



REALIZZAZIONE SCUOLA PRIMARIA CON 15 CLASSI

AGOSTO
2020

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: Arch. Anna Casalone

PROGETTISTI

SETTANTA7 STUDIO ASSOCIATO

Arch. D. Rangone

Arch. E. Rionda

CURCIO E REMONDA STUDIO ASSOCIATO

Ing. A. Remonda



Arch. Laura Lova



PROGETTO DEFINITIVO
SVILUPPATO A LIVELLO ESECUTIVO

REV_02

RELAZIONE DI CALCOLO

**INDICE**

1.	PREMESSA	8
2.	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN PROGETTO	9
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	10
4.	LIVELLI PRESTAZIONALI	11
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	11
5.	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	11
5.1	UNITÀ GEOTECNICHE	11
5.2	FALDA	13
5.3	CATEGORIA SOTTOSUOLO	13
5.4	MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	14
6.	MATERIALI PER USO STRUTTURALE	16
7.	COMPORAMENTO REOLOGICO DEL CALCESTRUZZO	27
7.1	DEFORMAZIONE DI RITIRO	27
7.2	DEFORMAZIONE PER VISCOSITÀ	28
8.	ANALISI DEI CARICHI	30
8.1	AZIONE DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)	32
8.2	AZIONE DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)	33
8.3	AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI (§3.5.5 NTC 2018)	34
9.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	34
10.	PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO	35
11.	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	38
11.1	ELEMENTI PRIMARI/SECONDARI	38
11.2	FATTORE DI COMPORTAMENTO	52
12.	METODO DI ANALISI	53
13.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	57
14.	VERIFICHE SLE	57
14.1	DEFORMAZIONI	57
14.2	FESSURAZIONI	58
14.3	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	58



15.	RISULTATI ANALISI SISMICHE	59
16.	EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	71
17.	RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	73
18.	DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI	74
19.	VERIFICHE DI RIGIDEZZA - VERIFICA SPOSTAMENTI	77
20.	IMPIANTI	79
20.1	VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO	79
20.2	VERIFICHE DI STABILITÀ	80
20.3	IMPIANTI	80
20.4	CONTROSOFFITTO	82
21.	VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI	83
21.1	TAMPONATURE	83
21.2	VERIFICA TRAMEZZA IN CARTONGESSO	87
21.3	VERIFICA STRUTTURA PORTA TAMPONATURA	95
22.	VERIFICA FONDAZIONI	122
22.1	VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø18/20	124
22.2	VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	128
22.3	VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	136
22.4	VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	150
22.5	VERIFICHE A PUNZONAMENTO	161
22.6	AZIONI SUI PALI	171
22.7	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D60 L=650 cm	173
22.8	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D60 L=1000 cm	174
22.9	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D80 l=650 cm	175
23.	VERIFICA SOLAIO PRIMO PIANO	177
23.1	VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5	179
23.2	VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	183
23.3	VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	191
23.4	VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	195



23.5	VERIFICA PUNZONAMENTO	201
24.	VERIFICA SOLAIO SECONDO PIANO	207
24.1	VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5	209
24.2	VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	213
24.3	VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	220
24.4	VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	223
24.5	VERIFICA ZONA 5 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	228
24.6	VERIFICA PUNZONAMENTO	230
25.	VERIFICA SOLAIO COPERTURA	236
25.1	VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5	238
25.2	VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	241
25.3	VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	247
25.4	VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	251
25.5	VERIFICA ZONA 5 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	256
25.6	VERIFICA PUNZONAMENTO	258
26.	VERIFICA APPOGGIO SBALZO	264
26.1	Verifica flessione	264
26.2	Verifica taglio	265
26.3	Verifica pioli	266
27.	VERIFICHE DEFORMABILITÀ SOLETTE	268
27.1	VERIFICA DEFORMABILITÀ SBALZO	269
28.	VERIFICA TRAVE IN C.A. 40 X 136	272
28.1	Verifica mezzeria	274
28.2	Momento di estremità	279
28.3	VERIFICA TAGLIO	284
29.	VERIFICHE PILASTRI IN C.A.	286
30.	VERIFICHE SETTI C.A.	302
30.1	VERIFICA MEZZERIA TRAVE COLLEGAMENTO	313
30.2	VERIFICA APPOGGIO TRAVE COLLEGAMENTO	315



30.3	VERIFICA TAGLIO TRAVE COLLEGAMENTO	318
30.4	STATI LIMITE D'ESERCIZIO SETTI C.A.	319
31.	VERIFICA ELEMENTI ACCIAIO	322
31.1	VERIFICA STRUTTURA FACCIATA	322
31.2	VERIFICA COLLEGAMENTI STRUTTURA FACCIATA	330
31.3	VERIFICA STRUTTURA SBALZO	353
31.4	VERIFICA COLLEGAMENTI STRUTTURA SBALZO	361
32.	VERIFICA LOCALE TECNICO	383
32.1	COLLEGAMENTI PANNELLI XLAM	403
33.	VERIFICA SCALA	406
34.	VERIFICA PARAPETTO	409
34.1	Descrizione generale del modello numerico	410
34.2	Combinazioni e/o percorsi di carico	411
34.3	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	411
34.4	MODELLAZIONE DELLE SEZIONI	412
34.5	MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE	412
34.6	MODELLAZIONE DELLE AZIONI	413
34.7	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	413
34.8	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	413
34.9	RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE	414
34.10	VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO	415



1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le strutture previste per la realizzazione del nuovo polo delle scuole primarie nel comune di Gassino Torinese (TO).

L'area di intervento è ubicata presso il vecchio campo sportivo di Regione Fiore in vicinanza del Canale Cime-
na.



FOTOGRAFIA SATELLITARE DELLA ZONA DI INTERVENTO

Il complesso risulta suddiviso in tre corpi di fabbrica (Blocco 1, Blocco 2, Blocco Palestra) separati da due giunti sismici.

Il blocco 1 e 2 sono realizzati in calcestruzzo gettato in opera e acciaio, mentre il blocco palestra è a struttura prefabbricata.

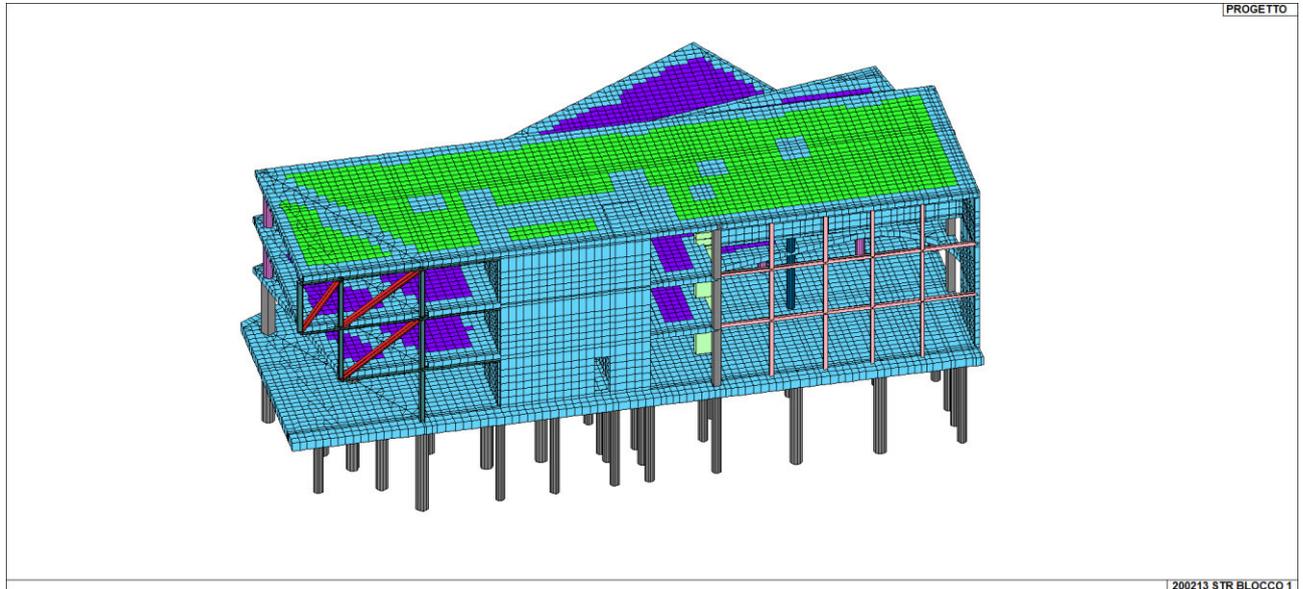


VISTA IN PIANTA

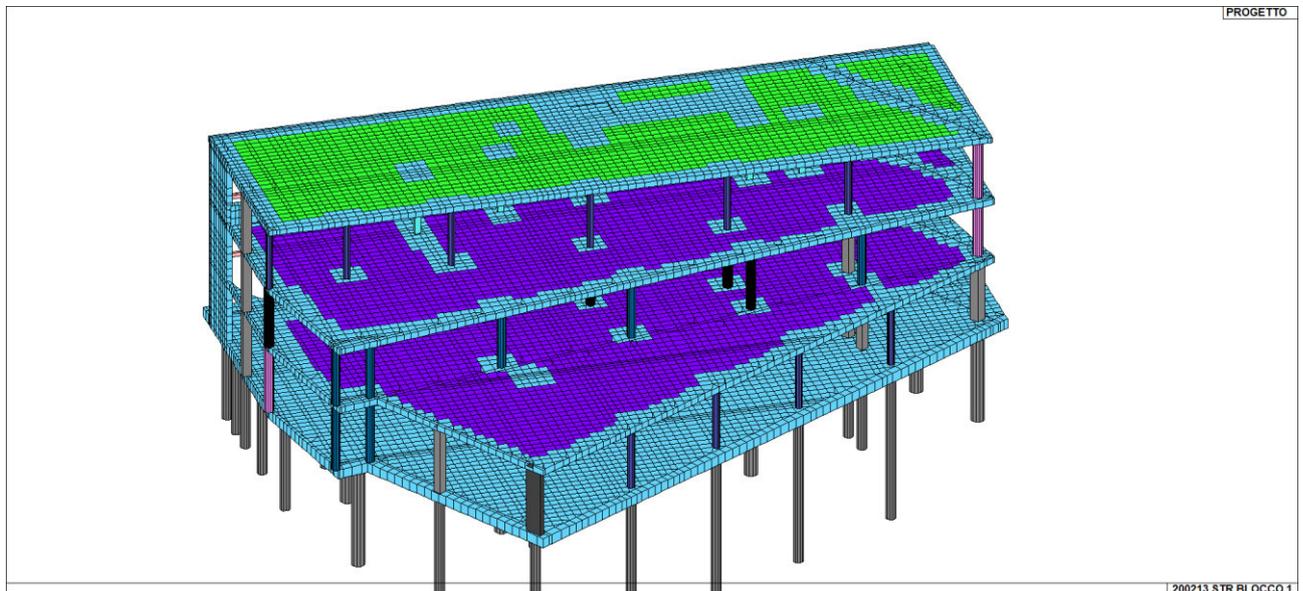


2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN PROGETTO

La presente relazione di calcolo è relativa alle strutture del Blocco 1.



VISTA 3D MODELLO STRUTTURALE



VISTA 3D MODELLO STRUTTURALE



La struttura, in cemento armato ordinario e acciaio, è così composta:

- Pali di fondazione D600 di lunghezza 650 cm e 1000 cm e D800 di lunghezza 650 cm;
- Platea di fondazione piena sp. 60 cm;
- Colonne in c.a. rettangolari 110x30cm, 100x40cm, 60x60cm, 50x50cm, 40x40cm, 35x35cm e colonne circolari di diametro 60cm, 50cm, 40cm;
- Colonne e travi in acciaio posizionate in corrispondenza dell'ingresso costituite da profili HEB 220;
- Struttura reticolare in acciaio realizzata con profili HEB 300 a sostegno dello sbalzo;
- Setti sp. 30 cm;
- Solaio p1 e p2 realizzato con soletta alleggerita sp. 36 cm;
- Solaio copertura realizzato con soletta alleggerita sp. 34 cm.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le principali norme assunte come riferimento per la progettazione strutturale sono:

- D.M. 17 gennaio 2018 Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.

Altri riferimenti normativi utilizzati sono:

- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-4:2018 Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo - Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.



4. LIVELLI PRESTAZIONALI

La verifica è stata fatta su tutti gli elementi strutturali utilizzando le normative vigenti. Per la definizione dei materiali, dei carichi agenti, per la tipologia di analisi e per i criteri di verifica si è fatto riferimento principalmente al D.M. 17 gennaio 2018 e alla Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP. Nei punti poco esaustivi o mancanti si è fatto riferimento agli eurocodici.

4.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Si è fatto riferimento ai capitoli §2.4.1 e §2.4.2.

- BLOCCO 1: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso III (Costruzione con affollamenti significativi);
- BLOCCO 2: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso III (Costruzione con affollamenti significativi);
- BLOCCO PALESTRA: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso IV (Costruzione con funzione di gestione della protezione civile in caso di calamità).

5. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

5.1 UNITÀ GEOTECNICHE

Si rimanda alla Relazione Geologica allegata al progetto per le metodologie di definizione dei parametri geotecnici di seguito riportati.

Sono state svolte le seguenti indagini al fine di caratterizzare il sottosuolo:

- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo, spinto alla profondità di 10 m dal piano campagna;
- n° 4 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro super pesante (D.P.S.H.), spinto fino a rifiuto della penetrazione o alla profondità massima di 10,20 m dalla quota di piano campagna;
- n° 4 pozzetti geognostici superficiali;
- n° 1 indagine geofisica di tipo MASW.

Le proprietà del terreno emerse dalle indagini geologiche sono riportate nelle seguenti tabelle:

- Sondaggio S1

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	γ [t/m ³]	ϕ [°]	ϕ_{cv} [°]	c' [kPa]
TERRENO COLTIVO	0,0÷0,50	1,85	24	22	0
DEPOSITI-LIMOSO ARGILLOSI	0,50÷5,50	1,9	26	23	0
DEPOSITI SABBIOSO-LIMOSI	5,50÷5,85	1,9	27	24	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	5,85÷6,80	1,95	42	36	0



DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	6,8÷10	1,95	39	34	0
--------------------------------	--------	------	----	----	---

- Prova penetrometrica dinamica DPSH1

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	γ [t/m ³]	ϕ [°]	ϕ_{cv} [°]	c' [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷3,30	1,9	22	20	0
DEPOSITI GHIAIOSO-SABBIOSI	3,30÷4,80	1,95	30	26	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	4,80÷5,70	1,95	42	36	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH2

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	γ [t/m ³]	ϕ [°]	ϕ_{cv} [°]	c' [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷4,20	1,9	23	21	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	4,20÷5,40	1,95	42	36	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH3

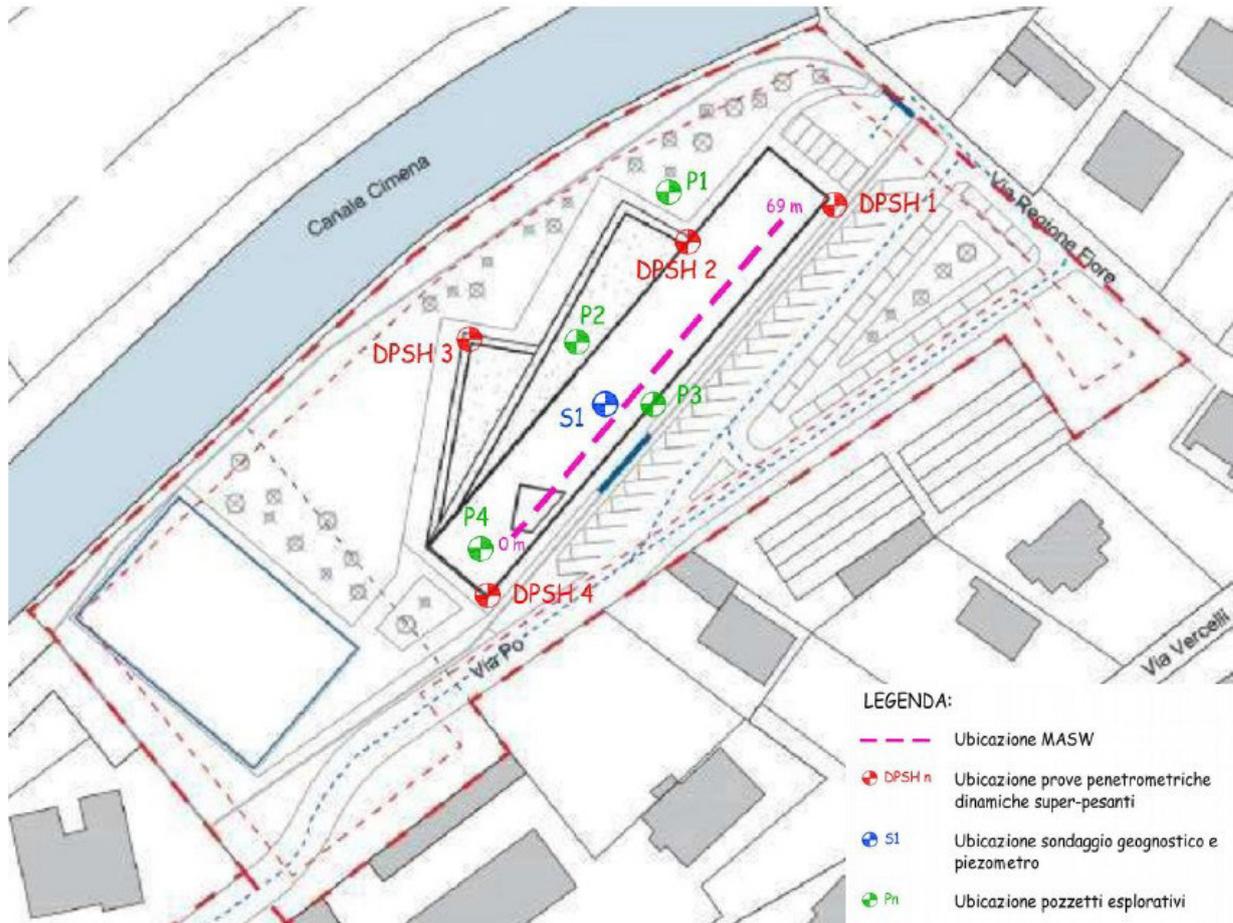
UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	γ [t/m ³]	ϕ [°]	ϕ_{cv} [°]	c' [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷6,00	1,9	22	20	0
DEPOSITI GHIAIOSO-SABBIOSI	6,00÷7,20	1,95	29	26	0
DEPOSITI SABBIOSI	7,20÷9,60	1,9	24	22	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	9,60÷10,20	1,95	41	35	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH4

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	γ [t/m ³]	ϕ [°]	ϕ_{cv} [°]	c' [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷5,70	1,9	23	21	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	5,70÷6,60	1,95	42	36	0



Si riportano i punti di indagine:



5.2 FALDA

Dalle indagini effettuate è emerso che la falda si trova ad una profondità di circa 10 m dal piano campagna. Nei periodi di elevata piovosità tale livello può subire escursioni di 1÷2 m.

5.3 CATEGORIA SOTTOSUOLO

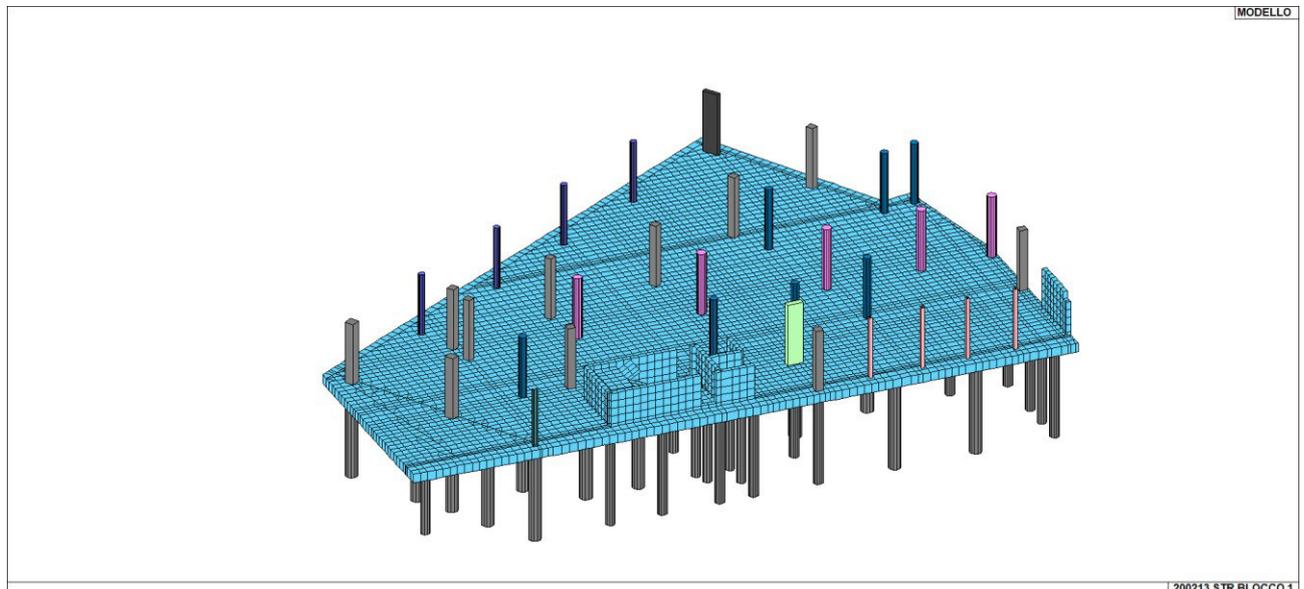
Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale va valutata secondo specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel §7.11.3. In alternativa, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio. Dalla prova MASW effettuata è stata ricavata una $V_{s30} = 516$ m/s. Pertanto è possibile classificare il suolo come **CATEGORIA B.**



Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

5.4 MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Data la presenza di terreni aventi scarse caratteristiche meccaniche fino ad una profondità variabile dai 4 ai 10 m, si è deciso di utilizzare delle fondazioni su pali. I pali sono collegati tra di loro da una platea da 60 cm la quale non dà nessun contributo di portanza.

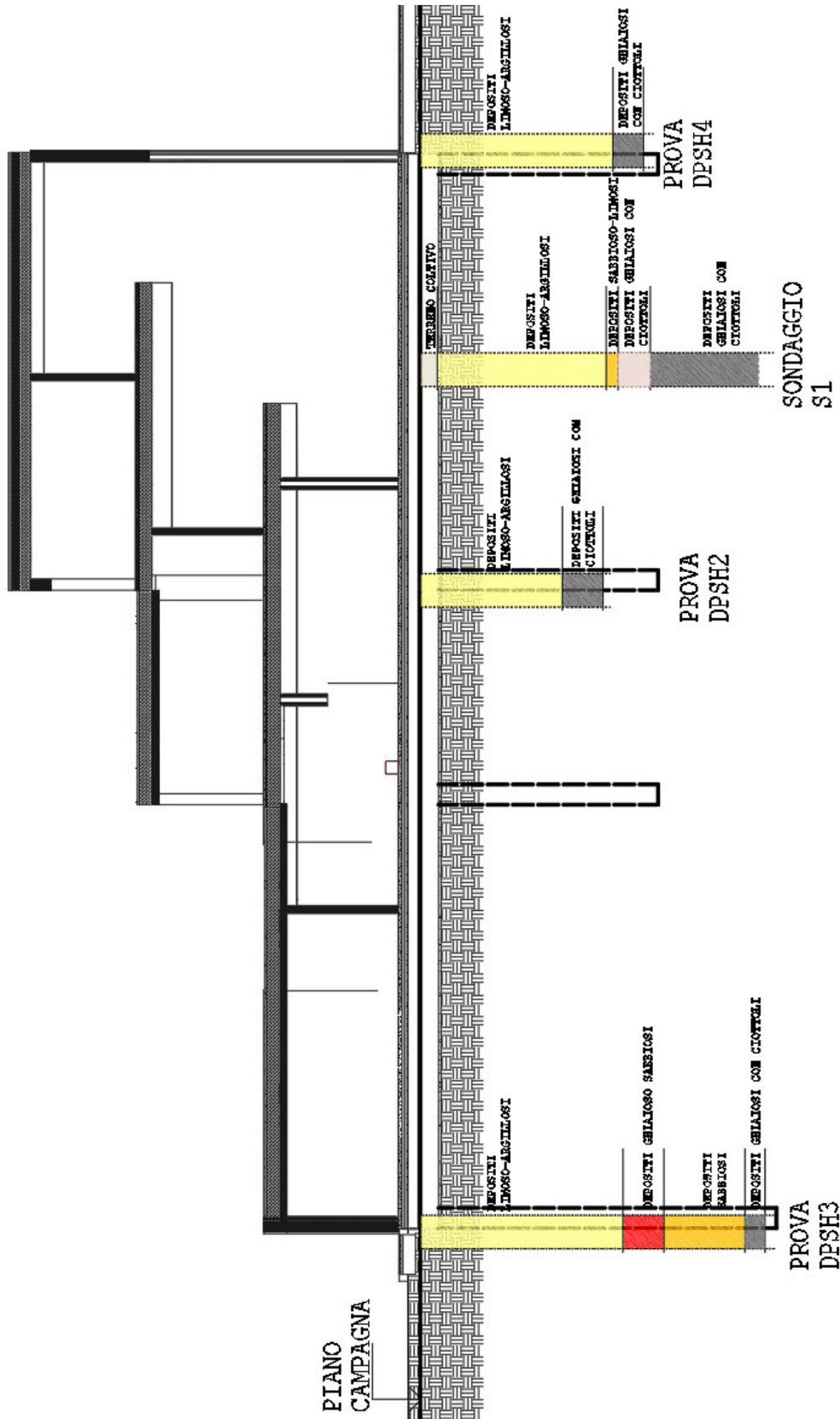


I pali hanno un diametro di 60 e 80 cm e una lunghezza di 650 cm e 1000 cm.

Nella modellazione si sono valutati i cedimenti del sistema fondale in modo da ricavare le costanti di sottofondo dei pali. A favore di sicurezza si è considerata solamente la portata di punta del palo. La costante di sottofondo adottata in punta dei pali è di circa 5,6 kN/mm³.



Il piano di posa delle fondazioni si trova a circa 54 cm al di sotto del piano campagna dell'area nella quale sono stati effettuati i sondaggi. Si riporta la distribuzione dei sondaggi su una sezione trasversale dell'edificio.





6. MATERIALI PER USO STRUTTURALE

I materiali utilizzati sono di seguito riportati;

- CALCESTRUZZO C32/40 (§4.1 NTC 2018)

Classi di resistenza dei calcestruzzi normali (UNI EN 1992-1-1:2005)																
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C30/37	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} (Mpa)	12	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$R_{ck,cube}$ (Mpa)	15	20	25	30	35	37	40	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (Mpa)	20	24	28	33	36	38	40	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (Mpa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.8	2.9	3.0	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.005}$ (Mpa)	1.1	1.3	1.5	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.0	3.2	3.4	3.5
$f_{ctk,0.05}$ (Mpa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.6	3.8	3.9	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
E_{cm} (Gpa)	27	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
n	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1.75	1.59	1.44	1.40	1.40
ϵ_{cu1} (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.2	3.0	2.8	2.8	2.8
ϵ_{cu2} (‰)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
ϵ_{cu2} (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
ϵ_{cu3} (‰)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.8	1.9	2.0	2.2	2.3
ϵ_{cu3} (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
γ_c	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

- $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 40}{1.5} = 22,67 \text{ MPa}$

- Dimensione massima dell'aggregato fondazione $D_{max} = 22\text{mm}$

- Dimensione massima dell'aggregato elevazione $D_{max} = 16\text{mm}$

Per il calcolo del copriferro si è fatto riferimento alla tabella C4.1.IV

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

A tali valori si è aggiunta la tolleranza di posa pari a 10 mm.

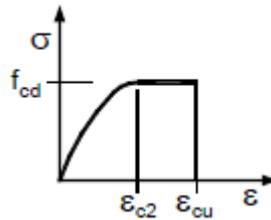
Si ottiene

- Classe di esposizione XC1 (Solette elevazione e setti) - Copriferro 30mm
- Classe di esposizione XC1 (Pilastrati e travi) - Copriferro 35mm
- Classe di esposizione XC2 (Platea Fondazione) - Copriferro 40mm
- Classe di esposizione XC2 (Pali fondazione) - Copriferro 50mm

La classe di consistenza prescritta è pari a S4.



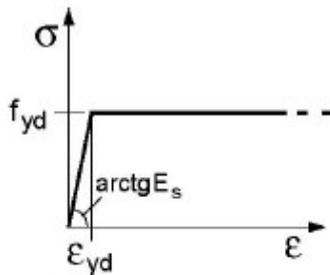
Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato utilizzato il diagramma parabola-rettangolo.



- ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO:

- B450C: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391,3 \text{ MPa}$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato il diagramma elastico-perfettamente plastico indefinito.



- ACCIAIO DA CARPENTERIA:

- S355: $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{355}{1.05} = 338,1 \text{ MPa}$

- LEGNO (§4.4 NTC 2018)

Il valore di progetto X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

I valori del coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale γ_M sono riportati nella seguente tabella, in cui si considera la colonna B in quanto si assume che gli elementi devono essere soggetti a controllo continuo del materiale:



Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
urioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00

I valori del coefficiente correttivo k_{mod} si ricavano dalla tabella di seguito riportata, prevedendo la classe di servizio 2 per tutte le strutture in progetto:

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Di seguito si riportano le caratteristiche dei pannelli XLAM utilizzati nel modello. Si precisa che i pannelli di sp. 100mm sono stati utilizzati per le pareti del locale tecnico, mentre i pannelli di sp. 160mm sono stati utilizzati per il solaio.



