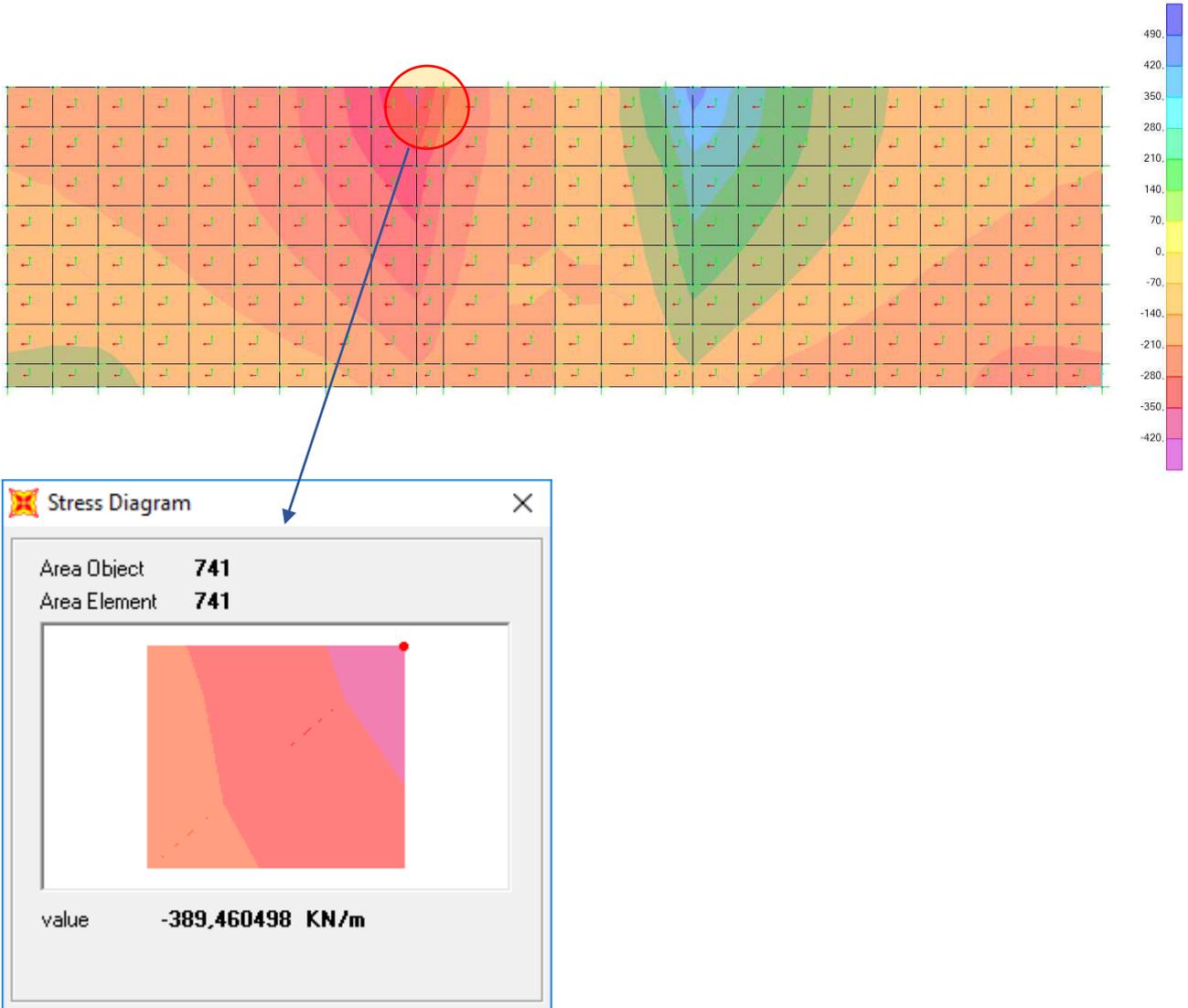
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	392,60	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.666,55	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	392,60	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,03	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

14.7 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO – DIREZIONE LONGITUDINALE

Nell'immagine successiva è riportato l'andamento del taglio longitudinale e l'individuazione dell'elemento maggiormente sollecitato per la combinazione allo Stato Limite Ultimo - STR:



A favore di sicurezza si procede con la verifica in corrispondenza del picco di tensione.
L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $M_{Sd} = -389,46$ kNm.

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:		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:	$V_{S,d}$	389,46	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	39,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,23	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	5,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	80,00	[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}	19,63	[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	100,00	[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}	392,60	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	1.666,55	[kN]

AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	392,60	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_S = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,01	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA

15 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