BINDERHOLZ X-LAM BBS | DATI TECNICI

	BBS 125	BBS XL
Struttura	composto da strati incrociati di lamelle incollate 3-, 5-, 7-strati	composto da strati incrociati di lamelle incollate 3-, 5-strati
Formato	pannello modulare	pannello grande
Larghezza lunghezza	1,25 m fino a 20 m	massima a 3,50 m fino a 22 m
Spessori	60 - 340 mm	60 - 200 mm
Umidità del legno	12 % +/- 2 % alla consegna	
Densità	470 kg/m ³ (abete con 12 % di umidità)	
Lamelle	spessore 20, 30, 35 o 40 mm legno di conifera, essiccazione tecnica, selezionato in base alla qualità	
Qualità dello strato esterno	classificazione secondo DIN EN 13017-1	
	AB - un lato qualità a vista BC - un lato qualità industriale NH-C - non a vista	AB - un lato qualità a vista BC - un lato qualità industriale NH-C - non a vista
Strati esterni	a vista strato esterno longitudinale (DL), pannelli monostrato con una larghezza di 1,25m levigato o spazzolato Tipo di legno: abete, larice, pino cembro, antique (abete bianco evaporato con evidente spazzolatura)	strato esterno trasversale (DQ) pannelli monostrati con una larghezza di 1,25m, levigato smusso verticale sul giunto dello strato esterno, abete
	non a vista strato esterno longitudinale (DL)	strato esterno longitudinale (DL) strato esterno trasversale (DQ) fessure tra le lamelle ammesse
Giunzione a pettine	giunzione a pettine sullo spessore del pannello	lamelle giunte a pettine singolarmente strato esterno del pannello con qualità a vista AB/BC senza giunzione a pettine
Larghezza di fatturazione	0,625 1,25 m	2,40 2,60 2,75 2,95 3,20 3,50 m
Pretaglio	lavorazione CNC	
Bordi longitudinali		
Incollaggio	BBS: colla PUR priva di formaldeide conforme a EN 15425 + EN 14080:2013 pannello monostrato: MUF a EN 301; classe E1	
Variatione della forma	longitudinale: 0,010 % ogni % di variazione dell'umidità del legno trasversale: 0,025 %	
Isolamento termico	conduttività termica EN ISO 10456: λ_{10} = 0,12 W/mK capacità termica specifica c = 1600 J/kgK conduttività termica $\alpha = 1,806 \times 10^{-7}$ m ² /s valore U per dettagli costruttivi: vedi binderholz - gyproc „manuale per le costruzioni di legno massiccio“	
Isolamento acustico	alto livello dell'isolamento acustico per la costruzione massiccio certificato su richiesta binderholz - gyproc „manuale per le costruzioni di legno massiccio“	
Protezione antincendio	conforme a EN 13501: D; s2, d0 certificato per REI 30 - 90 e rapporti di classificazione su richiesta velocità matematica di consumo: 0,67 - 0,74 mm/min secondo l'utilizzo del pannello	
Resistenza alla diffusione	permeabile, barriera al vapore $\mu = 40 - 70$ (a seconda dell'umidità del legno e del numero di giunti incollati)	
Tenuta all'aria	tenuta all'aria a partire da 3 strati, certificazione su richiesta	
Classe d'utilizzo	1 o 2 secondo EN 1995-1-1	
Impregnazione	su richiesta	impregnazione classe 2 contro funghi e insetti secondo DIN 68800 CTB P+ certificate
Omologazioni	Omologazione tecnica europea ETA-06/0009 marchio CE Omologazione tedesca per l'edilizia Z-9.1-534 Avis Technique 3.3/14-784_V1	



BINDERHOLZ X-LAM BBS | PARAMETRI

Valori di sezione per strati longitudinali giunti in modo morbido secondo il procedimento Gamma.

Strati	Qualità strato esterno		Spessore (mm)	Disposizione delle lamelle (mm)							Parametri				
	BBS 125	BBS XL		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	L _{ref} (m)	A _{net} (cm ²)	W _{ref} (cm ⁴)	I _{net} (cm ⁴)	i _{net} (cm)
3	AB, BC, NH-C	DQ-AB/BC, NH-C	60	20	20	20					2	400	560	1577	1,99
											4		574	1601	2,06
											6		578	1714	2,07
	AB, BC, NH-C	DQ-AB/BC, NH-C	80	20	40	20					2	400	880	3001	2,78
											4		923	3548	2,98
											6		920	3640	3,02
	NH-C	NH-C	90	30	30	30					2	600	1225	4700	2,83
											4		1280	5530	3,04
											6		1294	5707	3,08
	NH-C	NH-C	100	35	30	35					2	700	1512	6460	3,04
											4		1592	7617	3,30
											6		1626	7881	3,36
NH-C	NH-C	120	40	40	40					2	800	2086	8091	3,53	
										4		2249	12613	3,97	
										6		2283	13277	4,07	
5	AB, BC, NH-C	DQ-AB/BC, NH-C	100	20	20	20	20	20			2	600	1273	5458	3,02
											4		1308	6270	3,23
											6		1315	6449	3,28
	AB, BC, NH-C	DQ-AB/BC, NH-C	120	20	30	20	30	20			2	600	1623	7743	3,50
											4		1680	9447	3,97
											6		1691	9851	4,05
	AB, BC, NH-C	NH-C	140	40	20	20	20	40			2	1000	2748	15078	3,88
											4		2945	19175	4,38
											6		2986	20213	4,50
	---	DQ-AB/BC, NH-C	140	20	40	20	40	20			2	600	1976	10240	4,13
											4		2057	13190	4,69
											6		2073	13837	4,82
	AB, BC, NH-C	---	150	40	20	30	20	40			2	1100	3113	18164	4,06
											4		3321	23122	4,58
											6		3374	24278	4,72
	AB, BC, NH-C	NH-C	160	40	20	40	20	40			2	1200	3506	21680	4,25
											4		3721	27580	4,79
											6		3784	29074	4,92
	AB, BC, NH-C	NH-C	180	40	30	40	30	40			2	1200	4081	25338	4,60
											4		4403	35310	5,42
											6		4474	38154	5,84
	AB, BC, NH-C	NH-C	200	40	40	40	40	40			2	1200	4617	29001	4,92
											4		5094	43666	6,03
											6		5195	46294	6,34
AB, BC, NH-C	---	220	60	30	40	30	60			2	1600	6030	42078	5,18	
										4		6984	65956	6,42	
										6		7186	73412	6,77	
AB, BC, NH-C	---	240	60	40	40	40	60			2	1600	6708	46343	5,38	
										4		7912	77453	6,96	
										6		8198	80042	7,46	
AB, BC, NH-C	---	300	80	30	80	30	80			2	2400	11037	98872	6,35	
										4		12916	158836	8,14	
										6		13368	181919	8,71	
AB, BC, NH-C	---	320	80	40	80	40	80			2	2400	11587	96078	6,36	
										4		14025	173440	8,50	
										6		14648	205206	9,28	
7	AB, BC, NH-C	---	260	60	20	40	20	40	20	60	2	2000	8396	66901	5,77
											4		9626	105298	7,28
											6		9905	118503	7,70
	AB, BC, NH-C	---	280	60	40	20	40	20	40	60	2	1600	7925	52907	5,76
											4		9026	102510	6,00
											6		10430	125185	6,85
AB, BC, NH-C	---	340	80	40	30	40	30	40	80	2	2200	11089	84044	6,18	
										4		14803	174521	8,91	
										6		15870	222383	10,05	

L_{ref} ... lunghezza di riferimento

I_{net} ... momento d'inerzia netto

qualità dello strato esterno secondo DIN EN 13017-1:

A_{net} ... area di sezione netta (solo strati longitudinali)

i_{net} ... raggio d'inerzia netto

AB ... un lato qualità a vista NH-C ... non a vista

W_{ref} ... momento di resistenza netto

BC ... un lato qualità industriale DQ ... strato esterno trasversale

Tipo di sollecitazione [N/mm ²]	ETA 06/0009 EN 338	
	BBS 125	BBS XL
Modulo di flessione E	E _{0,05mm}	12.000
Flessione regolare sul piano	f _{0,05}	18,0
Modulo di spinta	G _{0,05mm}	690,0
Modulo di spinta avvolgibile	G _{0,1mm}	50,0
Spinta da forza di taglio	f _{0,05}	1,0
Compressione in piano	t _{0,05}	21,0
Compressione normale verso il piano	f _{0,05}	2,5
Trazione in piano	f _{0,05}	9,8



Si riporta di seguito l'elenco materiali inseriti all'interno del software di calcolo:

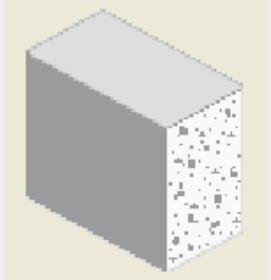
Id	Tipo / Note	V. ca- ratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
5	Calcestruzzo Classe C32/40			3.360e+05	0.20	1.400e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
13	Acciaio Fe510 - S355			2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.80e-03	1.20e-05	
	Tensione ft	5100.0							
	Resistenza fd	3550.0							
	Resistenza fd (>40)	3150.0							
	Tensione ammissibile	2400.0							
	Tensione ammissibile (>40)	2100.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
161	Calcestruzzo Classe C32/40 all H36- Calcestruzzo Classe C32/40			2.910e+05	0.20	1.212e+05	1.88e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
162	Calcestruzzo Classe C32/40 all H34- Calcestruzzo Classe C32/40			2.825e+05	0.20	1.177e+05	1.84e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
144	Legno E = 1.260e+05 XLAM Pannelli verticali ortotropi (XLAM -1- vert)			6.185e+04	0.0	6900.0	5.00e-04	1.00e-05	
	Modulo E0,05			6.185e+04					
	Lamellare : Si								
	Resistenza fc0	1.0							
	Resistenza ft0	1.0							
	Resistenza fm	1.0							
	Resistenza fv	1.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
145	Legno E = 1.260e+05 XLAM Pannelli orizzonta- li isotropi (XLAM -2- oriz)			6.185e+04	0.0	6900.0	4.70e-04	1.00e-05	
	Modulo E0,05			6.185e+04					
	Lamellare : Si								
	Resistenza fc0	1.0							
	Resistenza ft0	1.0							
	Resistenza fm	1.0							
	Resistenza fv	1.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

I materiali 161 e 162 tengono conto della presenza di elementi di alleggerimento all'interno della soletta pertanto presentano peso e modulo elastico differente rispetto al materiale 5.



Definizione proprietà materiale tipo c.a.

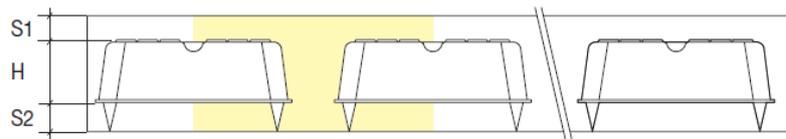
Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40
Generalità	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
Resistenze	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm ²]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm ²]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non lineari	
Proprietà	
Peso specifico	2.5000e-03 [daN/cm ³]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
Costanti elastiche	
Modulo E	336000.0 [daN/cm ²]
Poisson	0.2
Modulo G	140000.0 [daN/cm ²]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
Avanzate	



OK Annulla

DETTAGLIO MATERIALE 5

Gli elementi di alleggerimento hanno dimensione in pianta 52x52cm e altezza variabile. La spaziatura tra un cassero e l'altro permette la formazione di travetti bidirezionali.



TIPOLOGICO SOLETTA ALLEGGERITA

Si riporta il calcolo effettuato per determinare le caratteristiche delle solette H=8+20+8=36cm

H Sol.	0,36	m	U-BOOT	H	20	m ³	0,039	Travetto	L	14	incidenza m ²	2,3	interasse	66
ycl	2500	kg/m ³	Piedino (cm)	8										
Psol. Piena	900,0	kg/m ²												
Psol. Detr	224,3	kg/m ²												
Psol. All	675,8	kg/m ²	Risp. Peso	24,9%										
γAll	1877,083	kg/m ³												

SOLAIO	8	20	8	sez. rett.	b	h	Perdita J	C32/40	E [daN/cm ²]	G
J	443882,7	cm ⁴			100	36		REALE	336427,777	140178,2
or (interasse)	336274,7	cm ⁴ /m		J	388800	cm ⁴ /m	13,5%	EQUIV.	290978	121241



Definizione proprietà materiale tipo c.a.

Stringa identificativa: Calcestruzzo Classe C32/40 all H36

Generalità

Materiale esistente

Resistenze

Resistenza Rck: 400.0 [daN/cm²]
 Resistenza fctm: 30.99 [daN/cm²]

Elasto-plastico per aste non lineari

Proprietà

Peso specifico: 1.8770e-03 [daN/cm³]
 Dilatazione termica: 1.0000e-05 [1/C]
 Smorzamento: 5.0

Costanti elastiche

Modulo E: 290978.0 [daN/cm²]
 Poisson: 0.2
 Modulo G: 121241.0 [daN/cm²]

Ortotropo

Avanzate

OK Annulla

DETTAGLIO MATERIALE 161

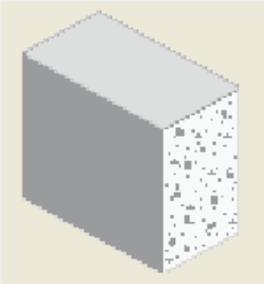
Si riporta il calcolo effettuato per determinare le caratteristiche della soletta di copertura H=7+20+7=34cm

H Sol.	0,34	m		U-BOOT	H	m ³		Travetto	L	incidenza m ²	interasse
γcl	2500	kg/m ³			20	0,039			14	2,3	66
				Piedino (cm)	7						
Psol. Piena	850,0	kg/m ²									
Psol. Detr	224,3	kg/m ²									
Psol. All	625,8	kg/m ²		Risp. Peso	26,4%						
γAll	1840,441	kg/m ³									
SOLAIO	7	20	7	sez. rett.	b	h	Perdita J	C32/40	E [daN/cm ²]	G	
J	363010,7	cm ⁴			100	34		REALE	336427,777	140178,2	
J _{inf} (interasse)	275008,1	cm ⁴ /m		J	327533	cm ⁴ /m	16,0%	EQUIV.	282476	117698	



Definizione proprietà materiale tipo c.a.

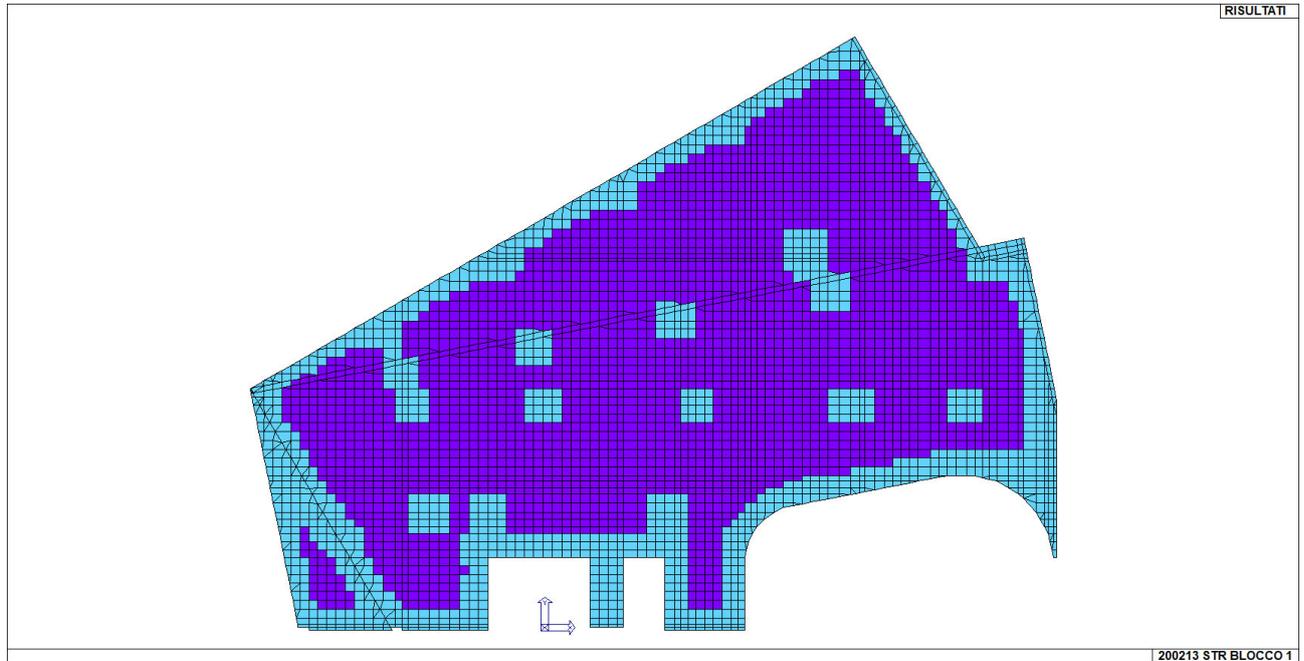
Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40 all H34
Generalità	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
Resistenze	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm ²]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm ²]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non lineari	
Proprietà	
Peso specifico	1.8400e-03 [daN/cm ³]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
Costanti elastiche	
Modulo E	282476.0 [daN/cm ²]
Poisson	0.2
Modulo G	117698.0 [daN/cm ²]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
Avanzate	



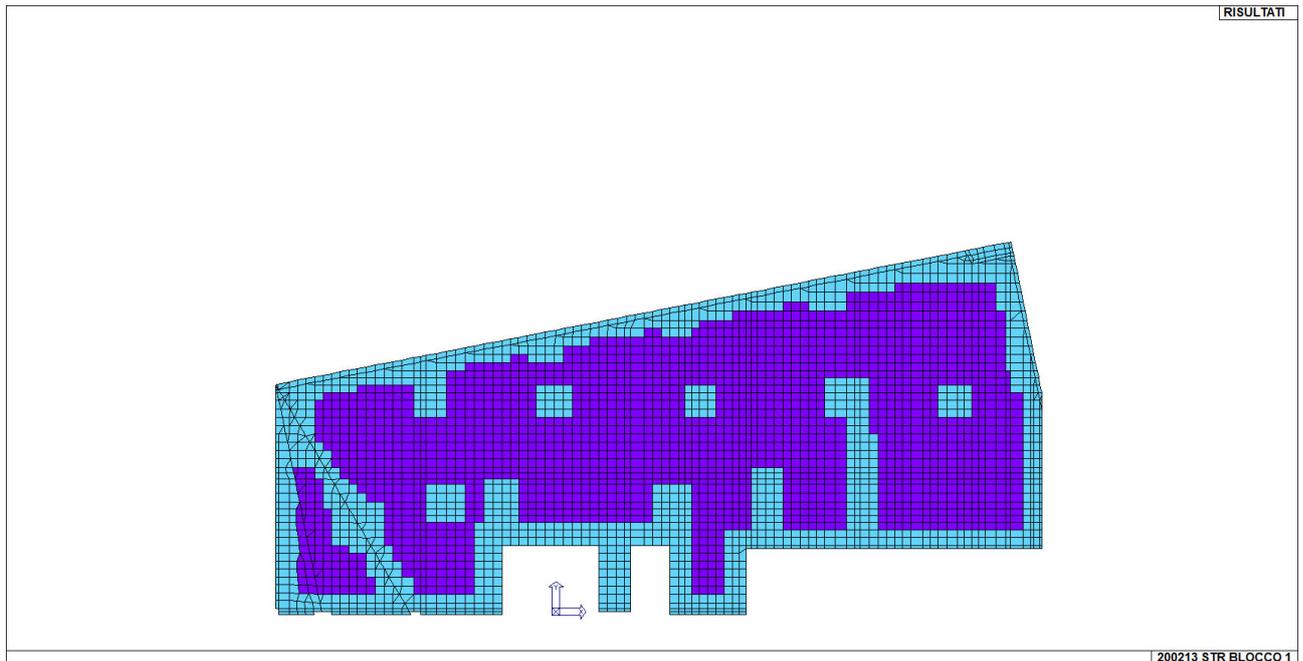
OK Annulla

DETTAGLIO MATERIALE 162

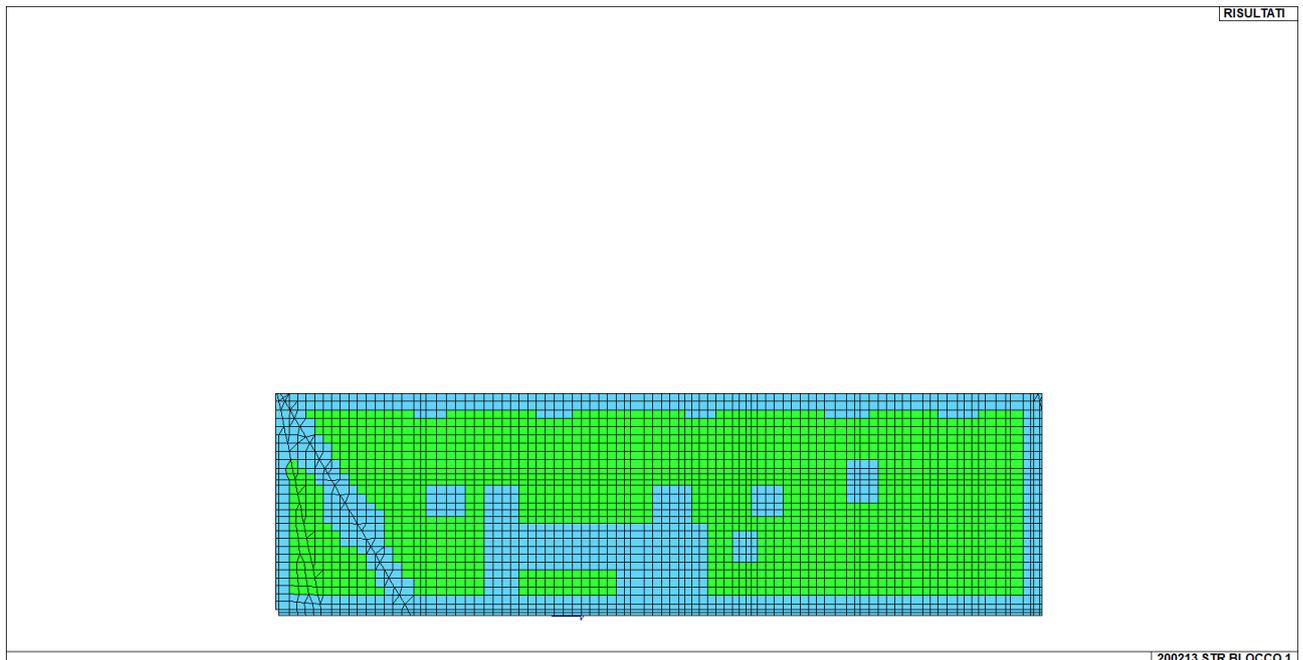
Si riporta la distribuzione degli elementi di alleggerimento all'interno del modello di calcolo:



DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA P1



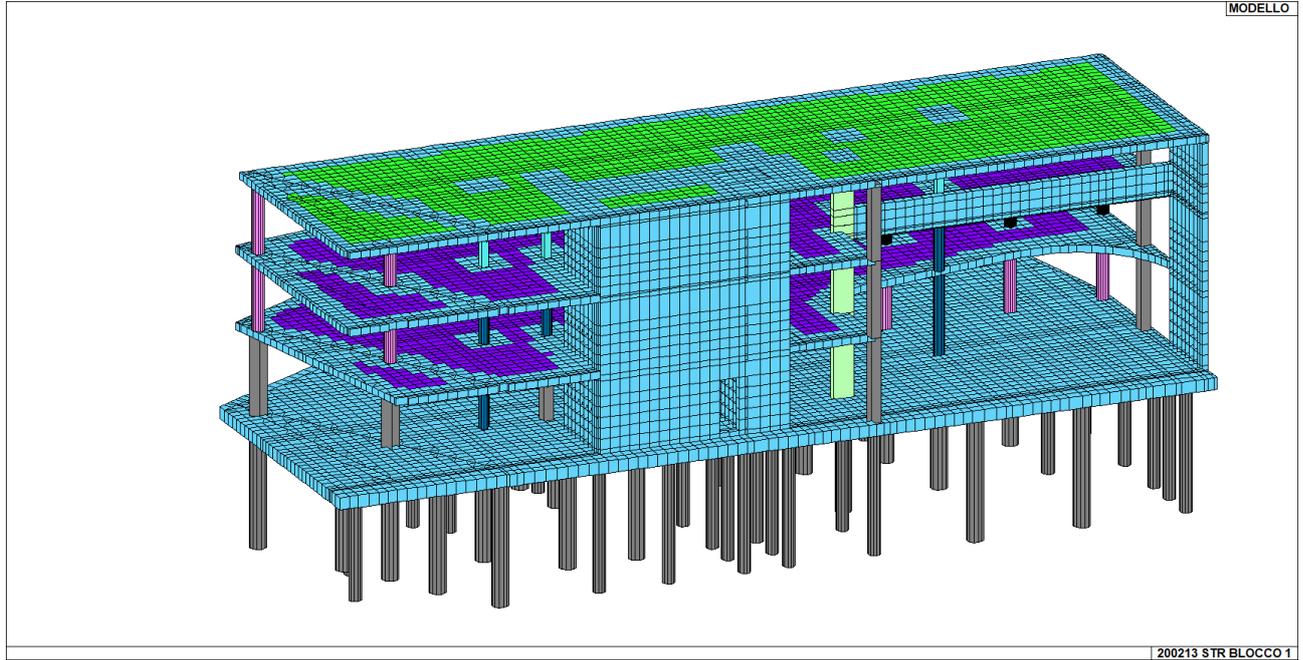
DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA P2



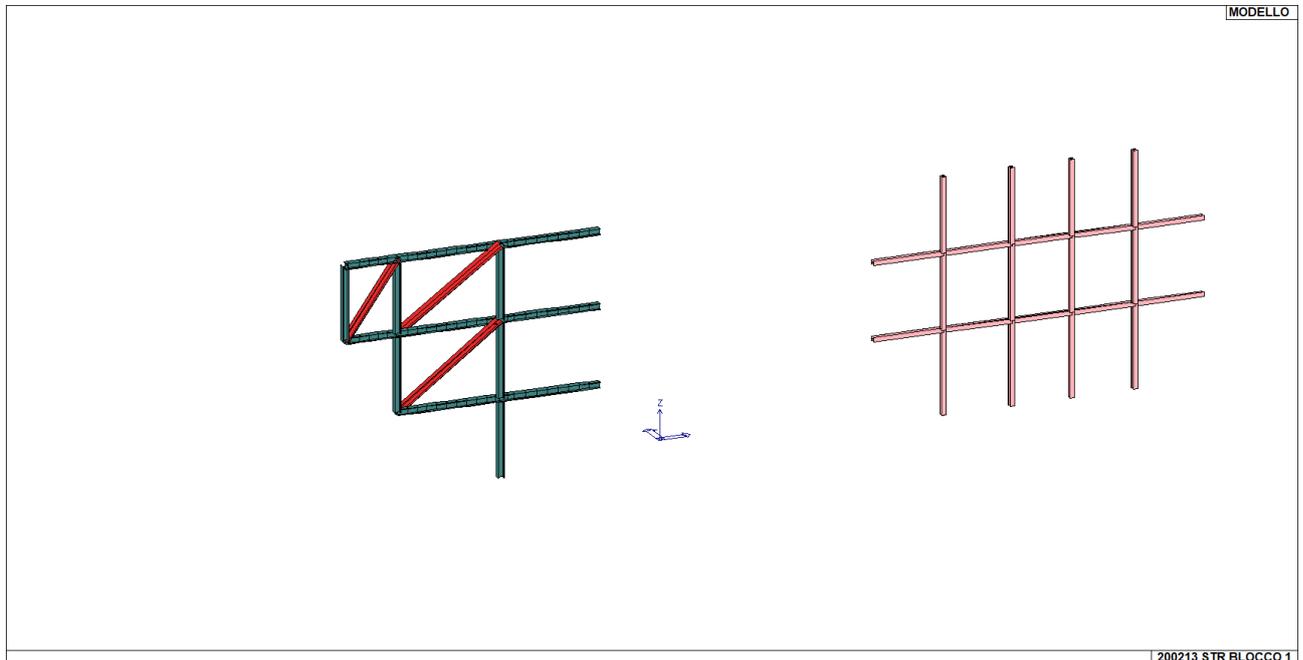
DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA DI COPERTURA



Si riporta la distribuzione degli elementi in calcestruzzo e in acciaio all'interno della struttura:



ELEMENTI IN C.A.



ELEMENTI IN ACCIAIO

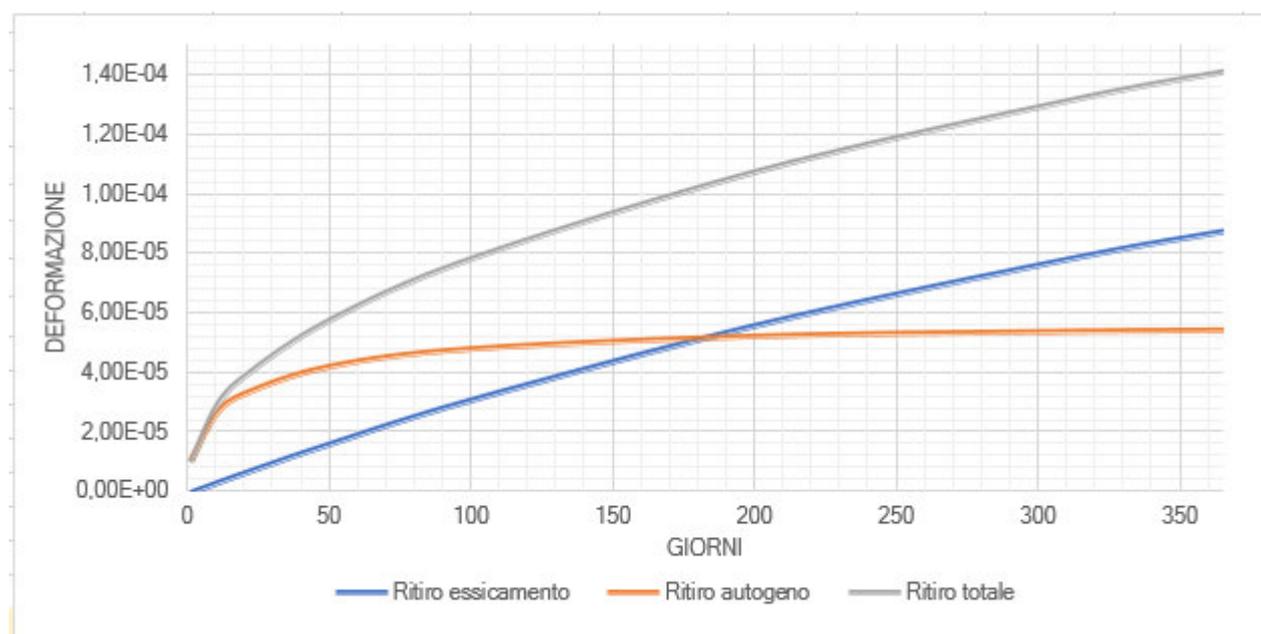


7. COMPORTAMENTO REOLOGICO DEL CALCESTRUZZO

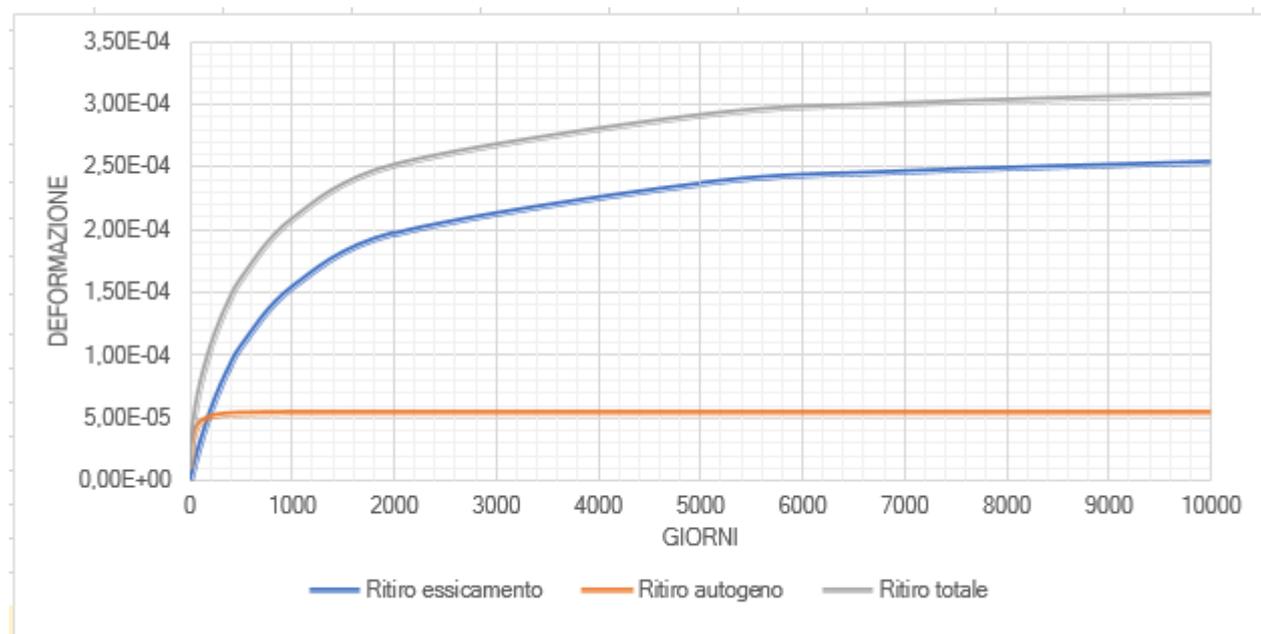
7.1 DEFORMAZIONE DI RITIRO

Deformazione di ritiro (UNI EN 1992-1-1:2005)			
Calcestruzzo utilizzato		C32/40	[-]
Tipo di cemento utilizzato		Classe N	[-]
Umidità relativa	RH	65	[%]
Area della sezione trasversale di calcestruzzo	A_c	360000	[mm ²]
Perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento	u	1000	[mm]
Età del calcestruzzo al momento considerato	t	10000,00	[giorni]
Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro	t_s	2	[giorni]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	32	[Mpa]
Resistenza media a compressione	f_{cm}	40	[Mpa]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento	α_{ds1}	4	[-]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento	α_{ds2}	0,12	[-]
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa	β_{RH}	1,12	[-]
Deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento	$\epsilon_{cd,0}$	0,00039	[-]
Dimensione convenzionale della sezione trasversale	h_0	720	[mm]
Coefficiente dipendente dalla dimensione convenzionale h_0	k_h	0,7	[-]
Coefficiente dipendente dal tempo e dalla dimensione convenzionale h_0	$\beta_{ds}(t_s)$	0,93	[-]
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{ds}(t)$	1,00	[-]
Deformazione da ritiro per essiccamento	$\epsilon_{cd}(t)$	2,54E-04	[-]
Deformazione da ritiro autogeno	$\epsilon_{ca}(t)$	5,50E-05	[-]
Deformazione totale da ritiro	$\epsilon_{cs}(t)$	3,09E-04	[-]
Coefficiente dilatazione termica calcestruzzo	α	1,00E-05	[1/°C]
Temperatura equivalente	ΔT	-31	[°C]

Gli effetti di ritiro sono stati considerati applicando una temperatura equivalente pari a 31°C agli stati limite di esercizio.



DEFORMAZIONE DA RITIRO DOPO UN ANNO

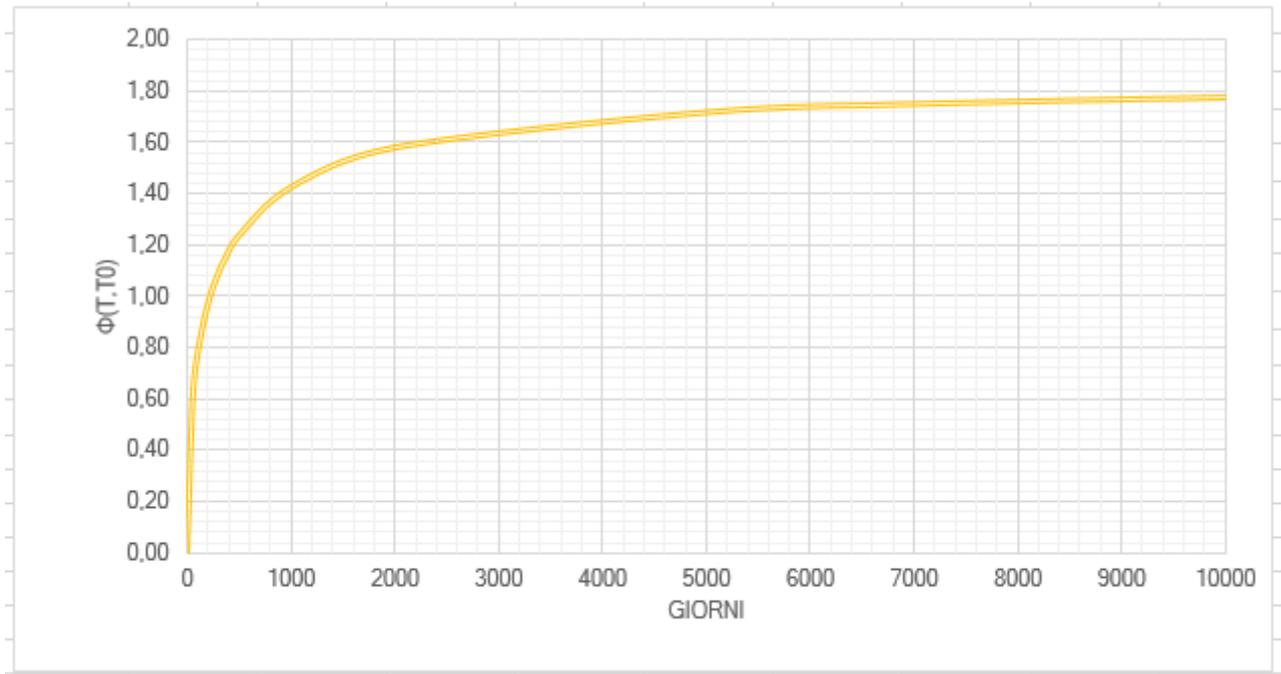


DEFORMAZIONE DI RITIRO A TEMPO INFINITO

7.2

DEFORMAZIONE PER VISCOSITÀ

Deformazione per viscosità (UNI EN 1992-1-1:2005)			
Età del calcestruzzo al momento considerato	t	10000,00	[giorni]
Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico	t ₀	21	[giorni]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento utilizzato	s	0,25	[-]
Coefficiente dipendente dall'età del calcestruzzo	β _{cc} (t)	1,27	[-]
Resistenza media a compressione all'età t	f _{cm} (t)	50,69	[Mpa]
Modulo elastico calcestruzzo all'età t	E _{cm} (t)	35,80	[Gpa]
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo	β(f _{cm})	2,66	[-]
Coeff. che tiene conto dell'età del calces, al momento di app.del carico	β(t ₀)	0,52	[-]
Coefficienti che tengono conto della resistenza del calcestruzzo	α ₁	0,91	[-]
	α ₂	0,97	[-]
	α ₃	0,94	[-]
Coefficienti che tengono conto dell'umidità relativa	φ _{RH}	1,35	[-]
Coefficiente nominale di viscosità	φ ₀	1,84	[-]
Coefficiente che tiene in conto l'umidità relativa e la dimensione h ₀	β _H	1326,19	[-]
Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo	β _c (t,t ₀)	0,96	[-]
Coefficiente di viscosità al tempo t	φ(t,t ₀)	1,78	[-]
Coefficiente di viscosità al tempo infinito	φ(t,∞)	1,84	[-]



COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ A TEMPO INFINITO

**8. ANALISI DEI CARICHI**

ANALISI DEI CARICHI	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO CONTROTERRA		
Vespai areato H=35cm	95	
Soletta armata 5 cm	125	
Pannello isolante sp. 12 cm	5	
Sottofondo sp. 8 cm	170	
Elementi divisorii	80	
Sovraccarico variabile [Cat.C1] (TAB 3.1.II)		300
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	395	
TOTALE G2	80	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO INTERPIANO		
Massetto alleggerito Sp. 11 cm	45	
Isolante + risc pavimento	35	
Massetto sabbia cemento	100	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Elementi divisorii	120	
Sovraccarico variabile [Cat.C1] (TAB 3.1.II)		300
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	250	
TOTALE G2	80	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO TERRAZZO		
Pannello in Xps sp. 14 cm	5	
Tavolato sp. 2,5 cm	15	
Pavimento Galleggiante	100	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	190	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO COPERTURA		
Isolante lana di roccia sp. 20 cm	25	
Sistema lastre alluminio	50	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Pannelli fotovoltaici	20	
Sovraccarico Neve		153
TOTALE G1	165	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
TAMPONAMENTO PERIMETRALE		
Tamponatura perimetrale realizzata con telai in legno rivestiti	81	



TOTALE	81
--------	----

I valori dei sovraccarichi e dei coefficienti di combinazione sono stati determinati dalla tabella 3.1.II e 2.5.I delle NTC 2018:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

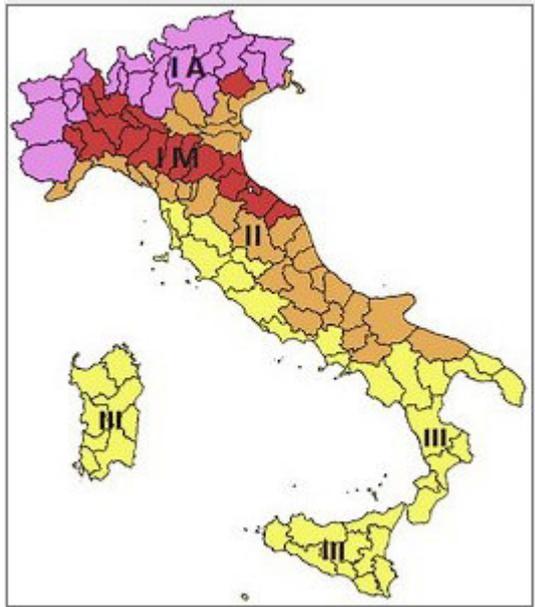
Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_0	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



8.1 AZIONE DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)



Zona Neve = I Alpina

Periodo di ritorno, $Tr = 50$ anni

$Ctr = 1$ per $Tr = 50$ anni

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e = 153$ daN/mq

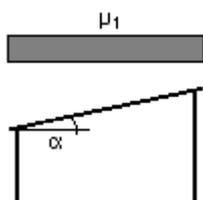
- Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

Copertura piana $W = 22,0$ m, $L = 43,0$ m $\Rightarrow L_c = 32,7$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 122$ daN/mq

Schema di carico:



Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0,0^\circ$

$b_1 = 13,0$ m, $b_2 = 9$ m, $h = 3,7$ m



$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 122 \text{ daN/mq}$

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 2,97 = 2,97 \Rightarrow Q_2 = 460 \text{ daN/mq}$

$l_s = 8 \text{ m}$

Schema di carico:

Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)

b_1 [m]	13
b_2 [m]	9
h [m]	3,7
α [°]	0

l_s [m]	7,4
μ_1	0,8

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

μ_s	0
---------	---

$\mu_w = (b_1+b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$

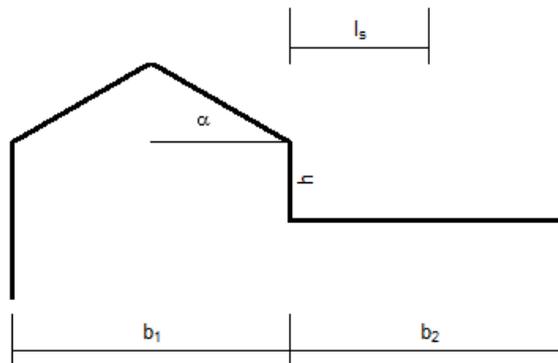
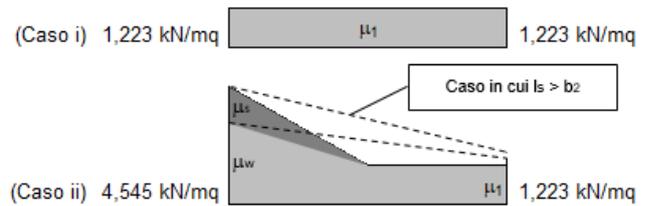
$(b_1+b_2)/2h$	2,973
----------------	-------

$\gamma h/q_{sk}$	4,841
-------------------	-------

μ_w	2,973
---------	-------

$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$

μ_2	2,973
---------	-------



8.2 AZIONE DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)

Zona vento = 1

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 1000 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 230 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 25,00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $Tr = 50 \text{ anni}$

$Cr = 1$ per $Tr = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b Cr = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]



Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0,22$; $Z_0 = 0,30$ m; $Z_{min} = 8$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 39$ daN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1,82$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio, $h = 10,55$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = 71$ daN/mq

8.3 AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI (§3.5.5 NTC 2018)

Per le strutture in c.a. si è considerato un $\Delta T \pm 10^\circ C$

Per le strutture in acciaio si è considerato un $\Delta T \pm 15^\circ C$

9. COMBINAZIONE DEI CARICHI

I carichi sono stati combinati secondo quanto previsto dalle NTC 2018 al §2.5.3

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali utilizzati sono quelli della tab 2.6.I delle NTC 2018.



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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

10. PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://essel.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per il Blocco 1 i parametri di progetto utili alla definizione dell'azione sismica di base sono:

- vita nominale $V_N = 50$ (anni);
- classe d'uso: III;
- periodo di riferimento $V_R = 75$ (anni);
- categoria del sottosuolo B;
- categoria topografica T1;
- coordinate geografiche del sito: Longitudine 7.8224, Latitudine 45.1309.



Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	B	T1

Passo 1

Classe d'uso

I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

II edifici ordinari

III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS<0.075

Strutture esistenti:

LC1: conoscenza limitata

LC2: conoscenza adeguata

LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

< Indietro
Avanti >
Annulla
Aggiorna

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

T1

T2 in sommità al pendio

T3 in cresta al rilievo con moderata

T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Risposta sismica locale

Usa RSL

< Indietro
Avanti >
Annulla
Aggiorna

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati nelle tabelle:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)
- Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale



- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
Loc.	7.822	45.131	Km
13572	7.755	45.098	6.410
13573	7.826	45.101	3.326
13351	7.821	45.151	2.230
13350	7.750	45.148	5.969

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	45.0	0.023	2.610	0.180
SLD	63.0	75.0	0.028	2.650	0.200
SLV	10.0	712.0	0.051	2.750	0.290
SLC	5.0	1462.0	0.059	2.820	0.300

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.023	1.200	2.610	0.539	0.093	0.279	1.694
SLD	0.028	1.200	2.650	0.601	0.101	0.304	1.713
SLV	0.051	1.200	2.750	0.838	0.136	0.409	1.804
SLC	0.059	1.200	2.820	0.926	0.140	0.420	1.836

Valutazione della pericolosità sismica

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

Vertici della maglia elementare

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
13572	7.755	45.098	6.410
13573	7.826	45.101	3.326
13351	7.821	45.151	2.230
13350	7.750	45.148	5.969

Coordinate geografiche

Località: **GASSINO TORINESE (TO)** Trova

Longitudine: 7.8224 Latitudine: 45.1309 Applica

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45	0.023	2.610	0.180
SLD	63	75	0.028	2.650	0.200
SLV	10	712	0.051	2.750	0.290
SLC	5	1462	0.059	2.820	0.300

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1.5	75	100

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO) Reset Calcola

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu
 Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Annulla OK

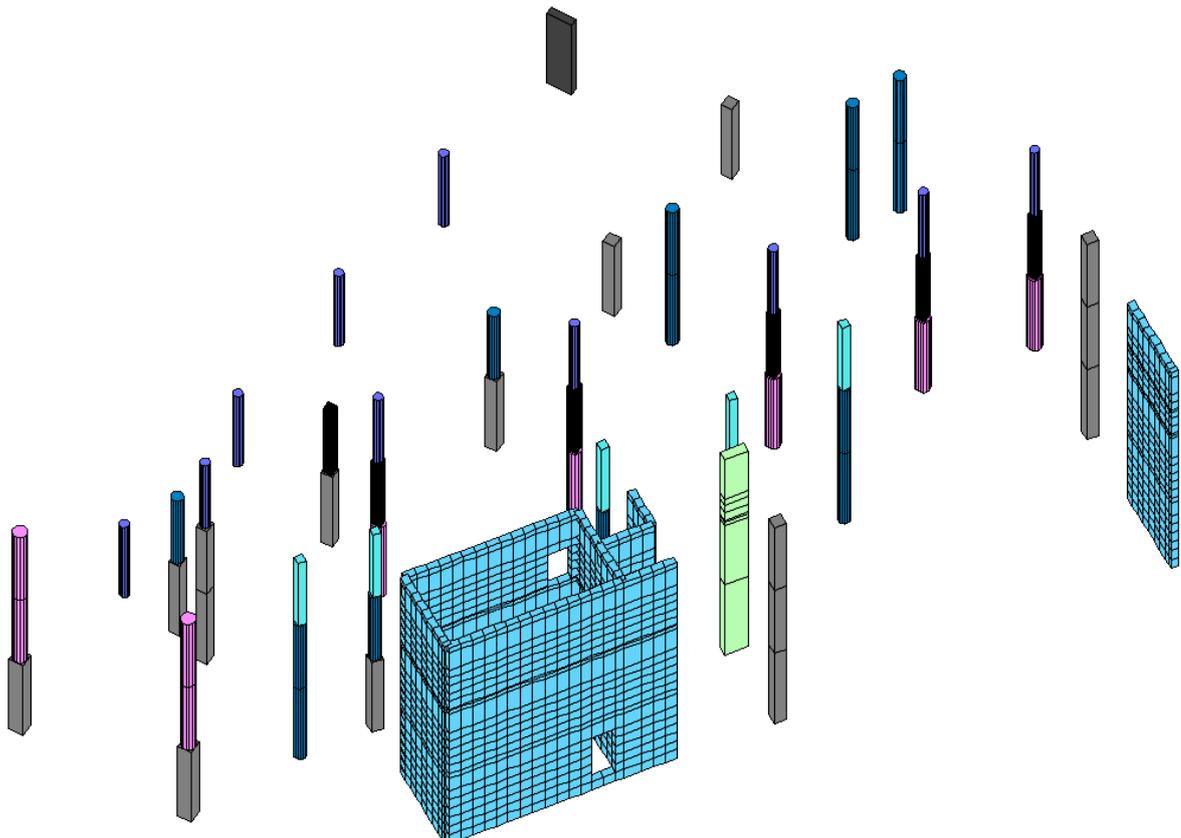


11. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

11.1 ELEMENTI PRIMARI/SECONDARI

In accordo con il §7.2.2 delle NTC 2018 i sistemi strutturali possono essere considerati:

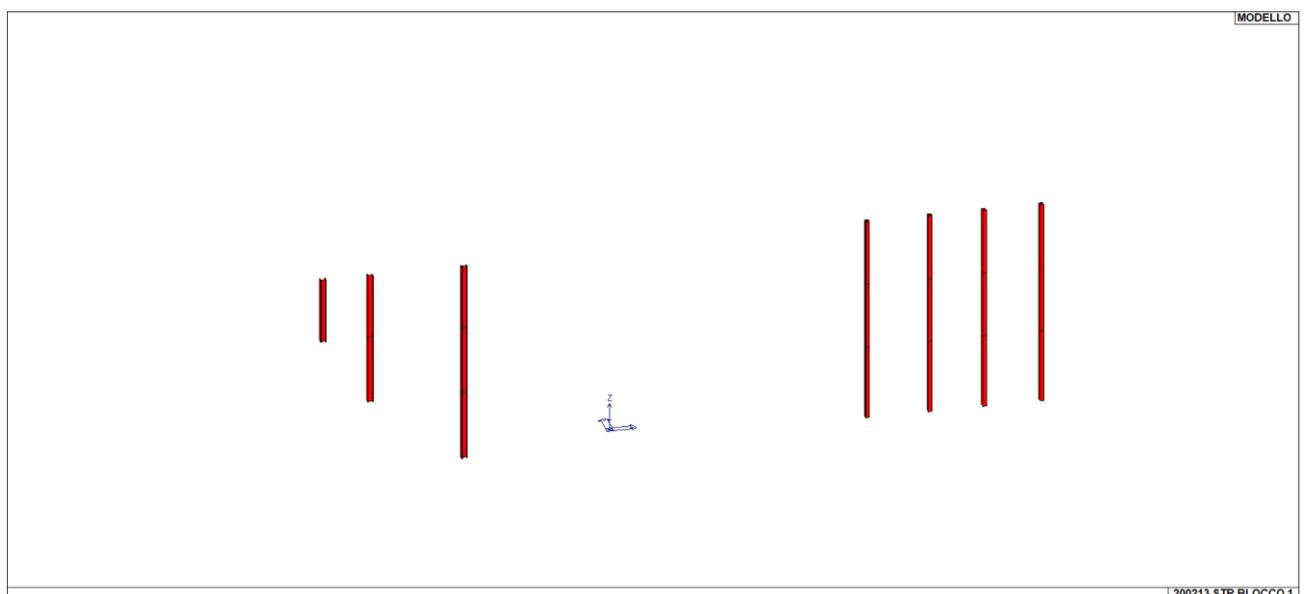
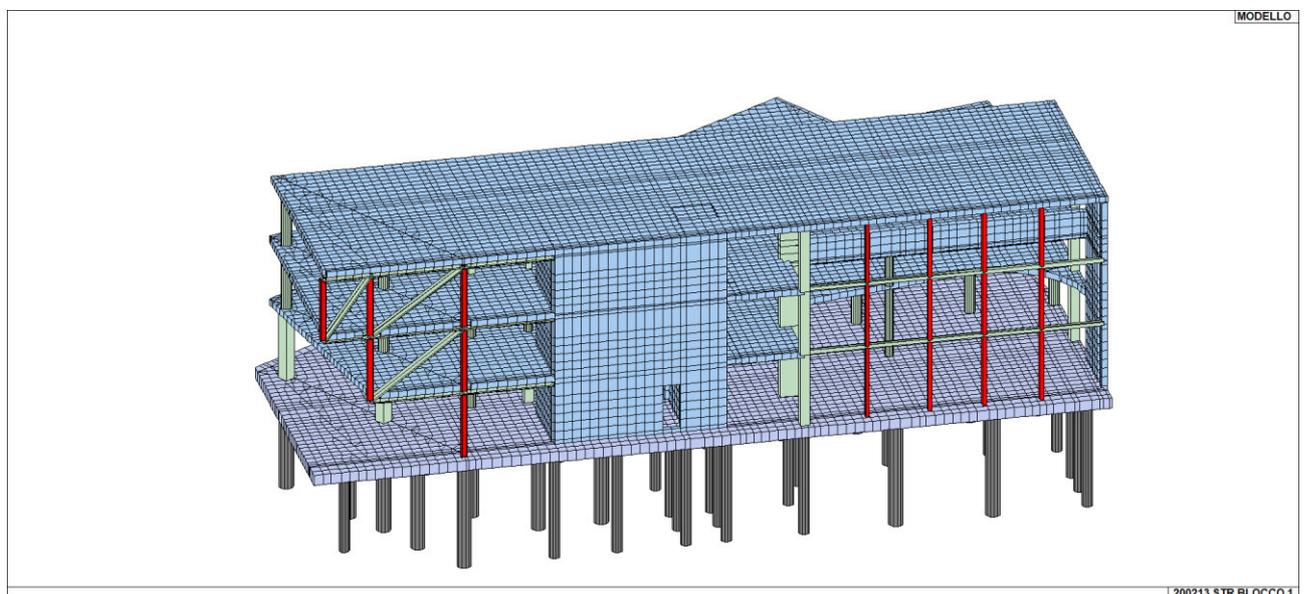
- elementi strutturali primari, ai quali è affidata l'intera capacità antisismica del sistema;
Gli elementi sismo resistenti della struttura sono i setti in C.A. e i pilastri in c.a.



ELEMENTI SISMO RESISTENTI



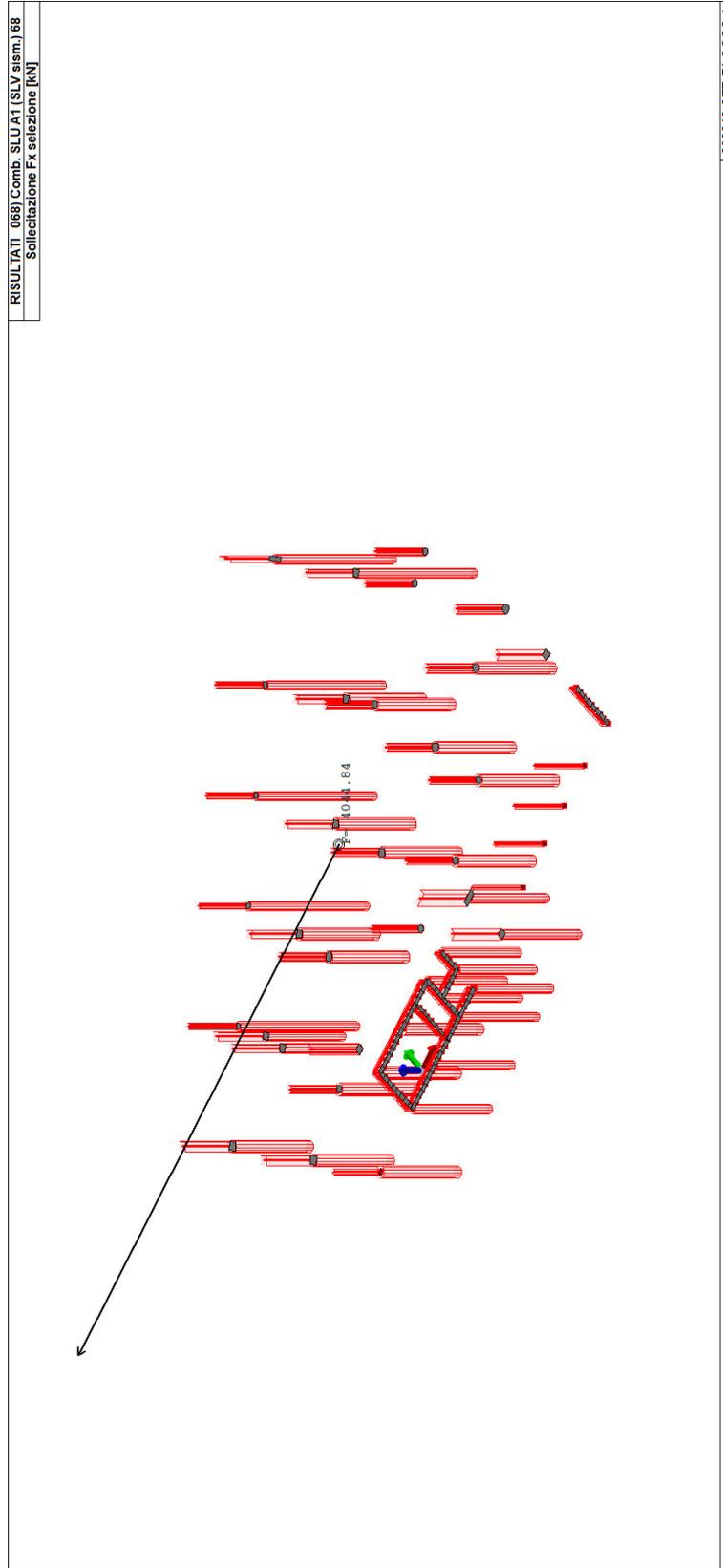
- elementi strutturali secondari (pilastri in acciaio), progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. La rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. In riferimento al §7.2.3 delle NTC 2018, gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC.



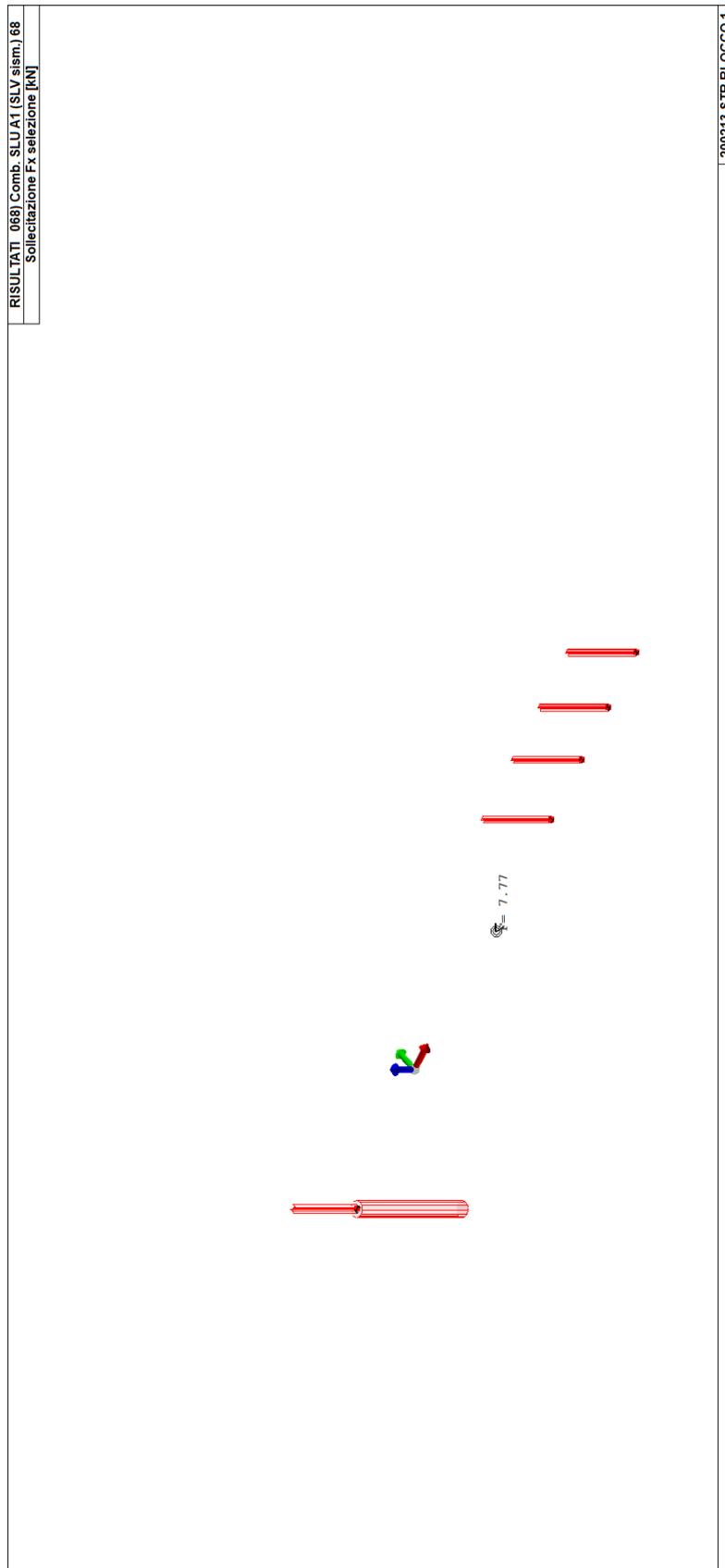
ELEMENTI SECONDARI



Per valutare il contributo di rigidità alle azioni orizzontali dei pilastri in acciaio si è calcolata la quantità di taglio assorbita da tali pilastri in condizioni sismiche:

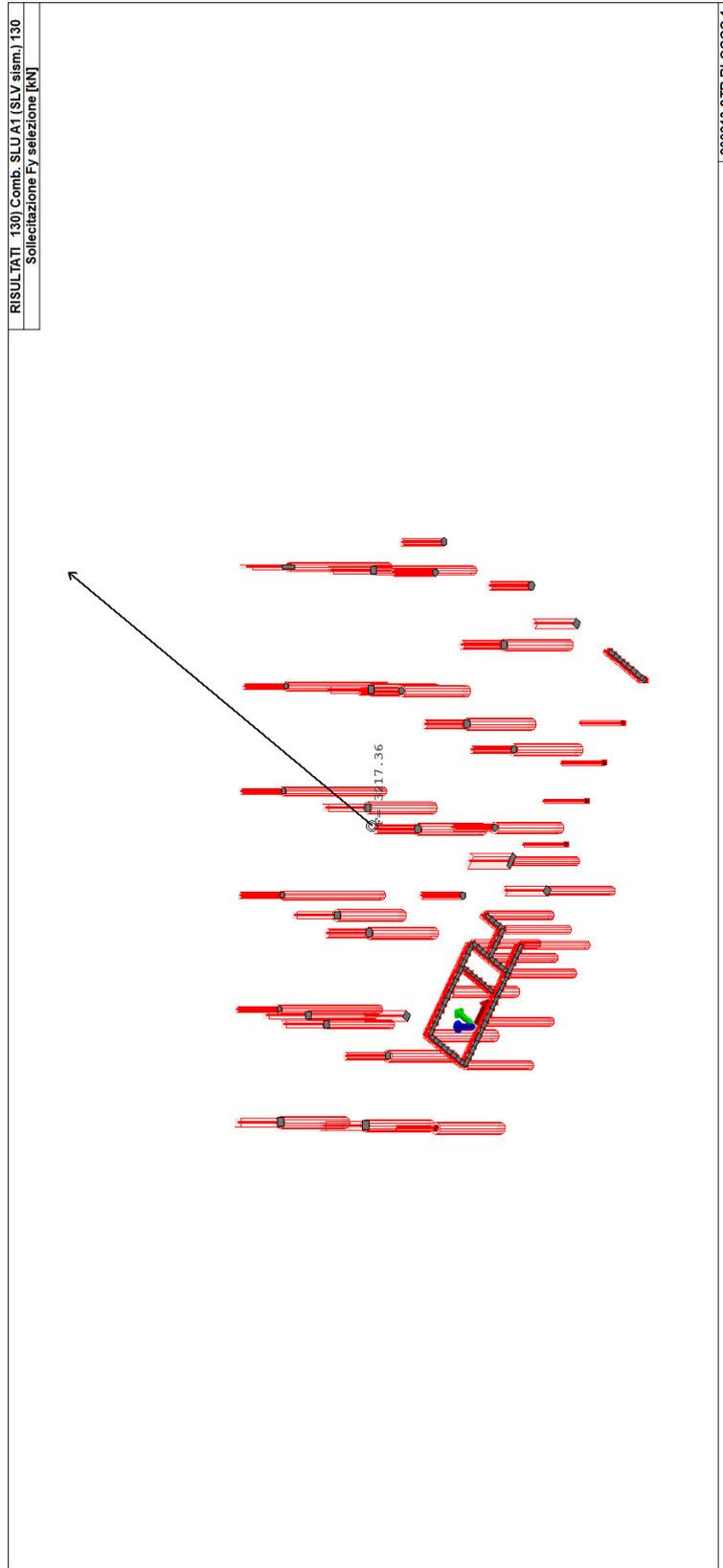


TAGLIO TOTALE ALLA BASE MAX IN DIREZIONE X

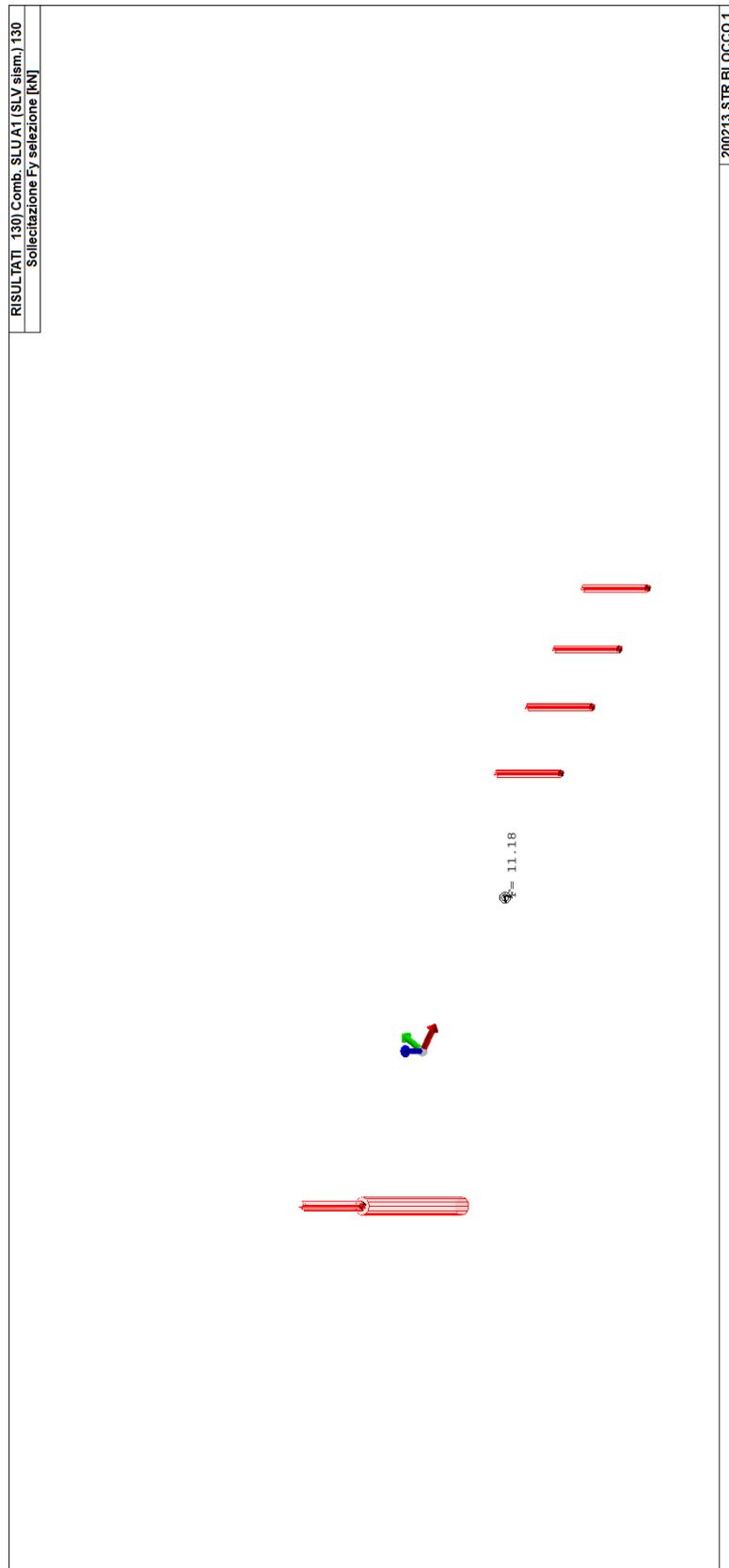


TAGLIO ALLA BASE ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE X

Il taglio alla base assorbito dai pilastri in acciaio in direzione x è pari allo 0,19% del totale



TAGLIO TOTALE ALLA BASE MAX IN DIREZIONE Y



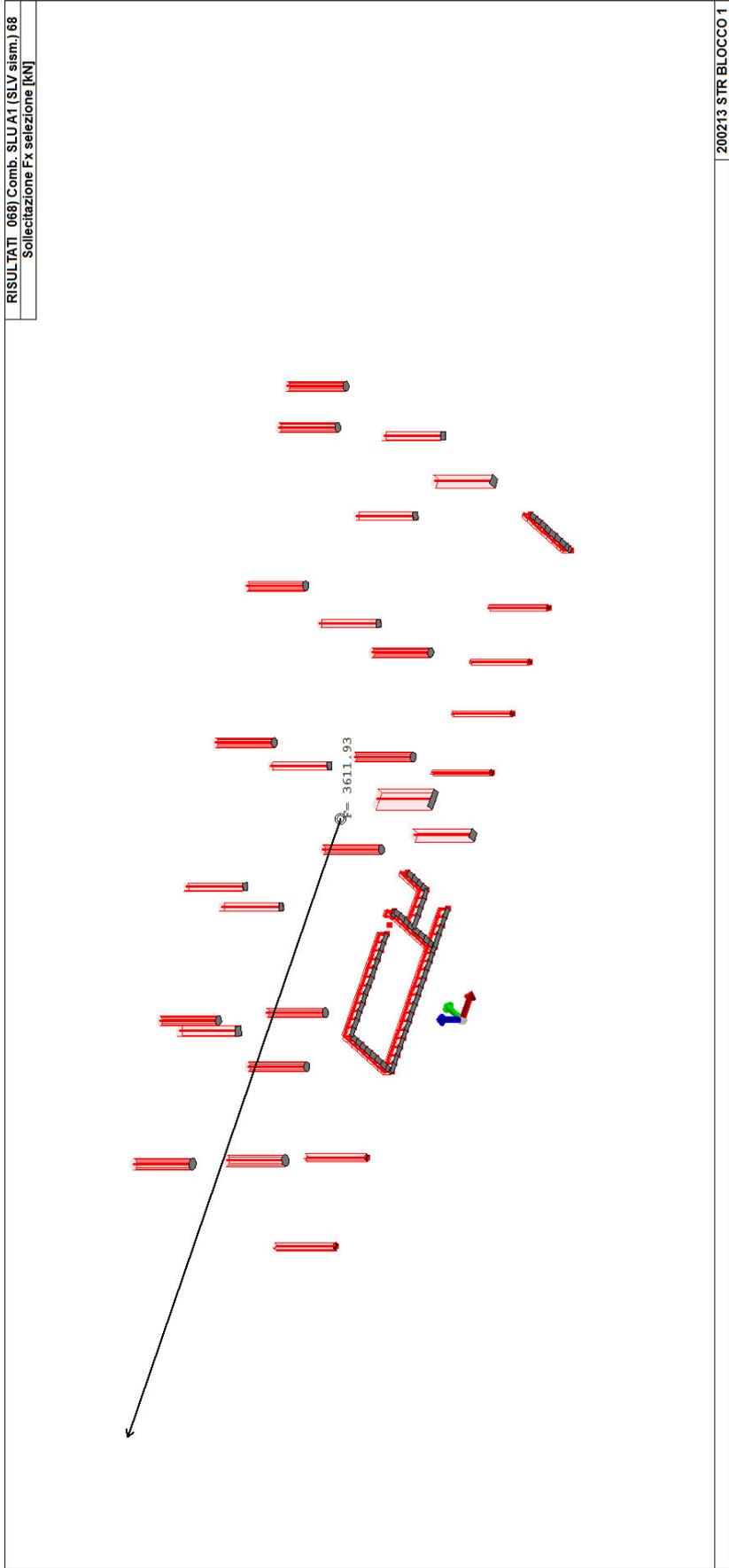
TAGLIO ALLA BASE ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE Y

Il taglio alla base assorbito dai pilastri in acciaio in direzione x è pari allo 0,35% del totale

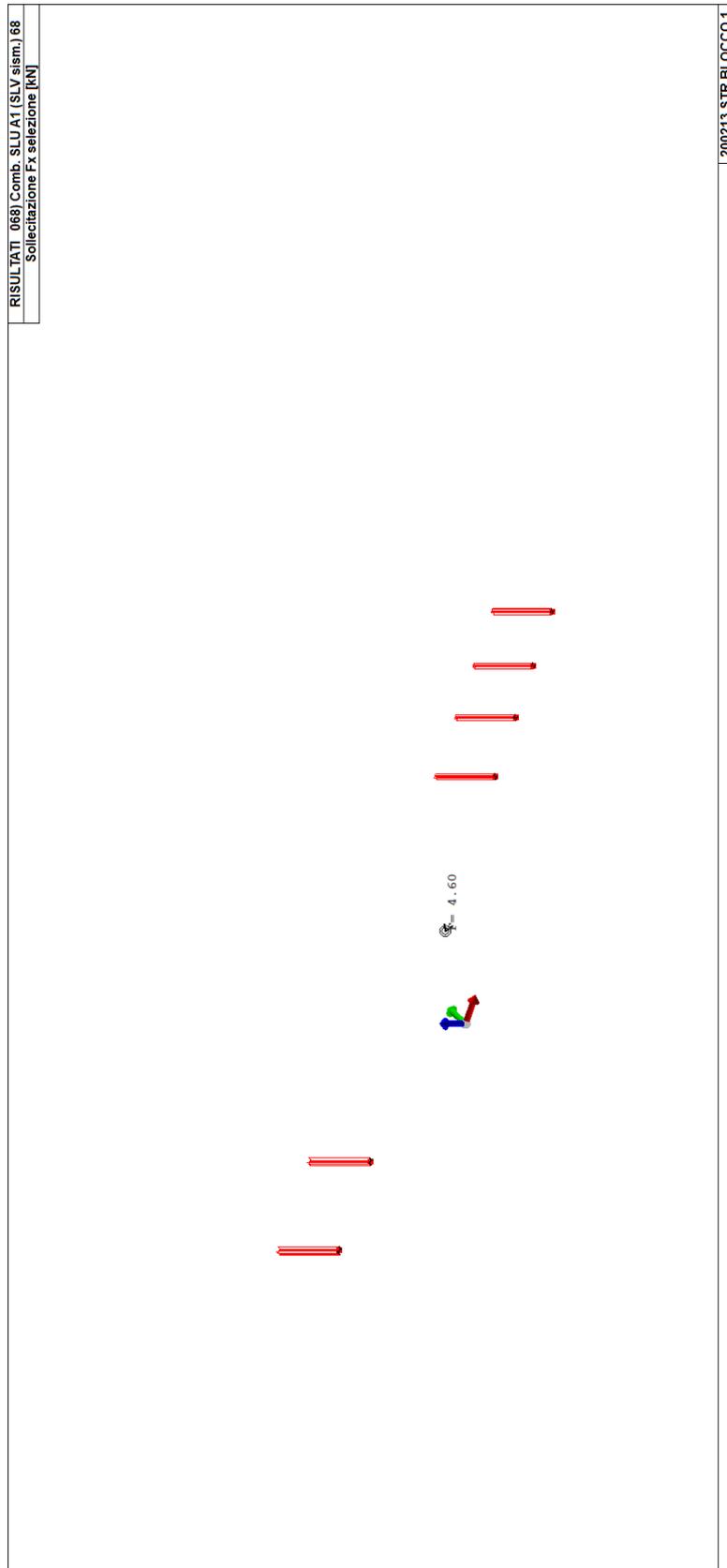


RISULTATI_068) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 68
Sollieazione Fx selezione [KN]

200213 STR BLOCCO 1

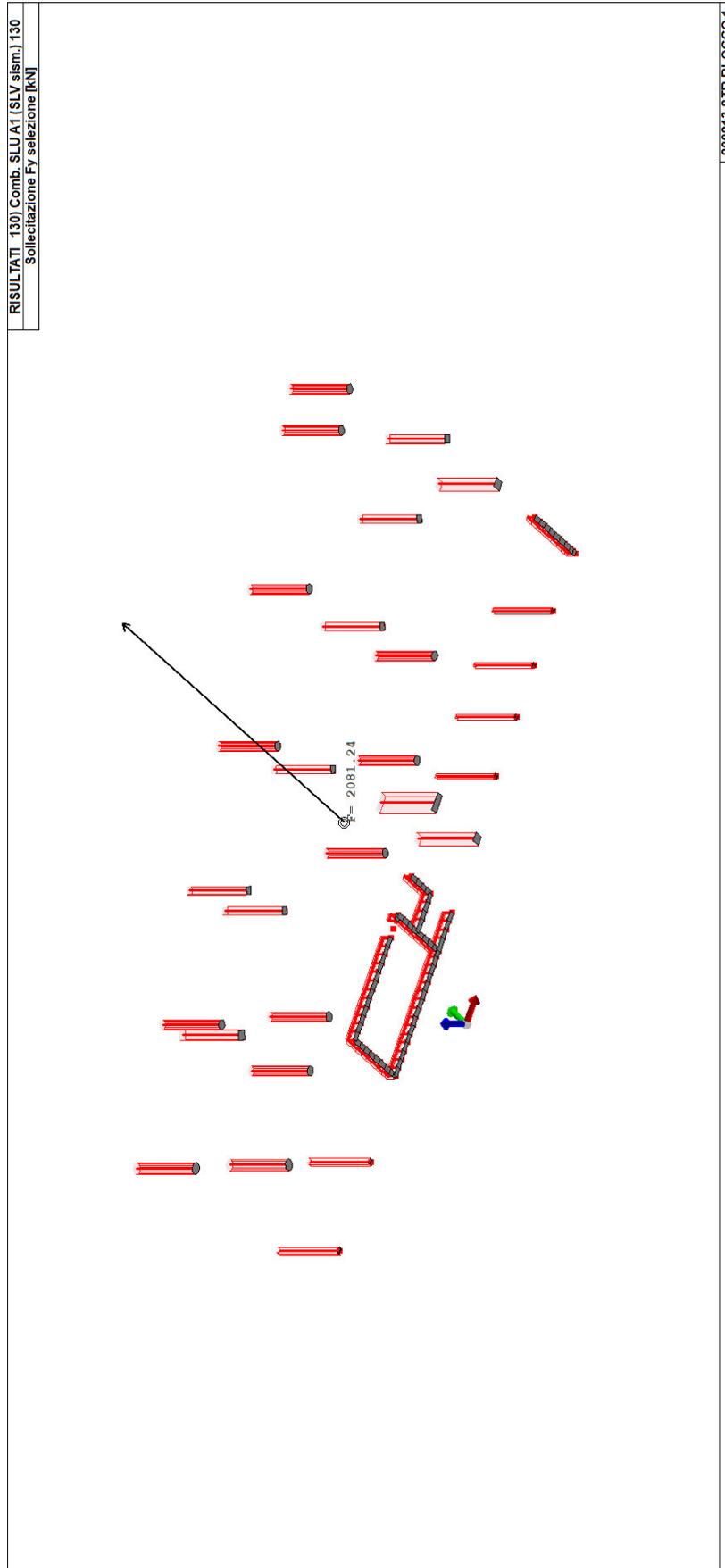


TAGLIO TOTALE IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P1 MAX IN DIREZIONE X

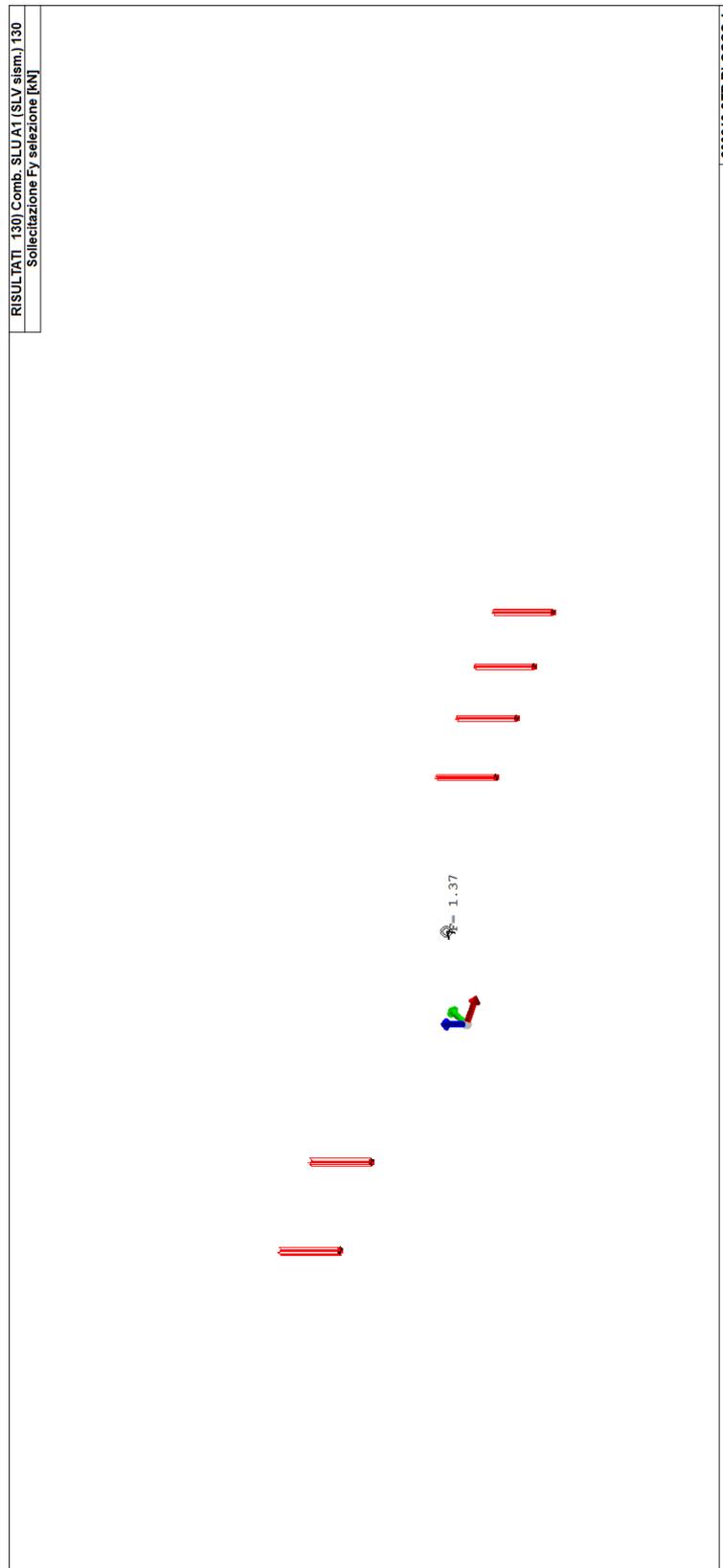


TAGLIO IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P1 ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE X

Il taglio assorbito dai pilastri in acciaio in direzione x è pari allo 0,13% del totale

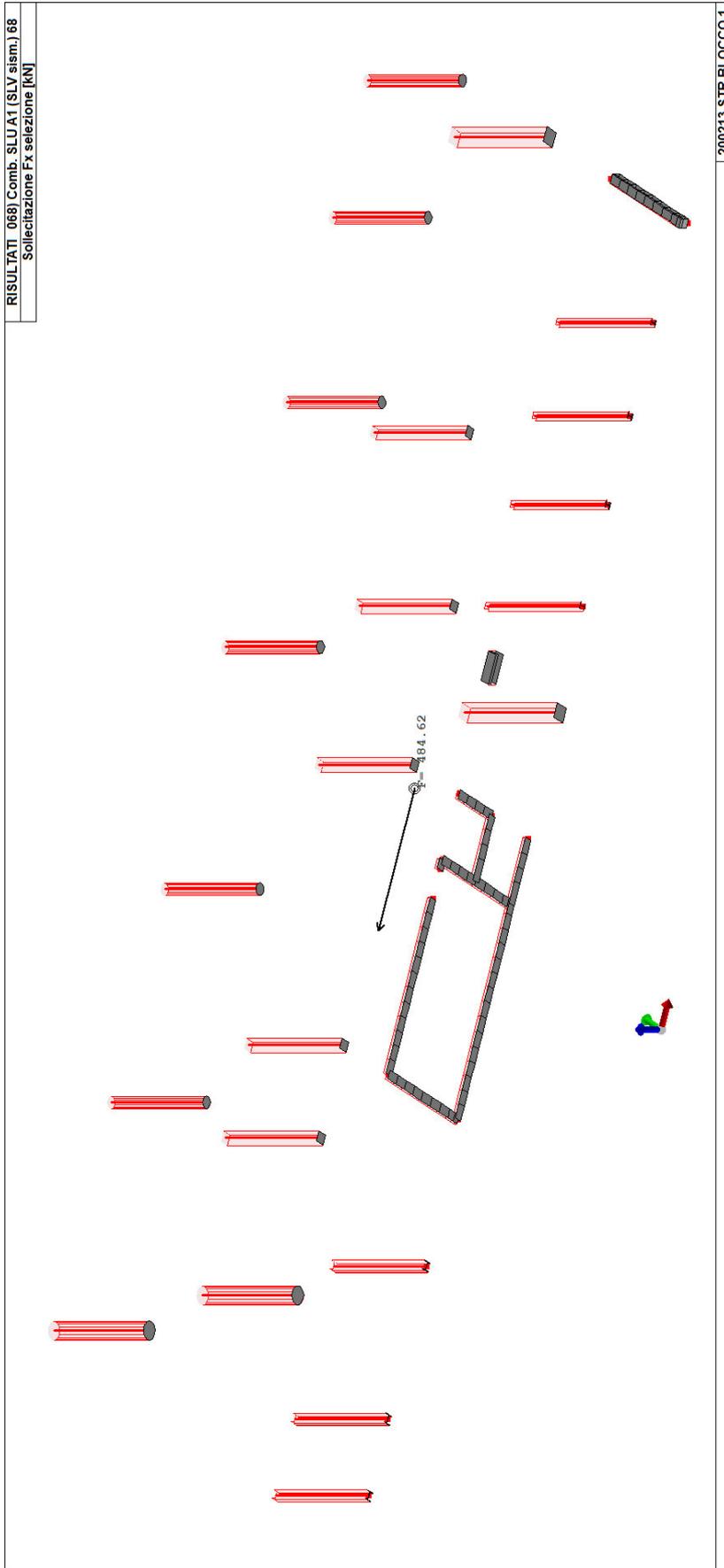


TAGLIO TOTALE IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P1 MAX IN DIREZIONE Y



TAGLIO IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P1 ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE Y

Il taglio assorbito dai pilastri in acciaio in direzione Y è pari allo 0,06% del totale

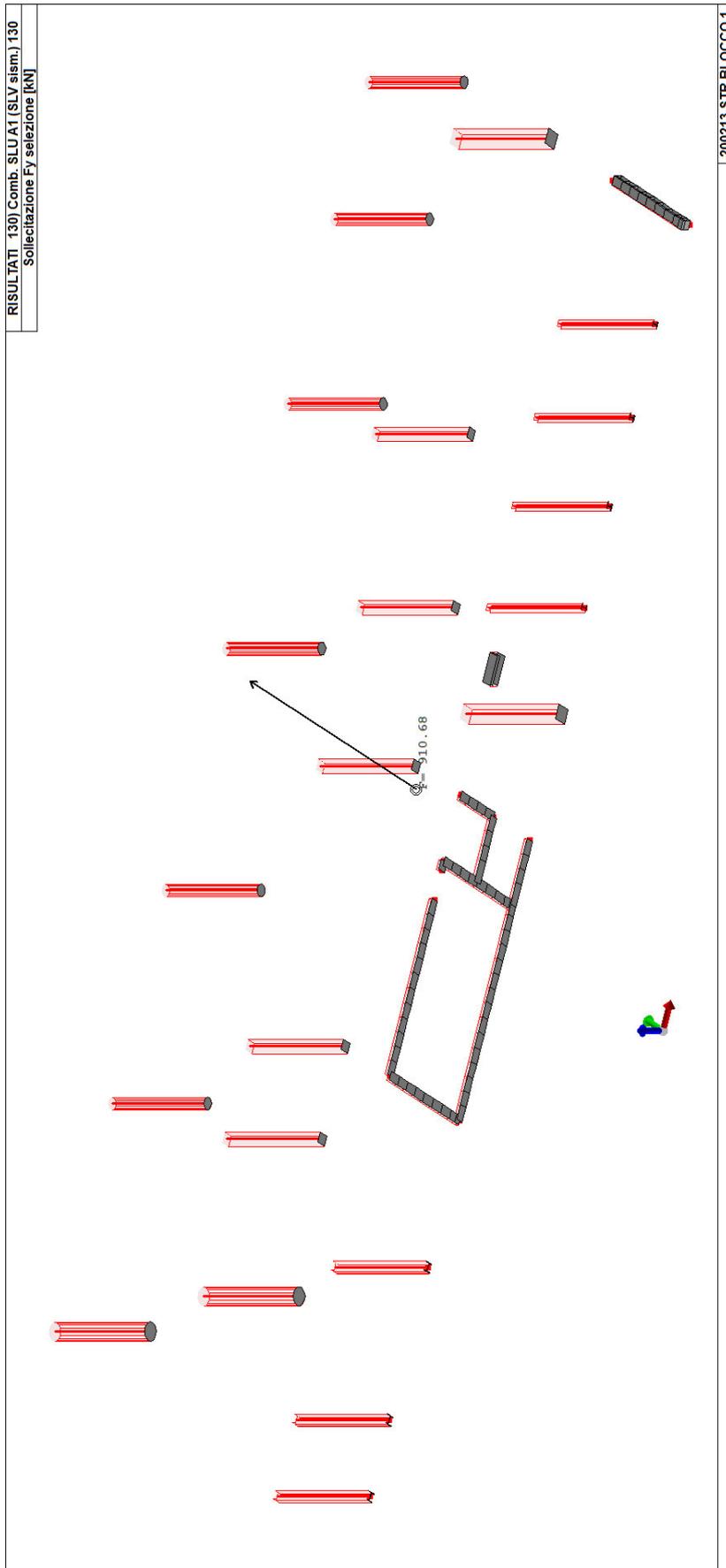


TAGLIO TOTALE IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P2 MAX IN DIREZIONE X

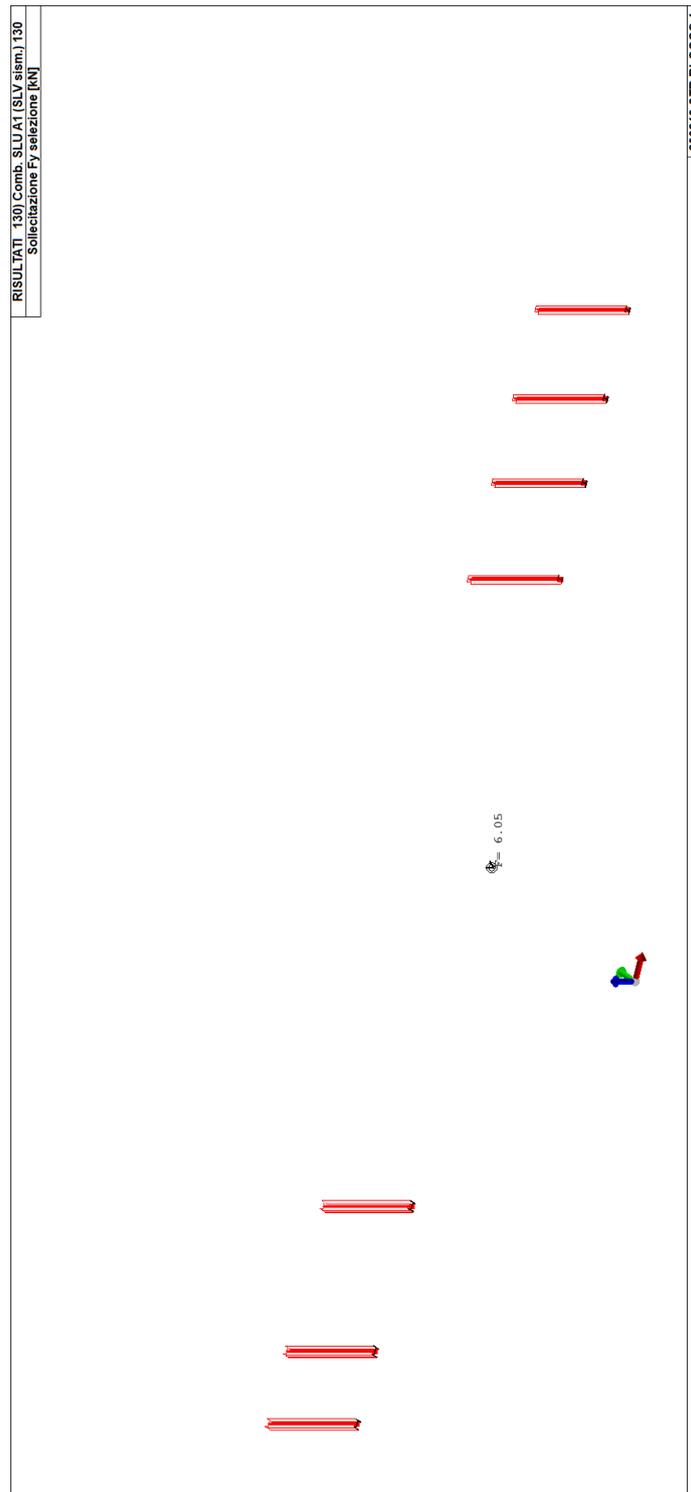


TAGLIO IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P2 ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE X

Il taglio assorbito dai pilastri in acciaio in direzione Y è pari allo 1,41% del totale



TAGLIO TOTALE IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P2 MAX IN DIREZIONE Y



TAGLIO IN CORRISPONDENZA DEL SOLAIO P2 ASSORBITO DAI PILASTRI IN ACCIAIO IN DIREZIONE Y

Il taglio assorbito dai pilastri in acciaio in direzione Y è pari allo 0,70% del totale

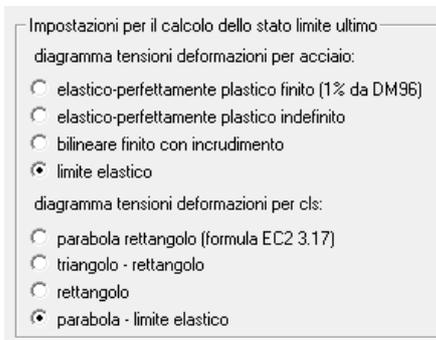
I tagli assorbiti dai pilastri in acciaio sono meno del 15% rispetto ai totali, pertanto il contributo alla rigidità sotto le azioni orizzontali di tali pilastri può essere trascurata.



11.2 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Si è scelto di progettare le strutture secondo un comportamento non dissipativo. Data la non regolarità dello schema strutturale in pianta e in altezza e la presenza di elementi in falso si è utilizzato un fattore di comportamento **$q = 1$** . Tale scelta comporta:

- COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO (ai sensi del §7.4.1 delle NTC 2018): la capacità delle membrature è valutata in accordo con le regole di cui al §4.1 delle NTC 2018, **senza nessun requisito aggiuntivo**, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico. Nelle verifiche si sono quindi utilizzati i diagrammi del calcestruzzo e dell'acciaio fino al limite elastico.



- COSTRUZIONI IN ACCIAIO (ai sensi del §7.5 delle NTC 2018): la capacità delle membrature e dei collegamenti viene valutata in accordo con le regole di cui al §4.2 delle NTC 2018, **senza nessun requisito aggiuntivo**. Anche le strutture in acciaio sono state progettate considerando il limite elastico.

Passo 3

Parametri e fattori spettrali							
S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.023	1.200	2.610	0.539	0.093	0.279	1.694
SLD	0.028	1.200	2.650	0.601	0.101	0.304	1.713
SLV	0.051	1.200	2.750	0.838	0.136	0.409	1.804
SLC	0.059	1.200	2.820	0.926	0.140	0.420	1.836
Verticale per tutti:			1.000		0.050	0.150	1.000
eta SLO	q SLD x	q SLD y	q SLD z	q SLU x	q SLU y	q SLU z	
1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.5	Aiuto...
Smorzamento...				1.0	1.0	<= Esistenti v. fragili	

Duttilità

 ND - non dissipativa
 B - media
 A - alta

Regolarità

 in pianta
 in altezza

Edifici isolati

 2.0 T is
 10.0 s esi

< Indietro
Avanti >
Annulla
Aggiorna

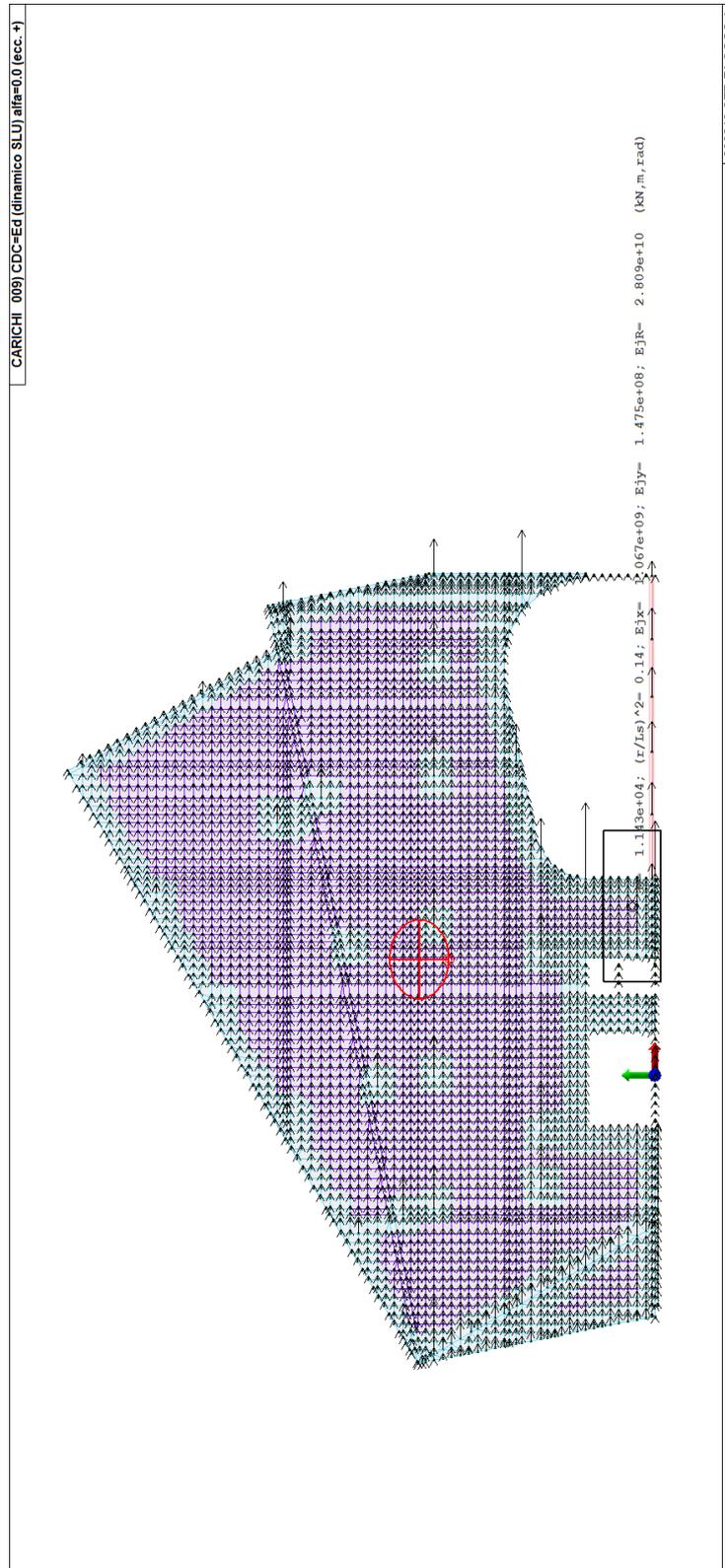
È stata considerata anche la componente verticale del sisma in quanto si rientra nelle casistiche riportate nel §7.2.2 delle NTC 2018.



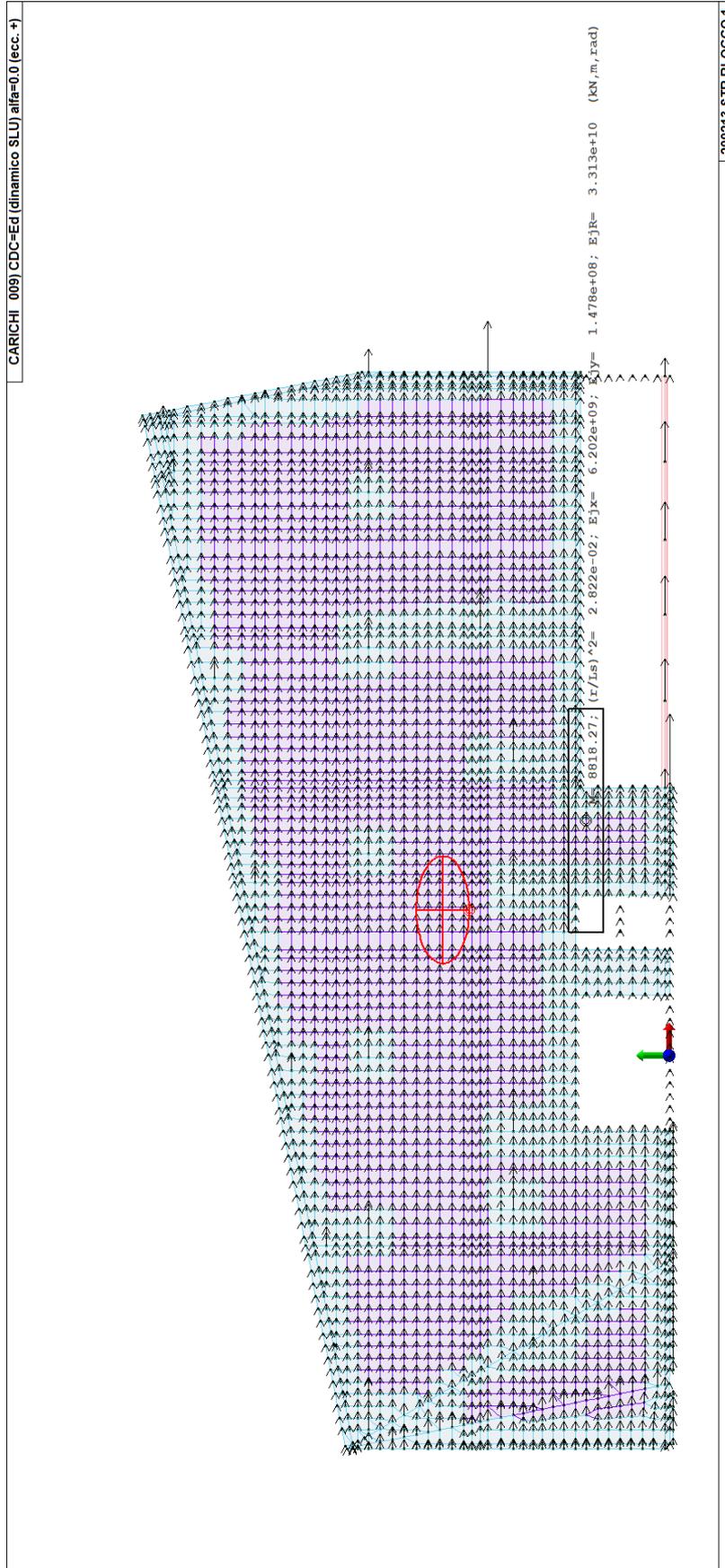
12. METODO DI ANALISI

Si è ricorsi ad un'analisi di tipo lineare, tenendo conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

Si riportano le posizioni del centro di massa (pallino rosso) e del centro di rigidezza (pallino nero).

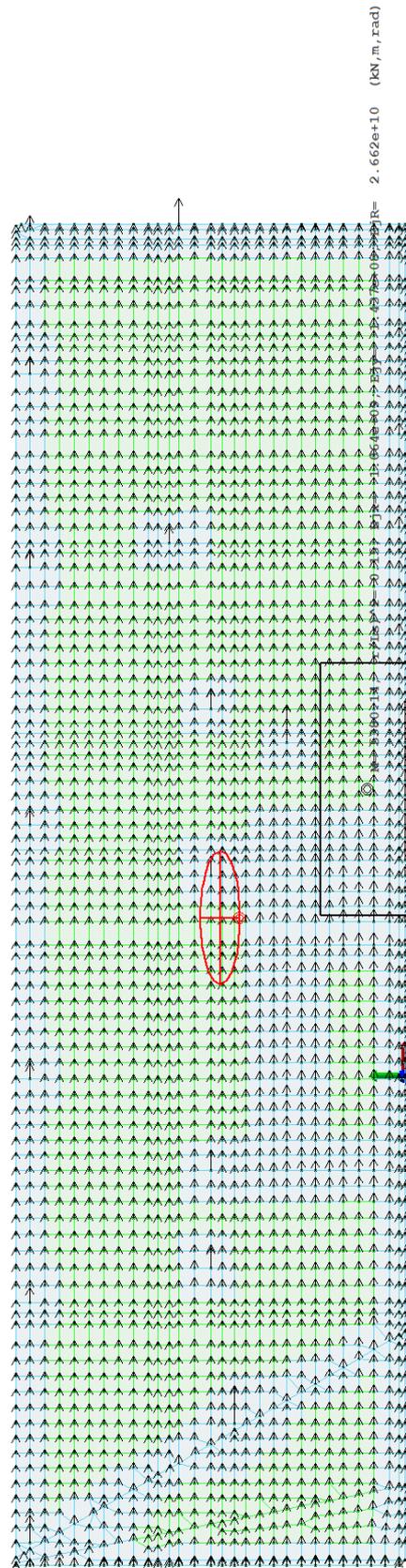


POSIZIONE CENTRO DI MASSA E CENTRO RIGIDEZZA P1





CARICHI 009) CDC=Ed (dinamico sLU) alfa=0.0 (ecc.+)



200213 STR BLOCCO 1

POSIZIONE CENTRO DI MASSA E CENTRO RIGIDEZZA P3



In accordo con il §7.3.3.1 delle NTC 2018, si è scelto di eseguire l'analisi lineare dinamica, che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale, dove si sono considerati tutti i modi con massa partecipante significativa);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione degli effetti relativi ai singoli modi tramite la combinazione quadratica completa:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica viene calcolata, con riferimento al §7.3.5 delle NTC 2018, usando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

La normativa richiede di considerare tutti i modi con una massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%.



13. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione, l'analisi, la verifica e l'interazione tra terreno e struttura è stata effettuata utilizzando il software agli elementi finiti PRO_SAP prodotto dalla 2SI.

Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:

<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

La modellazione è strutturale è stata eseguita nel seguente modo:

- Travi e pilastri sono stati modellati come elementi tipo BEAM;
- I setti e la platea in C.A. sono stati modellati come elementi PLATE. Nelle solette sono stati modellati degli elementi PLATE con i moduli elastici modificati (vedi cap. 6) in modo da considerare gli allievementi;
- Il vincolo di fondazione è costituito da suolo alla Winkler;
- La capacità portante della platea di fondazione è stata trascurata;
- La totalità della portanza delle fondazioni è stata assegnata ai pali;
- Le azioni sismiche orizzontali sono totalmente assorbite dai setti e dai pilastri in C.A.;
- Il contributo di resistenza alle azioni orizzontali dei pilastri in acciaio è trascurabile;
- I tamponamenti sono stati considerati come carichi verticali lineari e quindi non contribuiscono alla rigidità globale dell'edificio.

14. VERIFICHE SLE

14.1 DEFORMAZIONI

La deformazione di un elemento o di una struttura deve, di regola, essere tale da non compromettere la funzionalità o l'aspetto estetico. Le deformazioni non devono di regola superare quelle che possono essere sopportate senza inconvenienti da altri elementi collegati quali tramezzi, vetrate, rivestimenti, servizi o finiture.

L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, una piastra o sbalzo soggetto ai carichi quasi permanenti è maggiore di 1/250 della luce. L'inflessione va intesa come relativa agli appoggi. In relazione all'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

Per carichi di durata tale da produrre effetti viscosi, la deformazione totale, comprensiva dell'effetto della viscosità, può essere calcolata utilizzando un modulo di elasticità efficace del calcestruzzo:

$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi}$ con φ -> coefficiente di viscosità a tempo infinito come calcolato nel capitolo 7.



14.2 FESSURAZIONI

Le verifiche di fessurazione sono state condotte come previsto dal §4.1.2.2 delle NT.

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$ $w_2 = 0,3 \text{ mm}$ $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

14.3 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica [4.1.15]
 $\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. [4.1.16]

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima, $\sigma_{s,max}$, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$ [4.1.17]



15. RISULTATI ANALISI SISMICHE

Gli stati limite sismici considerati nell'analisi sono SLV e SLO.

Per ciascun caso di carico sismico viene riportato l'insieme di dati sotto riportati (le masse sono espresse in unità di forza). Analisi sismica dinamica con spettro di risposta:

- quota, posizione del centro di massa e massa risultante, posizione del baricentro delle rigidità
- frequenza, periodo, accelerazione spettrale, massa eccitata nelle tre direzioni globali per tutti i modi
- massa complessiva ed aliquota di massa complessiva eccitata.

Sono stati considerati 9 modi di vibrare i quali movimentano l'85% delle masse.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.512 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	0.0	-63.13	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	0.0	-18.89	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	0.0	-18.89	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	0.0	-18.88	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	0.0	-106.08	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	0.0	-18.89	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	0.0	-18.89	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	0.0	-160.57	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	0.0	-18.89	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.660	0.602	0.114	3.050e+04	1.1	2.612e+06	90.9	306.23	1.07e-02	0.0	0.0
2	1.953	0.512	0.134	1.754e+06	61.1	7.731e+04	2.7	367.74	1.28e-02	0.0	0.0
3	2.216	0.451	0.152	9.879e+05	34.4	5589.64	0.2	144.33	5.02e-03	0.0	0.0
4	5.922	0.169	0.168	3.579e+04	1.2	2554.55	8.89e-02	2.217e+05	7.7	0.0	0.0
5	6.621	0.151	0.168	2.040e+04	0.7	4.047e+04	1.4	6810.72	0.2	0.0	0.0
6	7.140	0.140	0.168	1.035e+04	0.4	1.228e+05	4.3	3.160e+05	11.0	0.0	0.0
7	8.163	0.123	0.157	773.13	2.69e-02	7387.68	0.3	1.860e+06	64.7	0.0	0.0
8	9.095	0.110	0.147	2.842e+04	1.0	2090.07	7.28e-02	5351.72	0.2	0.0	0.0
9	12.567	0.080	0.124	335.37	1.17e-02	28.00	9.75e-04	4.202e+05	14.6	0.0	0.0
Risulta				2.869e+06		2.870e+06		2.831e+06			
In percen- tuale				99.88		99.92		98.55			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.552 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	0.0	63.13	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	0.0	18.89	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	0.0	18.89	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	0.0	18.89	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	0.0	18.88	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	0.0	106.08	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	0.0	18.89	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	0.0	18.89	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	0.0	18.89	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	0.0	160.57	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	0.0	18.89	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	0.0	18.89	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.653	0.605	0.114	1.462e+05	5.1	2.412e+06	84.0	227.17	7.91e-03	0.0	0.0
2	1.813	0.552	0.125	1.513e+06	52.7	2.807e+05	9.8	354.60	1.23e-02	0.0	0.0
3	2.351	0.425	0.162	1.109e+06	38.6	1941.46	6.76e-02	272.01	9.47e-03	0.0	0.0
4	5.739	0.174	0.168	6.265e+04	2.2	108.81	3.79e-03	1.139e+05	4.0	0.0	0.0
5	6.282	0.159	0.168	5055.40	0.2	1.965e+04	0.7	1.264e+05	4.4	0.0	0.0
6	7.091	0.141	0.168	3829.59	0.1	1.455e+05	5.1	3.092e+05	10.8	0.0	0.0
7	8.177	0.122	0.157	288.35	1.00e-02	8336.89	0.3	1.860e+06	64.8	0.0	0.0
8	9.151	0.109	0.147	2.654e+04	0.9	1750.09	6.09e-02	1373.61	4.78e-02	0.0	0.0
9	12.538	0.080	0.124	1102.09	3.84e-02	21.98	7.65e-04	4.176e+05	14.5	0.0	0.0
Risulta				2.867e+06		2.870e+06		2.830e+06			
In percen- tuale				99.83		99.93		98.51			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.603 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	216.81	0.0	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	216.06	0.0	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	152.15	0.0	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	152.15	0.0	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	83.07	0.0	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	216.81	0.0	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	216.06	0.0	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	152.15	0.0	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	216.81	0.0	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	203.07	0.0	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	152.15	0.0	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.658	0.603	0.114	6544.62	0.2	2.621e+06	91.2	388.43	1.35e-02	0.0	0.0
2	1.877	0.533	0.129	1.729e+06	60.2	4.710e+04	1.6	97.46	3.39e-03	0.0	0.0
3	2.297	0.435	0.158	1.036e+06	36.1	2.504e+04	0.9	382.70	1.33e-02	0.0	0.0
4	5.810	0.172	0.168	4.990e+04	1.7	6712.17	0.2	1.423e+05	5.0	0.0	0.0
5	6.152	0.163	0.168	426.52	1.48e-02	5.232e+04	1.8	8.557e+04	3.0	0.0	0.0
6	7.307	0.137	0.168	1.652e+04	0.6	1.007e+05	3.5	4.220e+05	14.7	0.0	0.0
7	8.173	0.122	0.157	1059.01	3.69e-02	1.092e+04	0.4	1.735e+06	60.4	0.0	0.0
8	8.385	0.119	0.155	2.731e+04	1.0	6219.88	0.2	1.087e+04	0.4	0.0	0.0
9	12.430	0.080	0.124	1156.93	4.03e-02	177.52	6.18e-03	4.324e+05	15.1	0.0	0.0
Risulta				2.867e+06		2.870e+06		2.829e+06			
In percen- tuale				99.81		99.91		98.49			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.627 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	-216.81	0.0	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	-216.06	0.0	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	-152.15	0.0	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	-83.07	0.0	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	-216.81	0.0	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	-216.06	0.0	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	-152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	-216.81	0.0	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	-203.07	0.0	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.595	0.627	0.110	1.357e+05	4.7	2.257e+06	78.6	177.44	6.18e-03	0.0	0.0
2	1.940	0.516	0.133	1.851e+06	64.5	3.610e+05	12.6	587.24	2.04e-02	0.0	0.0
3	2.332	0.429	0.160	7.831e+05	27.3	7.824e+04	2.7	53.29	1.86e-03	0.0	0.0
4	5.849	0.171	0.168	4.801e+04	1.7	1.014e+04	0.4	1.648e+05	5.7	0.0	0.0
5	6.589	0.152	0.168	2.352e+04	0.8	5587.35	0.2	1.586e+05	5.5	0.0	0.0
6	7.075	0.141	0.168	2175.84	7.58e-02	1.509e+05	5.3	1.668e+05	5.8	0.0	0.0
7	8.161	0.123	0.157	24.71	8.60e-04	6465.75	0.2	1.922e+06	66.9	0.0	0.0
8	9.716	0.103	0.142	2.436e+04	0.8	60.31	2.10e-03	6877.34	0.2	0.0	0.0
9	12.637	0.079	0.123	95.98	3.34e-03	19.75	6.88e-04	4.112e+05	14.3	0.0	0.0
Risulta				2.868e+06		2.869e+06		2.831e+06			
In percen- tuale				99.86		99.89		98.57			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0,073 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.512 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	0.0	-63.13	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	0.0	-18.89	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	0.0	-18.89	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	0.0	-18.88	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	0.0	-18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	0.0	-106.08	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	0.0	-18.89	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	0.0	-18.89	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	-18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	-7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	0.0	-160.57	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	0.0	-18.89	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	-6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	-18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	-7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.660	0.602	0.034	3.050e+04	1.1	2.612e+06	90.9	306.23	1.07e-02	0.0	0.0
2	1.953	0.512	0.040	1.754e+06	61.1	7.731e+04	2.7	367.74	1.28e-02	0.0	0.0
3	2.216	0.451	0.045	9.879e+05	34.4	5589.64	0.2	144.33	5.02e-03	0.0	0.0
4	5.922	0.169	0.073	3.579e+04	1.2	2554.55	8.89e-02	2.217e+05	7.7	0.0	0.0
5	6.621	0.151	0.073	2.040e+04	0.7	4.047e+04	1.4	6810.72	0.2	0.0	0.0
6	7.140	0.140	0.073	1.035e+04	0.4	1.228e+05	4.3	3.160e+05	11.0	0.0	0.0
7	8.163	0.123	0.073	773.13	2.69e-02	7387.68	0.3	1.860e+06	64.7	0.0	0.0
8	9.095	0.110	0.073	2.842e+04	1.0	2090.07	7.28e-02	5351.72	0.2	0.0	0.0



Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
9	12.567	0.080	0.067	335.37	1.17e-02	28.00	9.75e-04	4.202e+05	14.6	0.0	0.0
Risulta In percen- tuale				2.869e+06 99.88		2.870e+06 99.92		2.831e+06 98.55			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.552 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	0.0	63.13	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	0.0	18.89	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	0.0	18.89	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	0.0	18.89	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	0.0	18.88	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	0.0	18.89	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	0.0	106.08	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	0.0	18.89	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	0.0	18.89	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	0.0	18.89	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	18.89	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	7.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	0.0	160.57	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	0.0	18.89	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	6.77	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	0.0	18.89	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	18.89	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	7.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									



Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.653	0.605	0.034	1.462e+05	5.1	2.412e+06	84.0	227.17	7.91e-03	0.0	0.0
2	1.813	0.552	0.037	1.513e+06	52.7	2.807e+05	9.8	354.60	1.23e-02	0.0	0.0
3	2.351	0.425	0.048	1.109e+06	38.6	1941.46	6.76e-02	272.01	9.47e-03	0.0	0.0
4	5.739	0.174	0.073	6.265e+04	2.2	108.81	3.79e-03	1.139e+05	4.0	0.0	0.0
5	6.282	0.159	0.073	5055.40	0.2	1.965e+04	0.7	1.264e+05	4.4	0.0	0.0
6	7.091	0.141	0.073	3829.59	0.1	1.455e+05	5.1	3.092e+05	10.8	0.0	0.0
7	8.177	0.122	0.073	288.35	1.00e-02	8336.89	0.3	1.860e+06	64.8	0.0	0.0
8	9.151	0.109	0.073	2.654e+04	0.9	1750.09	6.09e-02	1373.61	4.78e-02	0.0	0.0
9	12.538	0.080	0.067	1102.09	3.84e-02	21.98	7.65e-04	4.176e+05	14.5	0.0	0.0
Risulta				2.867e+06		2.870e+06		2.830e+06			
In percen- tuale				99.83		99.93		98.51			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.603 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	216.81	0.0	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	216.06	0.0	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	152.15	0.0	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	152.15	0.0	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	83.07	0.0	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	216.81	0.0	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	216.06	0.0	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	152.15	0.0	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	216.81	0.0	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	203.07	0.0	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	152.15	0.0	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.658	0.603	0.034	6544.62	0.2	2.621e+06	91.2	388.43	1.35e-02	0.0	0.0
2	1.877	0.533	0.038	1.729e+06	60.2	4.710e+04	1.6	97.46	3.39e-03	0.0	0.0
3	2.297	0.435	0.047	1.036e+06	36.1	2.504e+04	0.9	382.70	1.33e-02	0.0	0.0
4	5.810	0.172	0.073	4.990e+04	1.7	6712.17	0.2	1.423e+05	5.0	0.0	0.0
5	6.152	0.163	0.073	426.52	1.48e-02	5.232e+04	1.8	8.557e+04	3.0	0.0	0.0
6	7.307	0.137	0.073	1.652e+04	0.6	1.007e+05	3.5	4.220e+05	14.7	0.0	0.0
7	8.173	0.122	0.073	1059.01	3.69e-02	1.092e+04	0.4	1.735e+06	60.4	0.0	0.0
8	8.385	0.119	0.073	2.731e+04	1.0	6219.88	0.2	1.087e+04	0.4	0.0	0.0
9	12.430	0.080	0.067	1156.93	4.03e-02	177.52	6.18e-03	4.324e+05	15.1	0.0	0.0
Risulta				2.867e+06		2.870e+06		2.829e+06			
In percen- tuale				99.81		99.91		98.49			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.627 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	-216.81	0.0	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	-216.06	0.0	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	-152.15	0.0	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	-83.07	0.0	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	-152.15	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	-216.81	0.0	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	-216.06	0.0	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	-152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	-152.15	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	-216.81	0.0	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	-203.07	0.0	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	-152.15	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.595	0.627	0.033	1.357e+05	4.7	2.257e+06	78.6	177.44	6.18e-03	0.0	0.0
2	1.940	0.516	0.040	1.851e+06	64.5	3.610e+05	12.6	587.24	2.04e-02	0.0	0.0
3	2.332	0.429	0.048	7.831e+05	27.3	7.824e+04	2.7	53.29	1.86e-03	0.0	0.0
4	5.849	0.171	0.073	4.801e+04	1.7	1.014e+04	0.4	1.648e+05	5.7	0.0	0.0
5	6.589	0.152	0.073	2.352e+04	0.8	5587.35	0.2	1.586e+05	5.5	0.0	0.0
6	7.075	0.141	0.073	2175.84	7.58e-02	1.509e+05	5.3	1.668e+05	5.8	0.0	0.0
7	8.161	0.123	0.073	24.71	8.60e-04	6465.75	0.2	1.922e+06	66.9	0.0	0.0
8	9.716	0.103	0.073	2.436e+04	0.8	60.31	2.10e-03	6877.34	0.2	0.0	0.0
9	12.637	0.079	0.067	95.98	3.34e-03	19.75	6.88e-04	4.112e+05	14.3	0.0	0.0
Risulta				2.868e+06		2.869e+06		2.831e+06			
In percen- tuale				99.86		99.89		98.57			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) verticale	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.000
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.028 g
			fattore q: 1.500
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1095.00	5.380e+05	511.42	592.11	0.0	0.0	928.71	118.68	0.147	0.307	0.947
1065.50	1.890e+04	252.39	155.28	0.0	0.0	931.85	117.65	0.251	0.500	0.076
961.25	1.824e+04	471.80	181.84	0.0	0.0	932.67	117.66	0.315	0.340	0.129
914.38	1.114e+04	473.85	178.78	0.0	0.0	932.98	92.86	0.336	0.343	0.167
867.50	1.050e+04	374.13	175.04	0.0	0.0	932.98	92.86	0.427	0.417	0.160
854.00	4808.43	1783.84	351.62	0.0	0.0	2679.66	377.69	0.002	4.023	1.206
820.63	1.784e+04	999.52	255.53	0.0	0.0	953.11	332.50	0.068	0.031	0.334
773.75	1.923e+04	1069.96	262.42	0.0	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
726.88	1.143e+04	1070.04	262.43	0.0	0.0	953.11	332.50	0.068	0.078	0.304
718.00	8.818e+05	585.74	906.45	0.0	0.0	947.36	333.44	0.028	0.242	2.479
697.38	2.350e+04	387.56	184.12	0.0	0.0	646.16	146.55	0.035	1.149	0.188
688.96	628.53	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
659.93	628.53	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.89	628.53	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
601.86	628.53	65.21	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
582.86	1.951e+04	473.01	180.03	0.0	0.0	643.18	103.19	0.013	1.590	0.748
572.82	628.53	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
543.79	628.53	-22.90	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
534.29	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	0.0	643.18	103.19	0.013	1.562	0.706
514.75	628.53	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
485.71	1.844e+04	216.66	180.90	0.0	0.0	932.98	92.86	0.424	0.535	0.172
467.50	620.41	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
449.29	620.41	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
437.14	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161

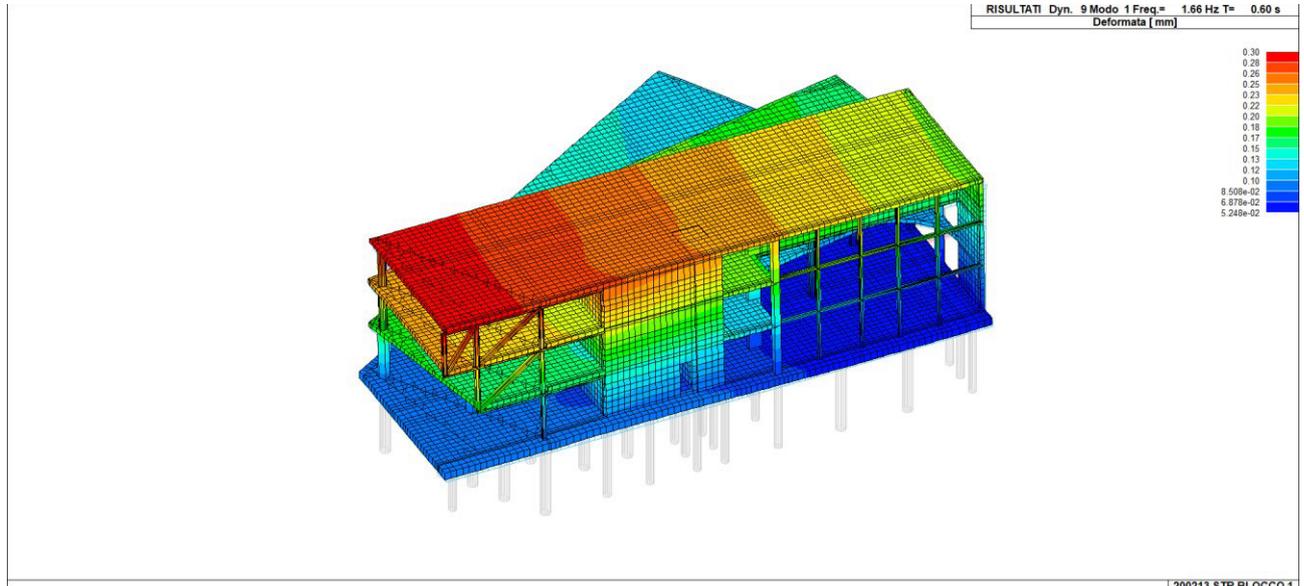


Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
431.07	620.41	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
412.86	620.41	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
394.64	620.41	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
388.57	1.137e+04	475.96	175.63	0.0	0.0	932.98	92.86	0.336	0.341	0.161
376.43	620.41	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
358.21	620.41	197.36	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
340.00	1.143e+06	635.60	1282.63	0.0	0.0	928.79	123.38	0.141	0.212	2.260
313.75	610.89	197.36	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
310.50	1.491e+04	258.37	154.54	0.0	0.0	932.45	117.66	0.259	0.497	0.074
287.50	610.89	153.31	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
261.25	610.89	109.26	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	1.567e+04	459.21	184.90	0.0	0.0	933.29	96.13	0.347	0.354	0.170
208.75	610.89	21.15	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.251e+04	455.82	185.46	0.0	0.0	933.29	96.13	0.347	0.356	0.171
156.25	610.89	-66.95	264.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	1.896e+04	226.78	184.30	0.0	0.0	933.29	96.13	0.422	0.527	0.169
110.31	627.99	-66.95	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
90.63	627.99	-22.90	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
70.94	627.99	21.15	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
51.25	627.99	65.21	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31.56	627.99	109.26	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	1.190e+04	480.40	181.38	0.0	0.0	933.29	96.13	0.347	0.338	0.163
11.88	627.99	153.31	123.25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	2.872e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.657	0.603	0.010	6.479e+04	2.3	2.550e+06	88.8	276.26	9.62e-03	0.0	0.0
2	1.879	0.532	0.010	1.595e+06	55.5	1.420e+05	4.9	340.11	1.18e-02	0.0	0.0
3	2.278	0.439	0.010	1.110e+06	38.7	3024.99	0.1	214.34	7.46e-03	0.0	0.0
4	5.856	0.171	0.025	4.876e+04	1.7	1033.89	3.60e-02	1.785e+05	6.2	0.0	0.0
5	6.418	0.156	0.027	1.420e+04	0.5	2.522e+04	0.9	5.499e+04	1.9	0.0	0.0
6	7.107	0.141	0.028	5777.44	0.2	1.392e+05	4.8	3.127e+05	10.9	0.0	0.0
7	8.171	0.122	0.028	472.80	1.65e-02	7889.28	0.3	1.864e+06	64.9	0.0	0.0
8	9.090	0.110	0.028	2.768e+04	1.0	1970.83	6.86e-02	234.14	8.15e-03	0.0	0.0
9	12.555	0.080	0.028	679.13	2.36e-02	24.38	8.49e-04	4.194e+05	14.6	0.0	0.0
Risulta				2.868e+06		2.870e+06		2.830e+06			
In percen- tuale				99.85		99.92		98.54			

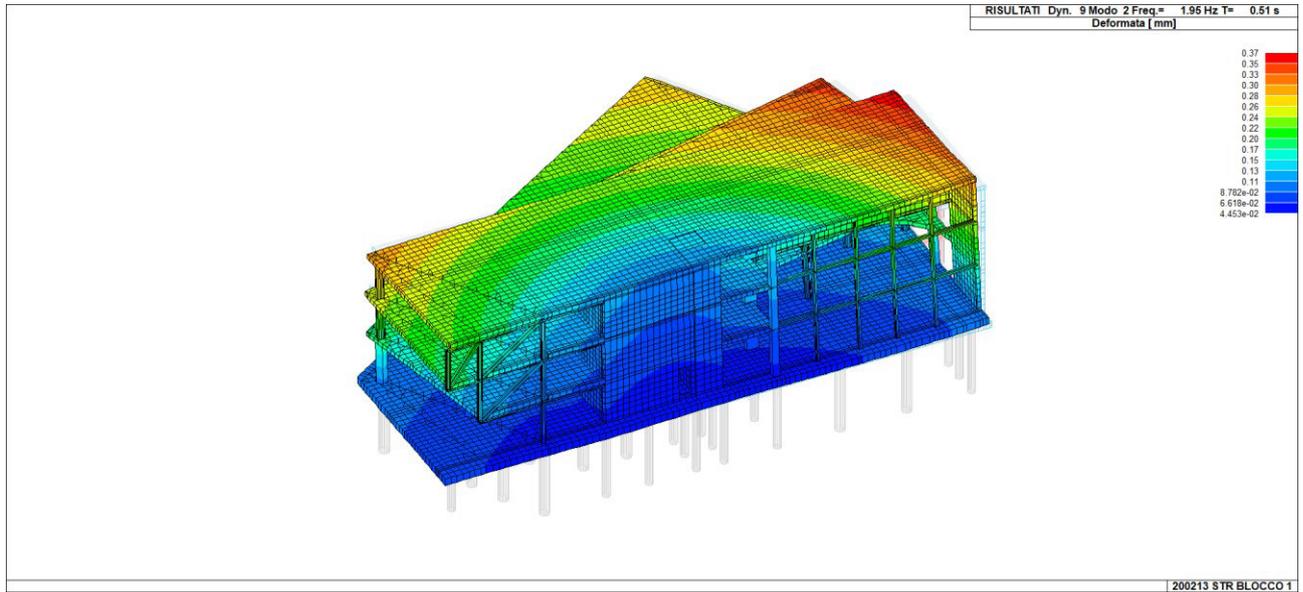
Si riportano i primi tre modi di vibrare:

MODO DI VIBRARE I - f=1,66 Hz T=0,60s

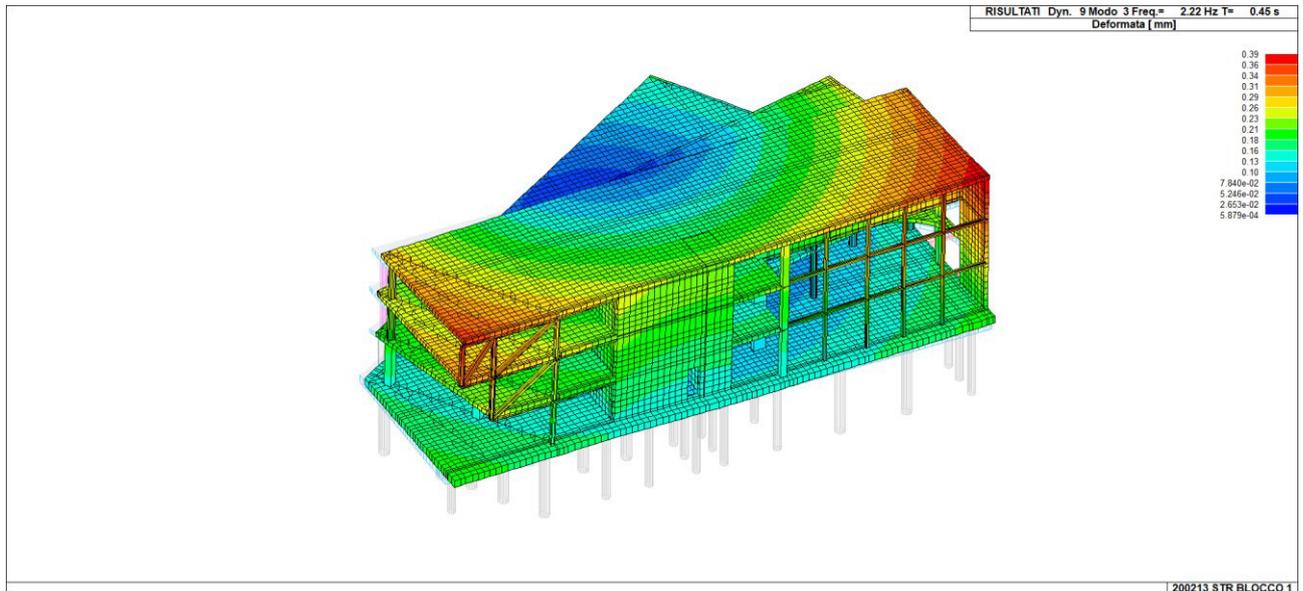




MODO DI VIBRARE II - $f=1,95$ Hz $T=0,51$ s



MODO DI VIBRARE III - $f=2,22$ Hz $T=0,45$ s





16. EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Per la valutazione dell'eventuale presa in conto delle non linearità geometriche si è ricorso al calcolo del fattore θ come da par. §7.3.1 delle NTC:

$$\theta = \frac{P \cdot d_E}{V \cdot h}$$

Dove:

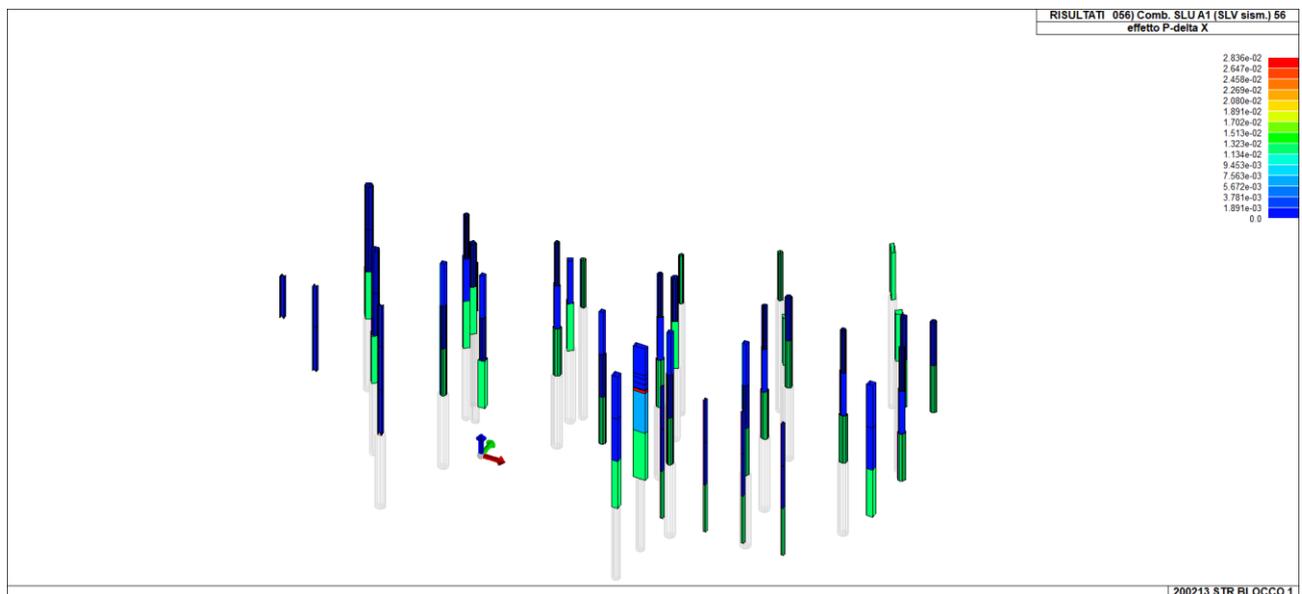
- P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante. Tali spostamenti sono valutati come da par. §7.3.3.3 delle NTC:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

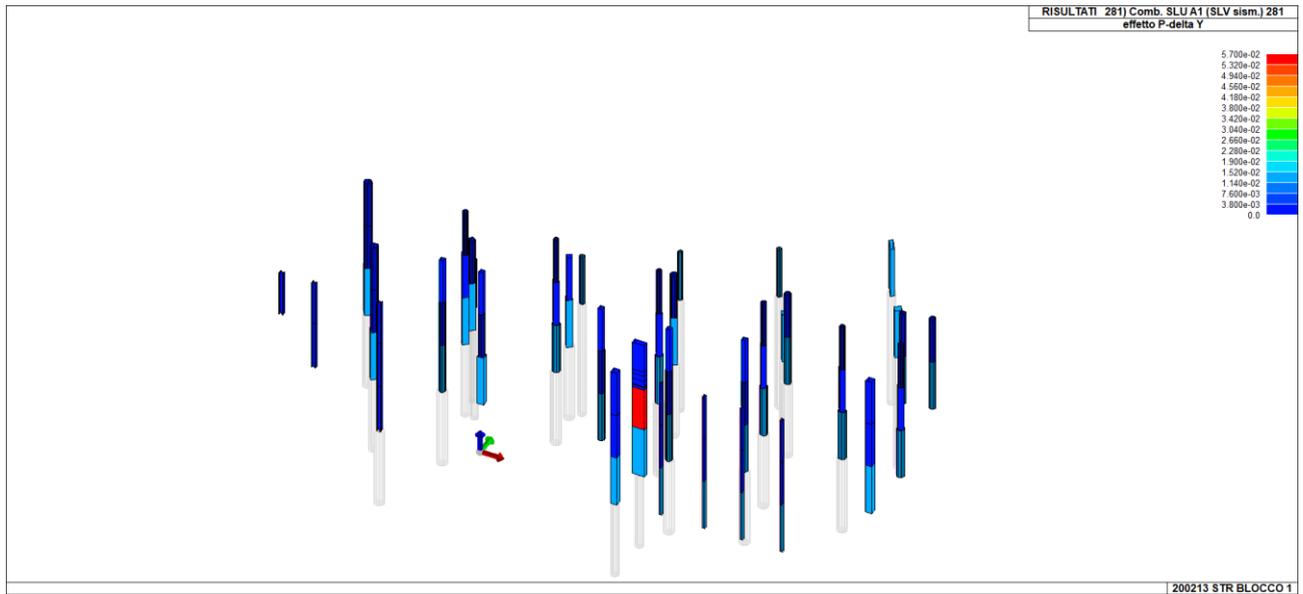
Dove d_{Ee} sono gli spostamenti ottenuti dall'analisi lineare dinamica e $\mu_d = q = 1$ con $T_1 \geq T_c \rightarrow 0,60 > 0,409$.

- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q ;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Si riportano di seguito i valori ottenuti dall'analisi:



VALORI DI θ MAX DIR X



VALORI DI θ MAX DIR Y

IL VALORE DI θ RISULTA MINORE DI 0,1 - PERTANTO GLI EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE SONO STATI TRASCURATI.



17. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore che il valore di ciascuna domanda di progetto, per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

La tabella C7.3.I fornisce, per ciascuno stato limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica inoltre il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso			
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV	
SLE	SLO	NS	§ 7.3.6.1								x
		ST									
	IM	Funzionamento degli impianti				§ 7.3.6.3					x
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1						
NS ST		Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1					x	x		
SLU	SLV	ST		§ 7.3.6.1					x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi			§ 7.3.6.3				x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti				§ 7.3.6.3			x	x

SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)						x	x
	ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)						x	x

Si riporta la sintesi delle verifiche effettuate:

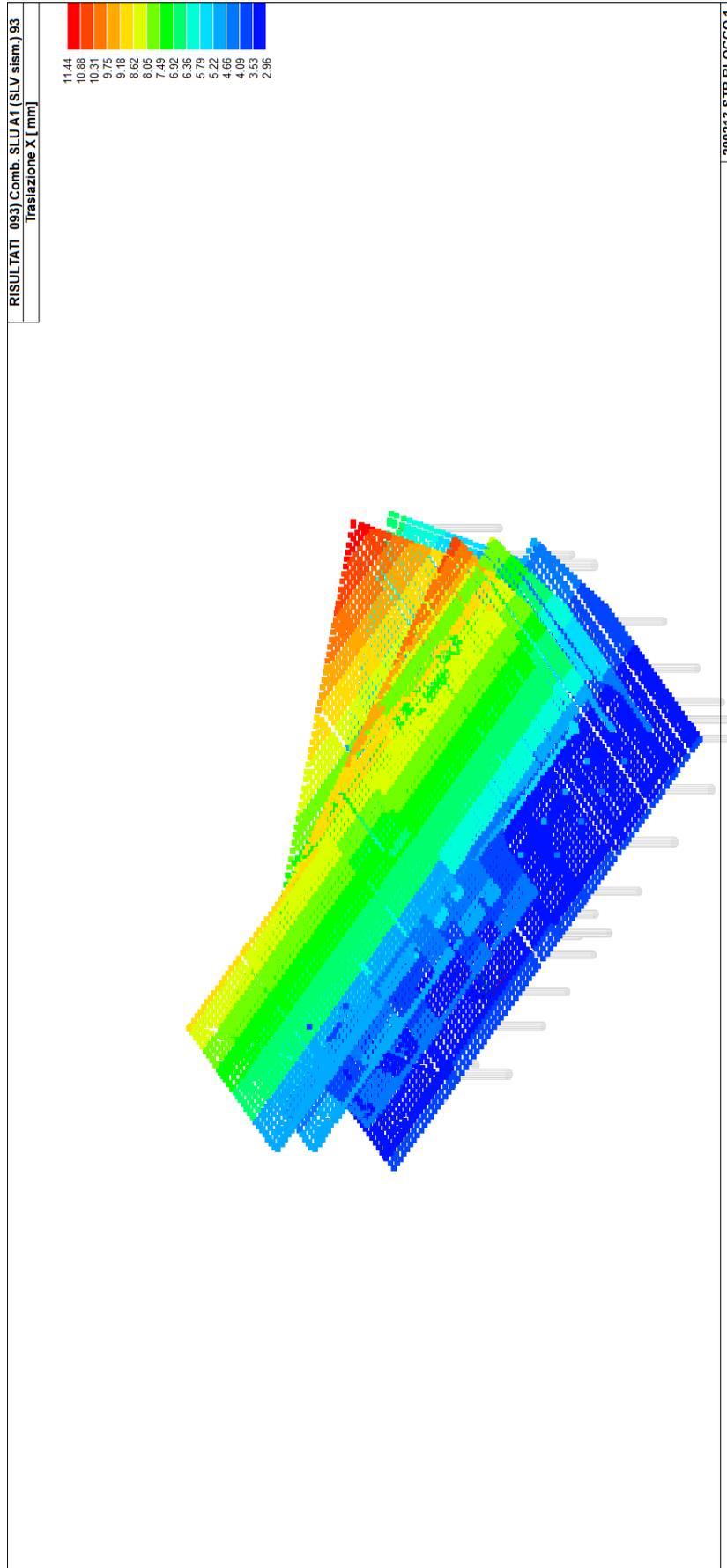
- VERIFICA SLO (RIG) - § 7.3.6.1 -> CAPITOLO 19;
- VERIFICA SLO (FUN) § 7.3.6.3 -> CAPITOLO 20;
- VERIFICA SLD (RES) § 7.3.1 -> Avendo utilizzato $q = 1$ le ordinate dello spettro di progetto SLV sono superiori a quelle dello spettro allo stato limite SLD, pertanto le verifiche di resistenza allo stato limite SLD sono state omesse;



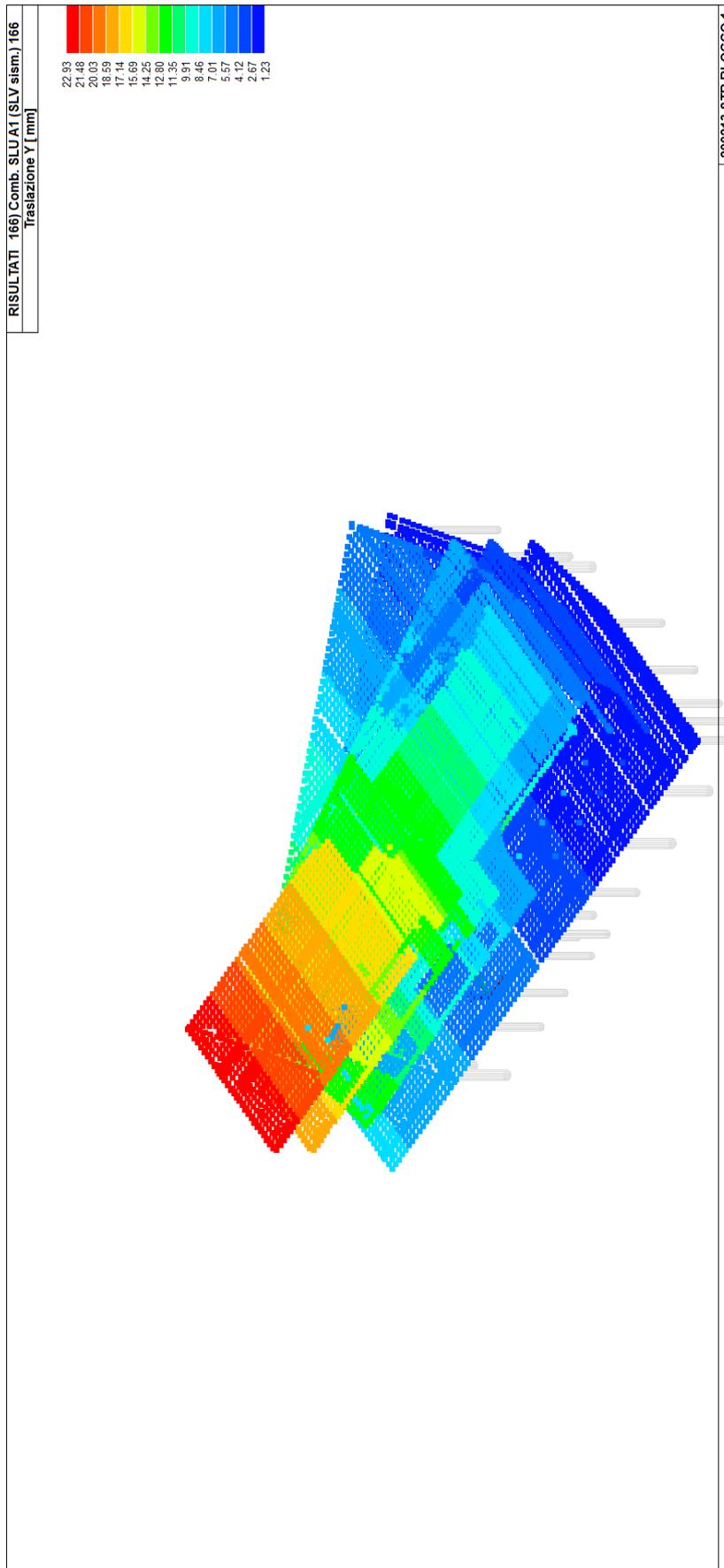
- VERIFICA SLV (RES) - §7.3.6.1 -> La struttura ha un comportamento non dissipativo, pertanto la capacità degli elementi strutturali è stata calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico;
- VERIFICA SLV NS (STA) §7.3.6.2 -> CAPITOLO 21;
- VERIFICA SLV IM (STA) §7.3.6.3 -> CAPITOLO 20;
- VERIFICA SLC (DUT) §7.3.6.1 -> Le verifiche di duttilità sono state omesse in quanto è stato utilizzato un fattore di comportamento $q = 1$;
- VERIFICA SLC (SPO) §7.10.6.2.2 -> Tali verifiche sono state omesse in quanto non sono presenti sistemi di isolamento sismico.
-

18. DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI

Il dimensionamento di giunti è stato effettuato considerando lo spostamento massimo all'SLV come da §7.2.1 delle NTC 2018. Lo spostamento d_E sotto l'azione sismica di progetto come da §7.3.3.3 delle NTC 2018, si ottiene moltiplicando i valori ottenuti dall'analisi per il fattore di duttilità in spostamento μ_D dove $\mu_D = q = 1$ avendo $T_1 \geq T_c \rightarrow 0,60s > 0,409$.



SPOSTAMENTI MASSIMI IN DIREZIONE X



SPOSTAMENTI MASSIMI IN DIREZIONE Y



Gli spostamenti massimi sono 11,44 mm in direzione X e 22,93 mm in direzione Y.

Si ricava lo spostamento totale del blocco 1 $\rightarrow \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} = 25,6 \text{ mm}$

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV. La valutazione del giunto è stata effettuata considerando lo spostamento massimo del blocco 2 pari a 25,5 mm. Il giunto quindi deve essere di almeno $25,6 + 25,5 = 51,1 \text{ mm}$.

Il giunto tra le due costruzioni contigue (scuola - palestra e scuola - scala) è stato scelto pari a 80 mm.

19. VERIFICHE DI RIGIDEZZA - VERIFICA SPOSTAMENTI

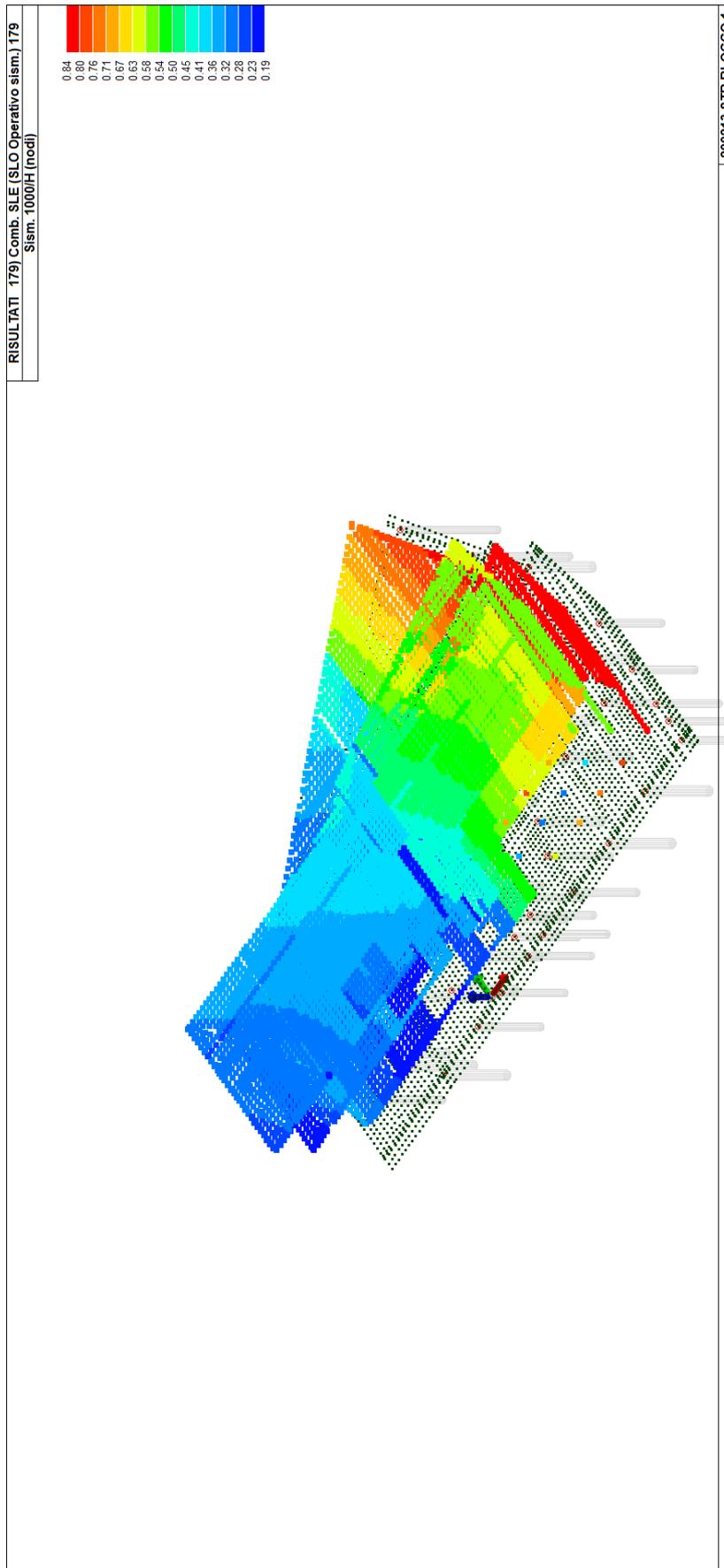
La verifica in termini di rigidezza prevede che la deformazione degli elementi strutturali non debba produrre sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile (§7.3.6.1 delle NTC 2018). Per soddisfare tale verifica si limitano gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto. Per la CU IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti indicati nel seguito:

$$qd_r \leq 0.0050 \cdot h$$

Dove:

- d_r è lo spostamento di interpiano;
- h è l'altezza del piano.

Per semplicità di consultazione si è espresso lo spostamento in termini $1000 \cdot \eta T/h$ da confrontare direttamente con i valori forniti nella norma. La verifica a SLO si ritiene soddisfatta se il rapporto di $1000/h$ è minore di 5 allo SLD e minore di 3,33 (2/3 di 5) allo SLO.



Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

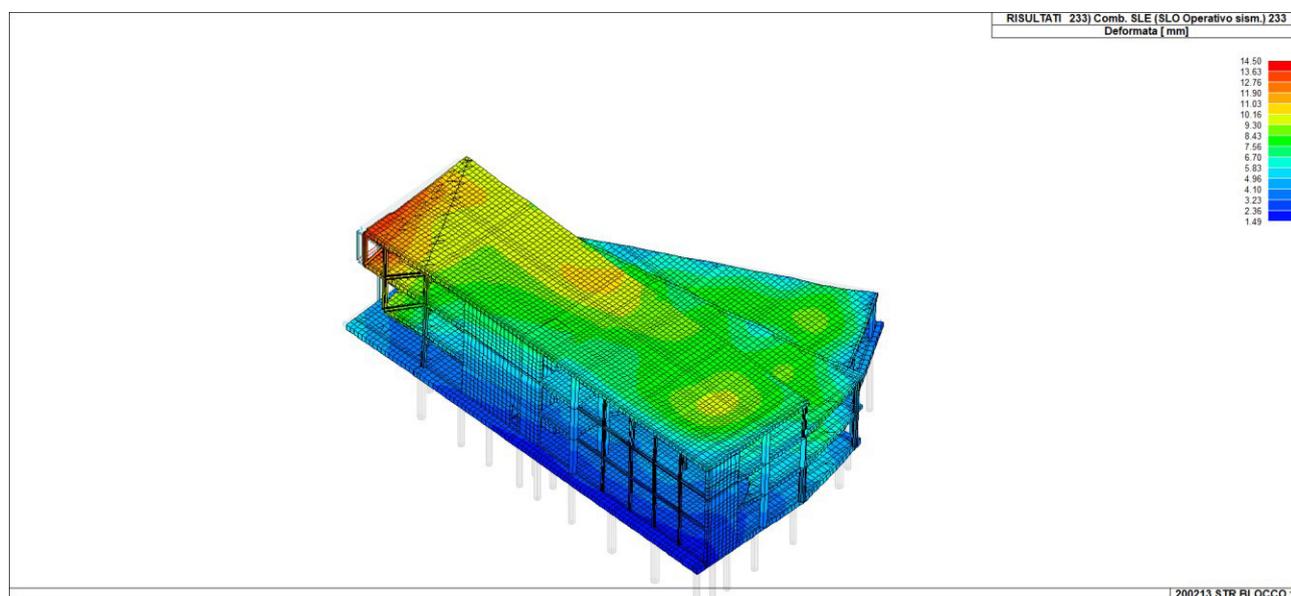


20. IMPIANTI

20.1 VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO

In accordo con il §7.3.6.3 delle NTC 2018, per gli impianti si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

Si riportano gli spostamenti massimi ottenuti all'SLO:



Si prescrive che gli impianti installati devono essere tali da garantire il loro funzionamento anche a seguito di uno spostamento pari a circa 15mm. In prossimità dei giunti si prevede di utilizzare un giunto antisismico per tubazioni. Tale giunto è realizzato in gomma flessibile (compensatore di dilatazione) in cui la parte elastica è costituita da una miscela in gomma, a base di elastomeri sintetici. Tali giunti sono inoltre rinforzati internamente da più strati di fibre tessili e da fili di acciaio opportunamente disposti.



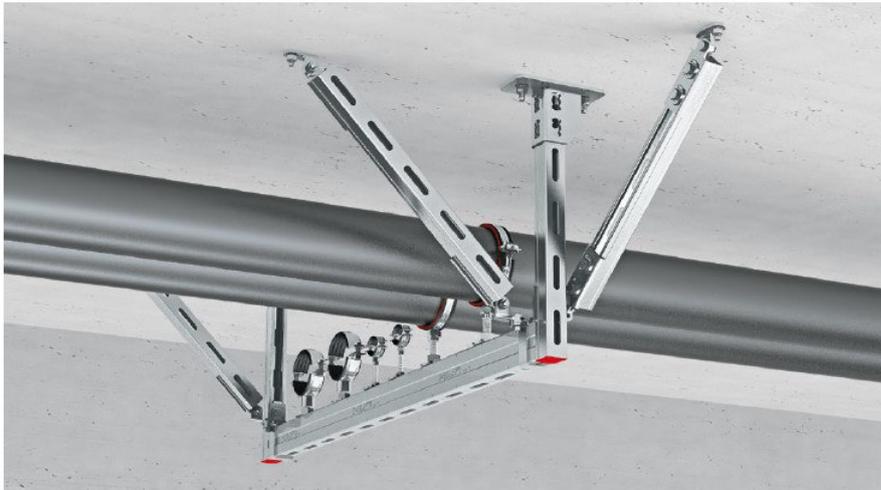


20.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

20.3 IMPIANTI

Per gli impianti meccanici si è scelto di utilizzare dei sistemi modulari tipo Hilti MQ o equivalente.



Con riferimento al §7.2.4 delle NTC 2018, la domanda sismica agente per la presenza di un impianto sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità $2Fa/S$, dove Fa è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, applicata al baricentro dell'elemento e calcolata utilizzando l'equazione riportata di seguito, e S è la superficie del pannello di tamponatura o di tramezzatura (ip. 1mx1m). L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a $0,051g$. Si considera un peso totale al metro pari a 50kg. Si prevede uno staffaggio ogni 2 metri.

$$F_a = (S_a \cdot W_a)/q_a$$

dove:

- W_a è il peso dell'elemento: $W_a = 50 \text{ daN/m} \times 2.00 \text{ m} = 100 \text{ daN}$;
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento (a favore di sicurezza pari a 1);
- S_a è l'accelerazione massima:
- $S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3(1+\frac{2}{T_1})}{(1+(1-\frac{T_a}{T_1})^2)} - 0,5 \right]$

Con:

- $\alpha = a_g/g$;
- $S = SS \times ST = 1,2$;



- Z = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 11,53 (a favore di sicurezza si sono considerati gli impianti ancorati al solaio di copertura);
- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,60 s;
- Ta = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale. Essendo la struttura porta impianti molto più rigida rispetto alla struttura dell'edificio il rapporto Ta/T1 si è considerato prossimo a 0.

Si ottiene $S_a = 0.28$, da cui una forza applicata pari a 14,5 daN, su un metro quadro.

Ipotizzando che gli impianti siano collegati alla struttura principale ogni 2 metri si ottiene $14,5 \cdot 2 = 29$ daN applicata alla singola staffa.

Dalla scheda tecnica del prodotto è possibile ricavare la tipologia di staffaggio che è possibile utilizzare:

Tabella N° 7 – carico puntuale in mezzeria, altezza del trapezio: 0.8 m



- A 4 VIE con MQS-AC
- 1 – set up con MQS-W41
- 2 – set up con MQS-W72
- 3 – set up con MQS-W41D

Tabella N° 8 – carico uniformemente distribuito, altezza del trapezio: 0.8 m

Fv (kN)	Fu max (kN)	Lunghezza binario orizzontale (m)									
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	
0.50	1.25	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
1.00	2.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
1.50	2.25	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
	2.70	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3
	3.45	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3
2.00	2.00	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3
	2.80	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3
	3.40	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3
2.50	2.75	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3
	3.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
3.00	3.30	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2
3.50	1.75	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2
	3.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	
4.00	3.20	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2	
4.50	3.15	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2			
5.00	3.00	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3				

Si sceglie di utilizzare una connessione sui solai tramite tassello meccanico tipo HILTI HSA M10 e un coefficiente di sicurezza pari a 3. Il taglio sollecitante per ogni tassello risulta essere pari a $32 \cdot 3 / 2 = 48$ daN. Confrontando tale valore con le resistenze fornite dal produttore, tali verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

**Resistenza caratteristica**

Dimensione ancorante			M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	h_{ef}	[mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione N_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio V_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]		7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante			M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	h_{ef}	[mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione N_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio V_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]		29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9

20.4 CONTROSOFFITTO

Analogamente a quanto esposto per gli impianti, si procede alla valutazione degli effetti dell'azione sismica sul controsoffitto. L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

Dove:

- W_a è il peso dell'elemento: $W_a = 20 \text{ daN/mq}$
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento (a favore di sicurezza pari a 1);
- S_a è l'accelerazione massima:
- $S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{\left(1 + \left(\frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$

Con:

- $\alpha = a_g / g$;
- $S = SS \times ST = 1,2$;
- Z = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 11,53 (a favore di sicurezza si sono considerati i controsoffitti ancorati al solaio di copertura);
- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,60 s;
- T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a

per cui si ottiene un'azione orizzontale pari a circa 7 daN/m². Ipotizzando una pendenza 1xlm e quattro connessioni al metro quadro si ottiene una forza di taglio pari a $7/4 = 1,75 \text{ daN}$ applicata al singolo ancorante.



Si ipotizza un ancorante meccanico tipo HILTI HSA:

Resistenza caratteristica

Dimensione ancorante			M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	h_{ef}	[mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione N_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio V_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]		7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante			M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	h_{ef}	[mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione N_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio V_{Rk}											
HSA, HSA-BW	[kN]		29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]		29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9

Ipotizzando una connessione tramite tassello meccanico tipo HILTI HSA M10 nella soletta di calcestruzzo (1890 daN) e un coefficiente di sicurezza pari a 3 si ottiene 630 daN di resistenza a taglio. La domanda di taglio è soddisfatta.

Per le considerazioni fatte in merito, la verifica della controsoffittatura si può ritenere soddisfatta.

21. VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

21.1 TAMPONATURE

La verifica di stabilità delle tamponature è stata condotta sotto l'azione della $F_a = (S_a \cdot W_a)/q_a$ calcolata all'SLV.

La norma inoltre consente di ridurre la domanda sismica S_a su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento q_a . Si riporta la tabella C7.2.I:

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0



Il sistema portante delle tamponature è costituito da un'intelaiatura in legno C24 con profili 6x14 cm posti ad interasse di 125 cm. Tali profili sono controventati da pannelli di OSB/3 avente spessore 20 mm.

Si è valutata la forza sismica. L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

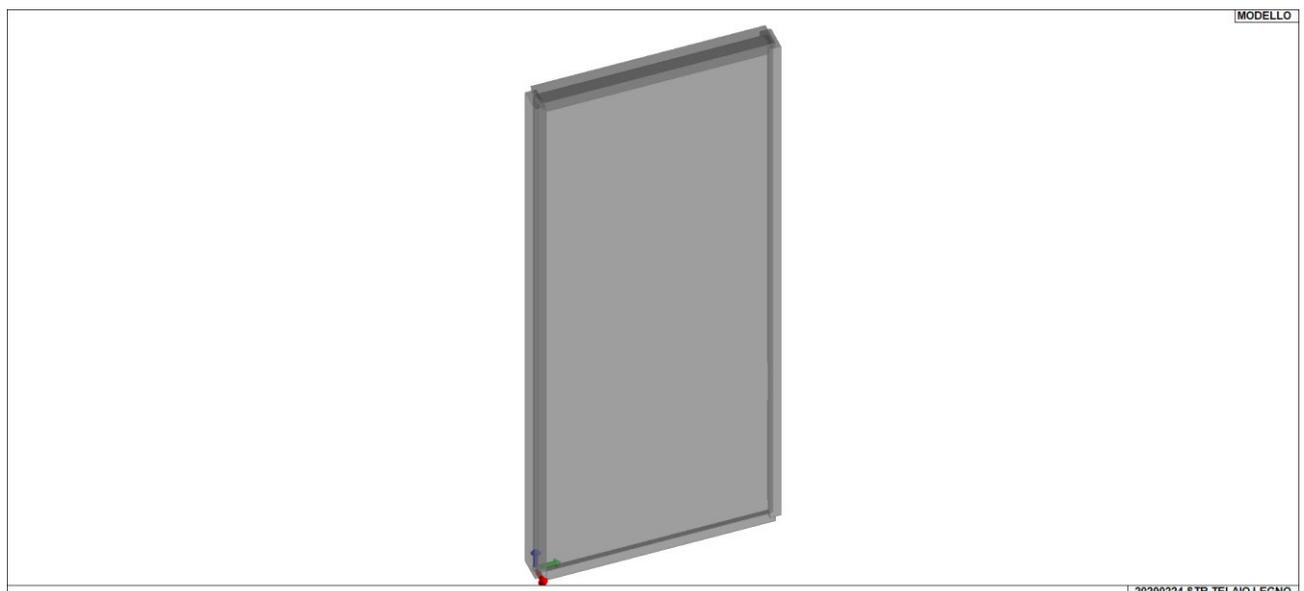
Dove:

- W_a è il peso dell'elemento: $W_a = 260$ daN
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento pari a 2;
- S_a è l'accelerazione massima:

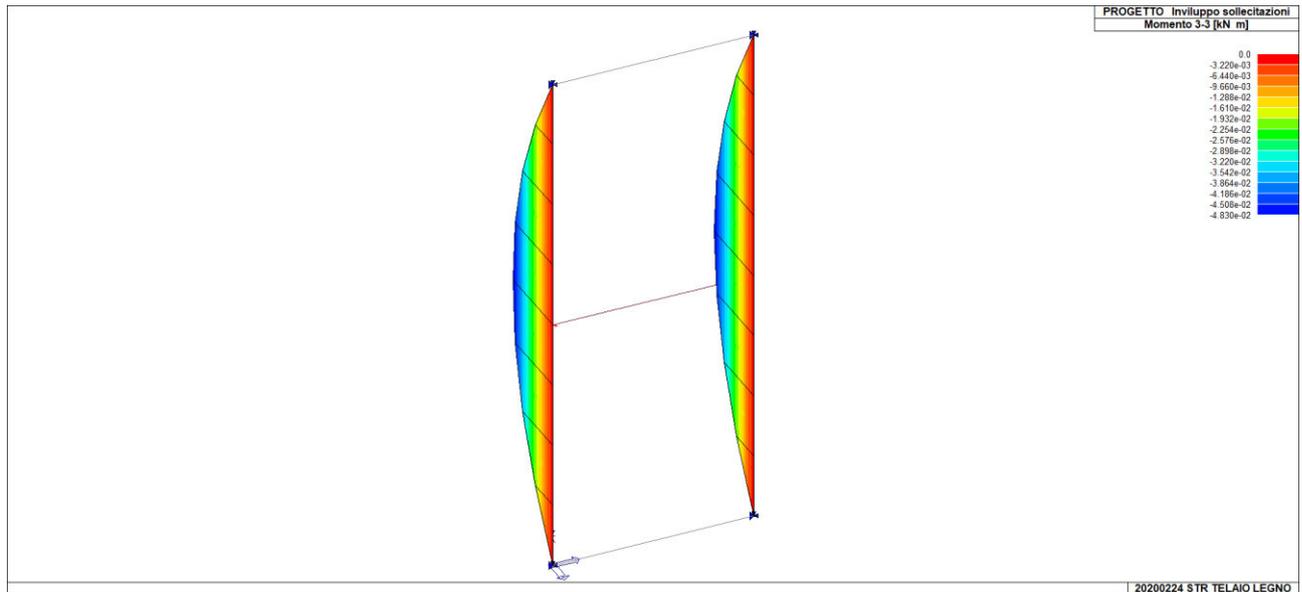
$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{\left(1 + \left(\frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$$

Con:

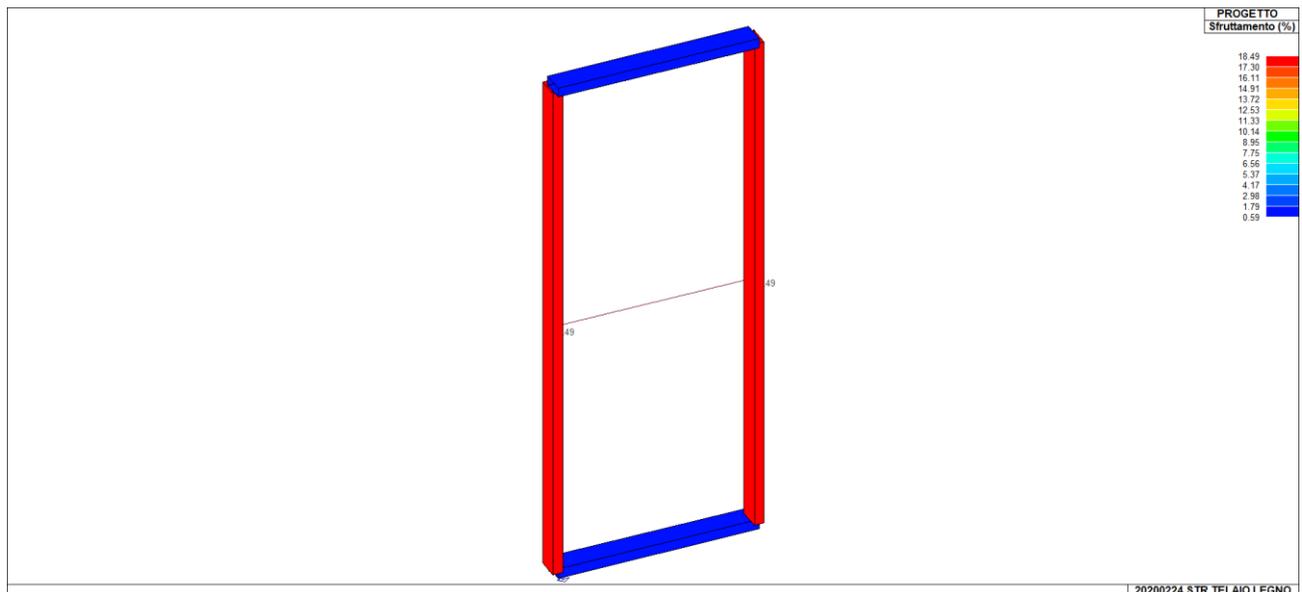
- $\alpha = a_g / g$;
- $S = S_S \times S_T = 1$;
- Z = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 9,93m
- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0.60 s;
- T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a 0.03s per cui si ottiene un'azione orizzontale concentrata pari a circa 19 daN.



MODELLO 3D PARETE



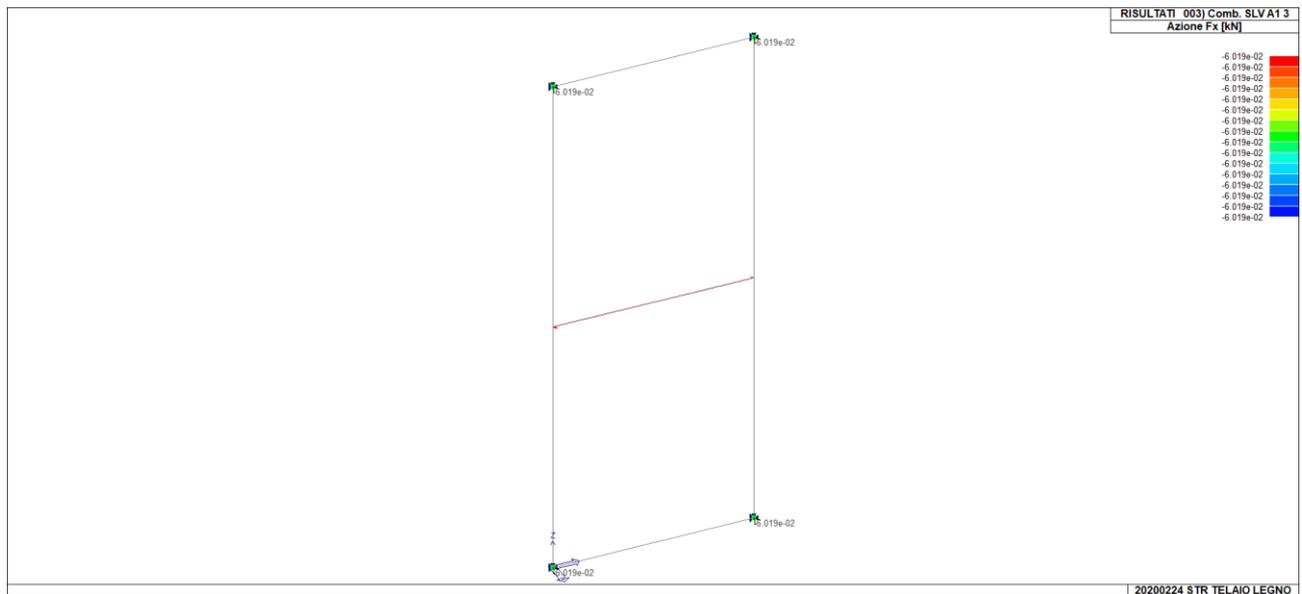
MOMENTO 3-3



SFRUTTAMENTO MATERIALE

Gli elementi costituenti il tamponamento risultano verificati.

Si decide di ancorare il tamponamento alla soletta in calcestruzzo superiormente ed inferiormente con 2 tasselli tipo Hilti HSA M8 ogni 1,25 m.



REAZIONE DEI VINCOLI

Utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3, il taglio sollecitante su ogni tassello risulta essere pari a $0,02 \cdot 3 = 0,06$ kN. Confrontando tale valore con le resistenze fornite dal produttore, tali verifiche risultano ampiamente soddisfatte.

Resistenza caratteristica

Dimensione ancorante		M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	h_{ef} [mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione N_{Rk}										
HSA, HSA-BW	[kN]	6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]	6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio V_{Rk}										
HSA, HSA-BW	[kN]	6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]	7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante		M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	h_{ef} [mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione N_{Rk}										
HSA, HSA-BW	[kN]	17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]	17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio V_{Rk}										
HSA, HSA-BW	[kN]	29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]	29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9



21.2 VERIFICA TRAMEZZA IN CARTONGESSO

Tipologia parete in cartongesso utilizzata.

W 112 Parete Knauf ad orditura metallica e doppio rivestimento									
	100	50	2x12.5	A (GKB) o E (GKF)	48	50	40	0.61	
	110		2x15		54				
	122		2x18		67				
	125	75	2x12.5	A (GKB) o E (GKF)	48	56	40/60	0.60/0.46	
	135		2x15		54				
	147		2x18		67				
	150		2x12.5		49				
	160	100	2x15		55	53/55/56	40/60/80	0.60/0.46/0.38	
	172		2x18		68				

Si è valutata la forza sismica per questo elemento non strutturale.

L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

Dove:

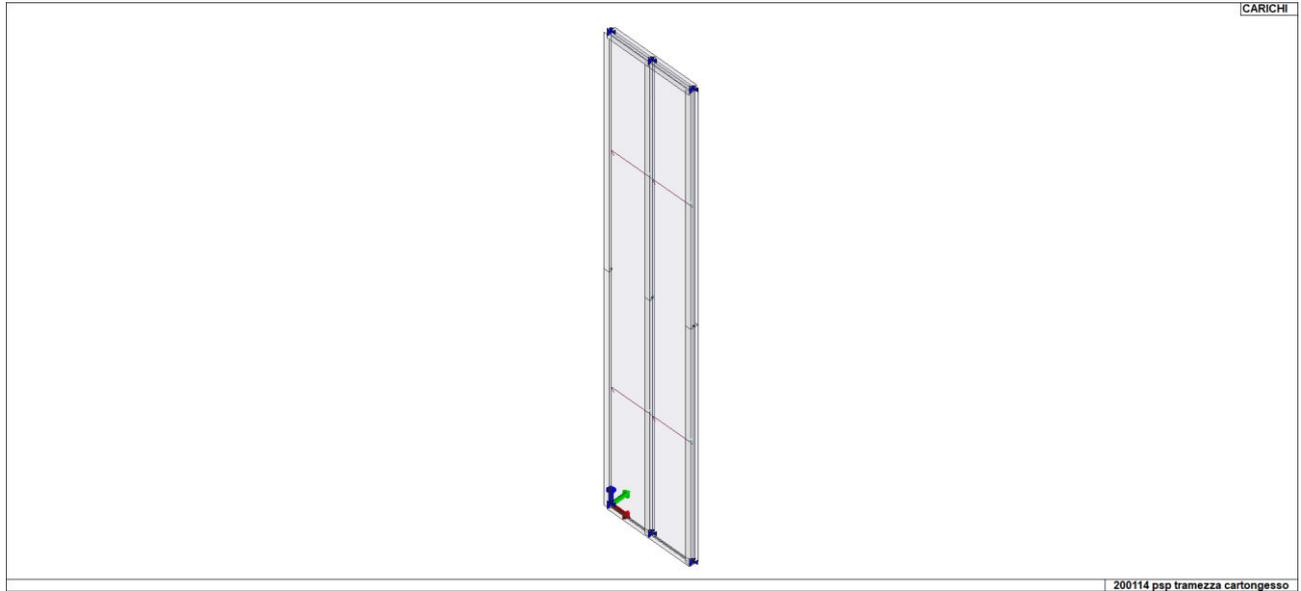
- W_a è il peso dell'elemento: $W_a = 70 \text{ daN}$
- q_a è il fattore di comportamento dell'elemento pari a 2;
- S_a è l'accelerazione massima:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{\left(1 + \left(\frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$$

Con:

- $\alpha = a_g / g$;
- $S = S_S \times S_T = 1$;
- Z = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 9,93m
- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T_1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0.60 s;
- T_a = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a 0.4s per cui si ottiene un'azione orizzontale concentrata pari a circa 6 daN. Ipotizzando due connessioni su ogni montante della parete si ottiene una forza di taglio pari a $6/2 = 3 \text{ daN}$ applicata al singolo ancorante.

Si è proceduto alla verifica della parete per tale azione.



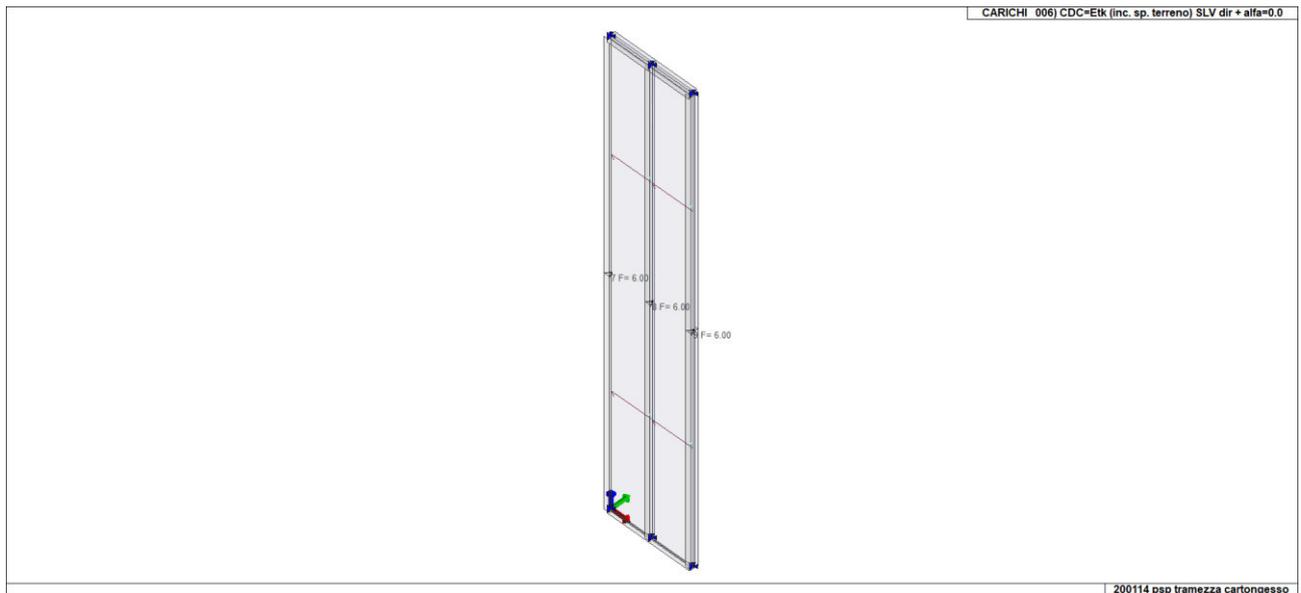
Sezione utilizzata:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	U : bi=7.5 ht=5 bs=0.6 hi=0.6	9.78	0.0	0.0	1.18	84.10	23.84	22.43	7.12	26.65	12.84

Carico applicato oltre al peso proprio:

Tipo	carico concentrato nodale
------	---------------------------

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	Fa	0.0	6.00	0.0	0.0	0.0	0.0





Casi di carico:

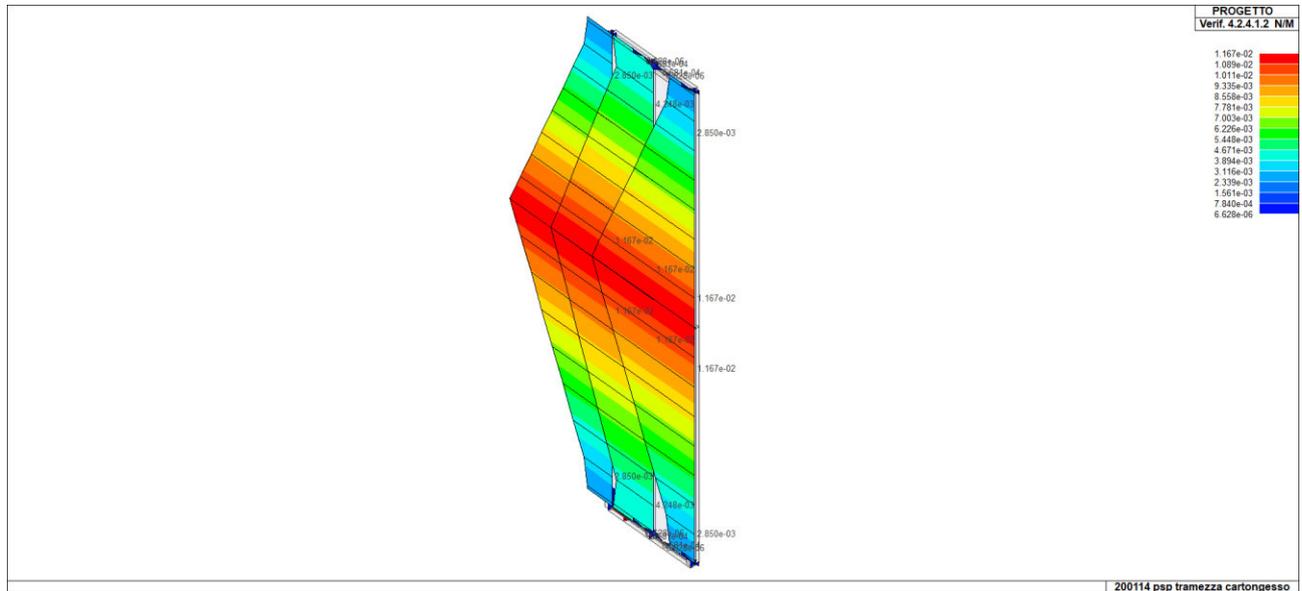
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Etk	CDC=Etk SLV	Nodo:da 7 a 9 Azione : Fa

Combinazioni:

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLV A1 3
4	SLE (r)	Comb. SLE (rara) 4
5	SLE (f)	Comb. SLE (freq.) 5
6	SLE (p)	Comb. SLE (perm.) 6

Verifiche sui montanti:

Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
2	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
3	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
8	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
9	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
10	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
Pilas.			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			5.61e-04	0.01										



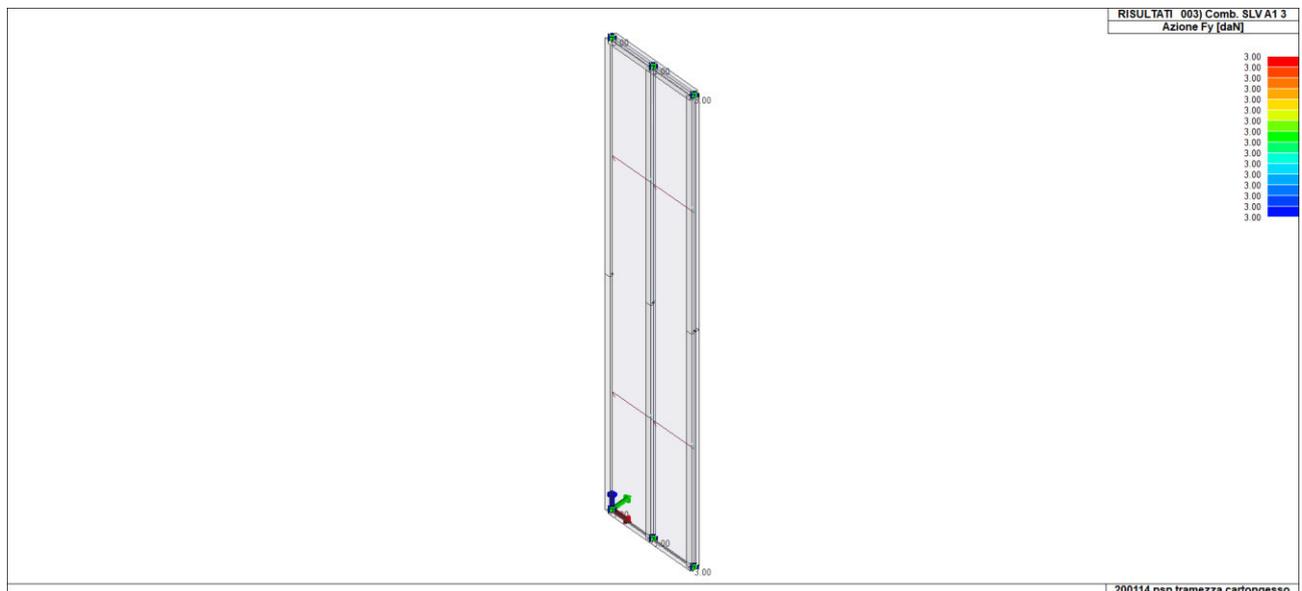
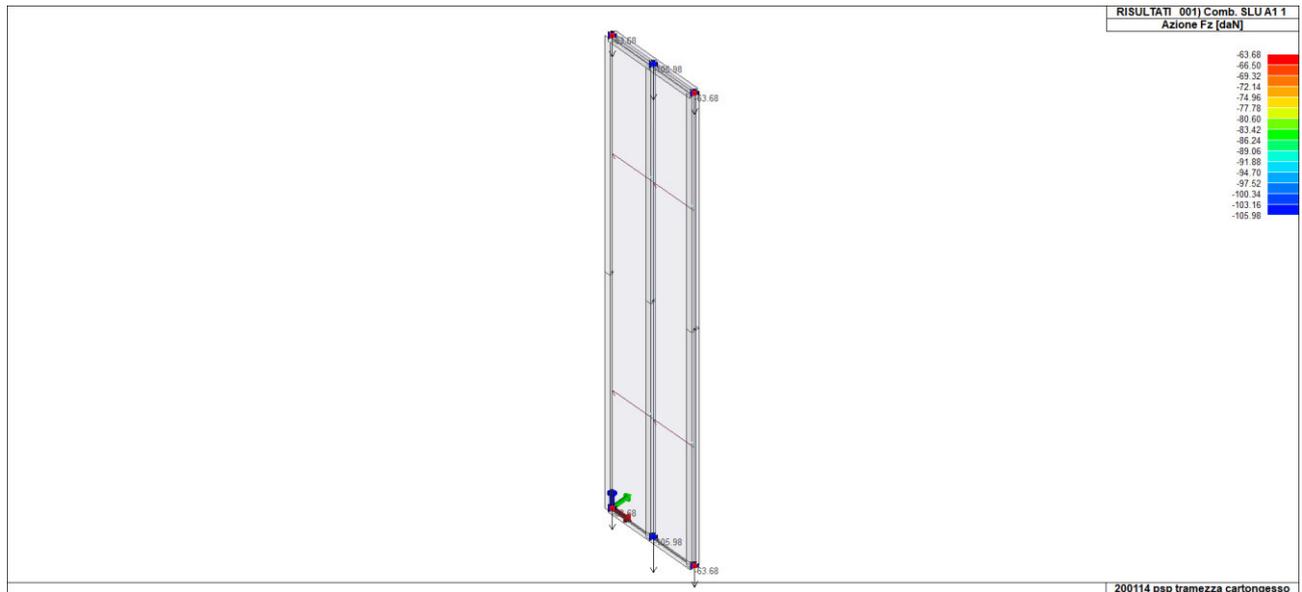
VERIFICA N/M SODDISFATTA



Dall'analisi della parete soggetta al peso proprio e alla forza sismica per l'elemento non strutturale risulta che il tassello che ancora la parete alla struttura è soggetta alle seguenti forze:

F_y (taglio) = 3daN

F_z (trazione) = 106daN



L'unione della parete alla struttura avverrà per mezzo di unione bullonata tramite tasselli tipo "HILTI HTS-HCR M8". Il dimensionamento e verifica del tassello necessario all'unione è avvenuto tramite il software della "HILTI".

Il tassello è stato verificato, a favore di sicurezza, per sollecitazioni maggiori come mostrato in figura.



Profis Anchor 2.8.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

1

14/01/2020

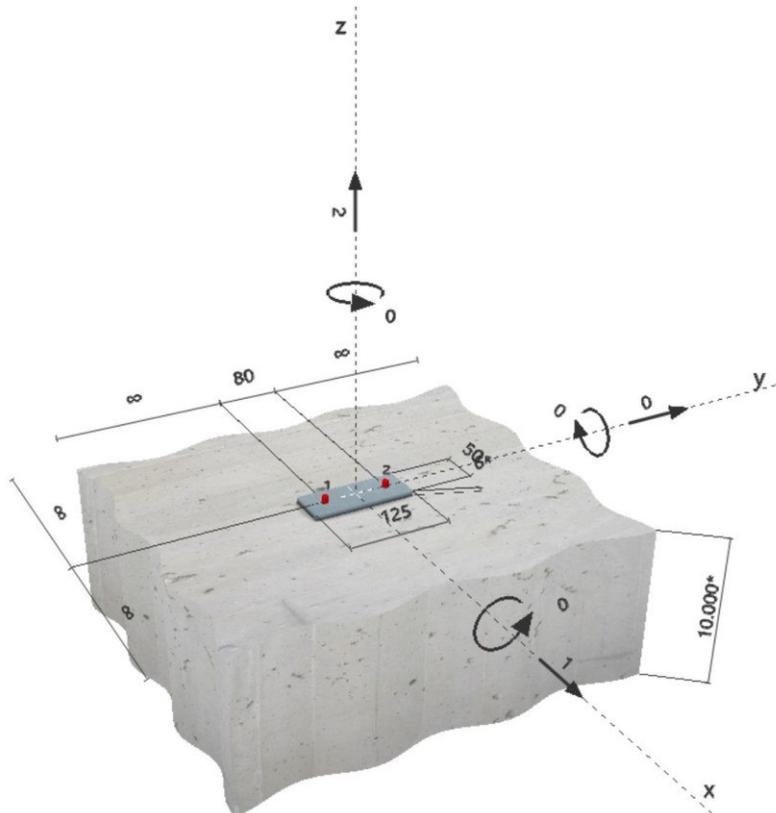
Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST-HCR M8	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 47 \text{ mm}$, $h_{nom} = 55 \text{ mm}$	
Materiale:	HCR	
Certificazione No.:	ETA 98/0001	
Emesso Validato:	09/02/2018 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Meccanico	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 6 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 50 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	nessun profilo	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000 \text{ mm}$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.5

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono I Fax:
E-mail:

Pagina: 2
Progetto:
Contratto N°:
Data: 14/01/2020

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

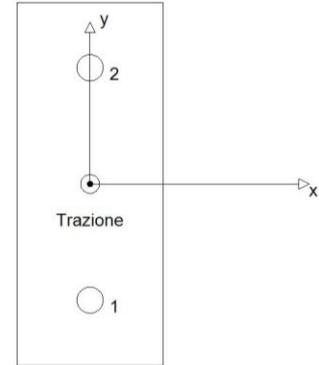
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	1,000	0,500	0,500	0,000
2	1,000	0,500	0,500	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 2,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	1,000	12,933	8	OK
Rottura per sfilamento*	1,000	4,082	25	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	2,000	11,833	17	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
19,400	1,500	12,933	1,000

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
5,000	1,225	1,500	4,082	1,000

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
31.161	19.881	71	141	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1,000	7,700	13,589	1,800	11,833	2,000



4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,500	10,400	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	1,000	28,399	4	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
13,000	1,000	13,000	1,250	10,400	0,500

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	k_8	
31.161	19.881	71	141	30,00	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7,700	13,589	1,500	28,399	1,000		

**Profis Anchor 2.8.5**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

5

14/01/2020

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,077	0,048	2,000	1	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,245	0,035	1,500	13	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{sk} = 0,741 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,185 \text{ [mm]}$$

$$V_{sk} = 0,370 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,080 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,202 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{sk} = 0,741 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,463 \text{ [mm]}$$

$$V_{sk} = 0,370 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,120 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,478 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
 Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

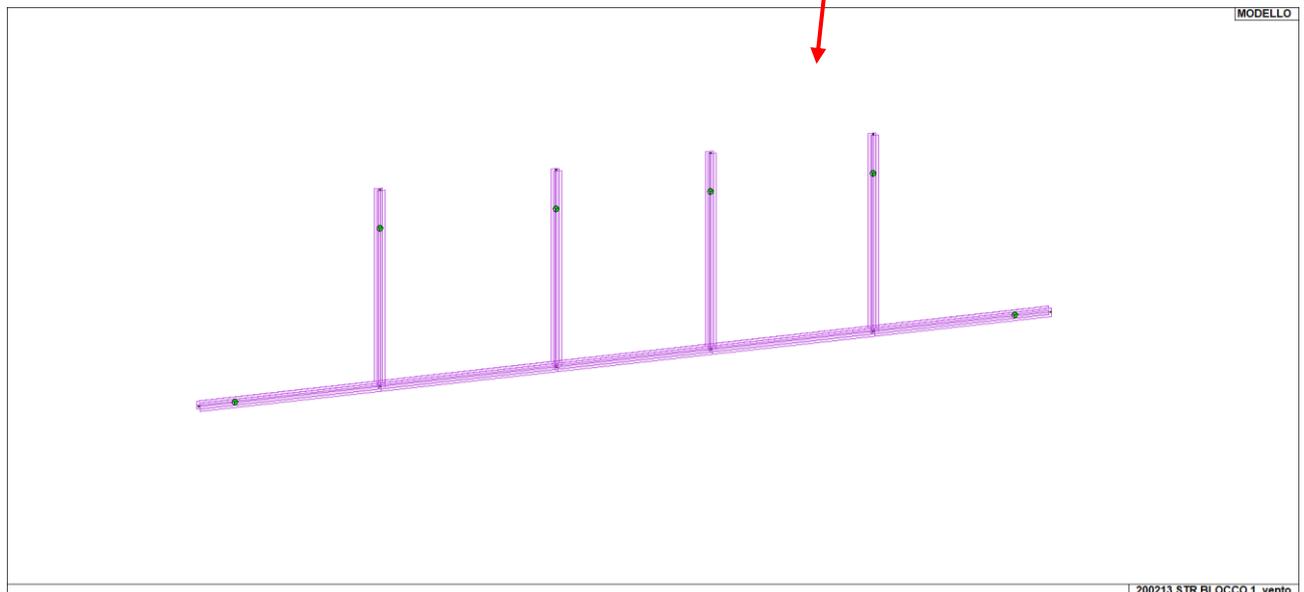
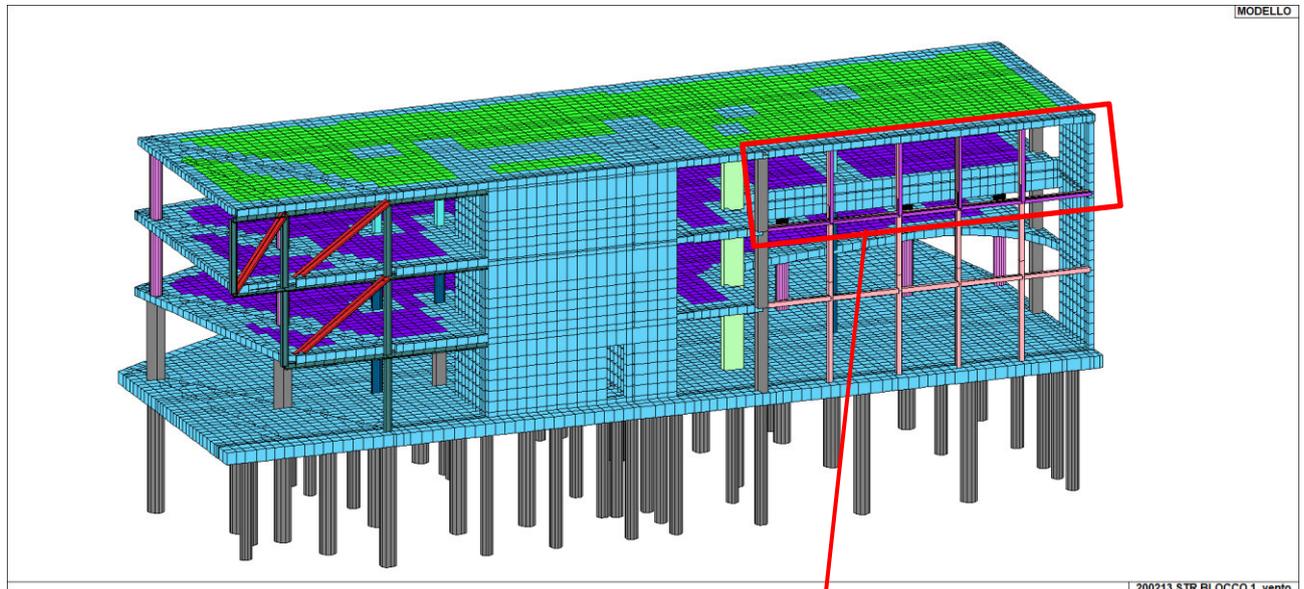
7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\Psi_{re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30 \text{ mm}$

L'ancoraggio risulta verificato!

**21.3 VERIFICA STRUTTURA PORTA TAMPONATURA**

Tale struttura è ancorata alla struttura in acciaio di facciata, al setto in C.A., al solaio del secondo piano e al solaio di copertura.

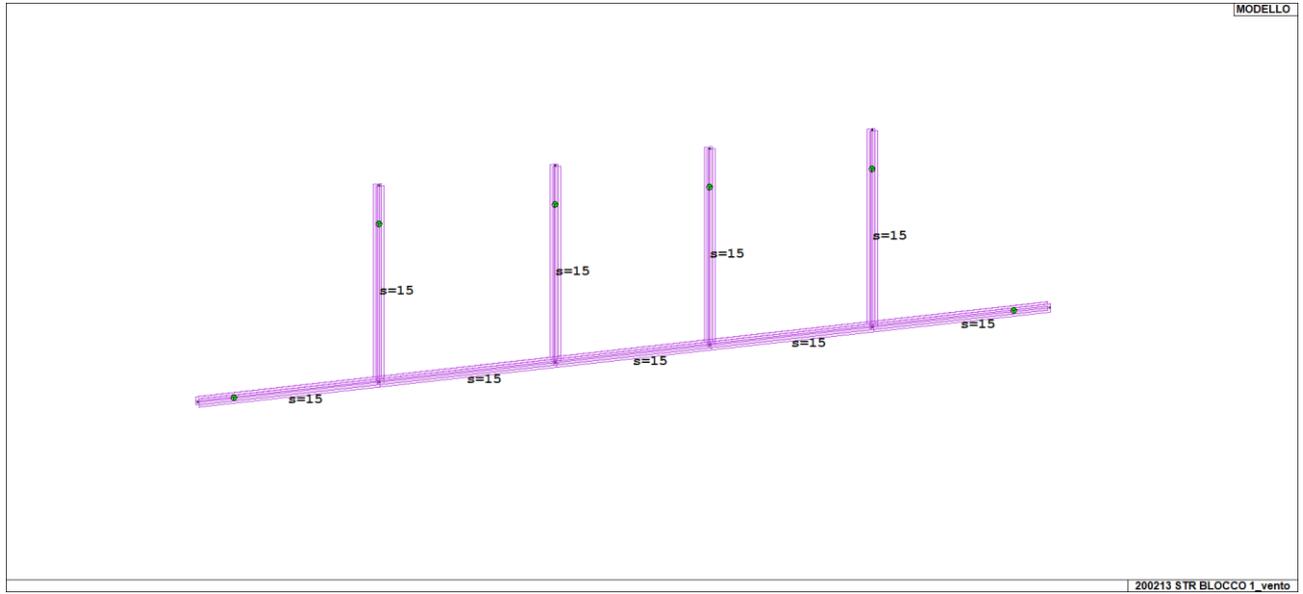


I carichi agenti su tale struttura sono il peso proprio del tamponamento e il carico del vento (maggiore di quello sismico).

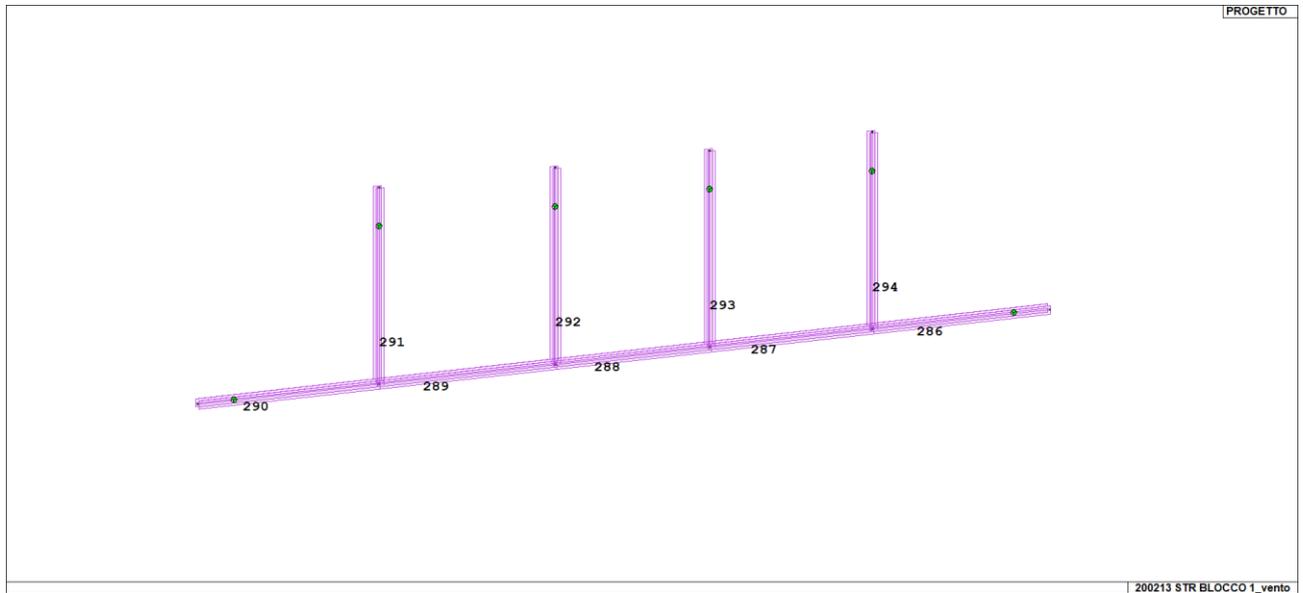


Si riportano le sezioni utilizzate:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
15	HEA 160	38.80	0.0	0.0	12.20	616.00	1673.00	76.90	220.10	117.60	245.10



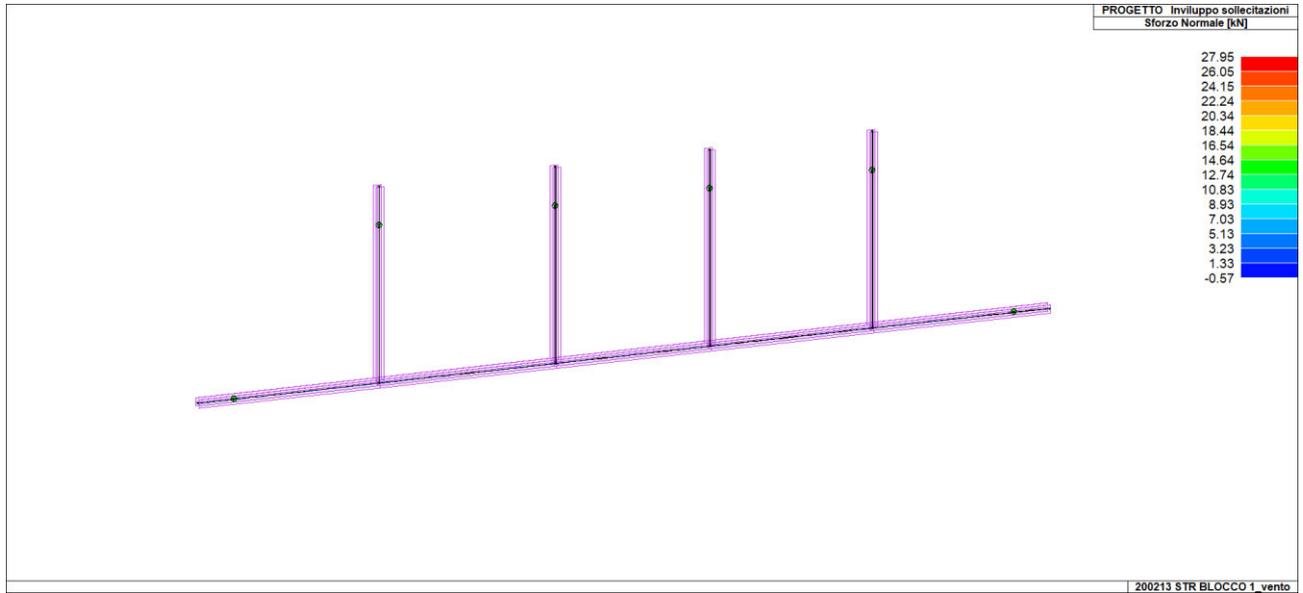
La numerazione delle sezioni:



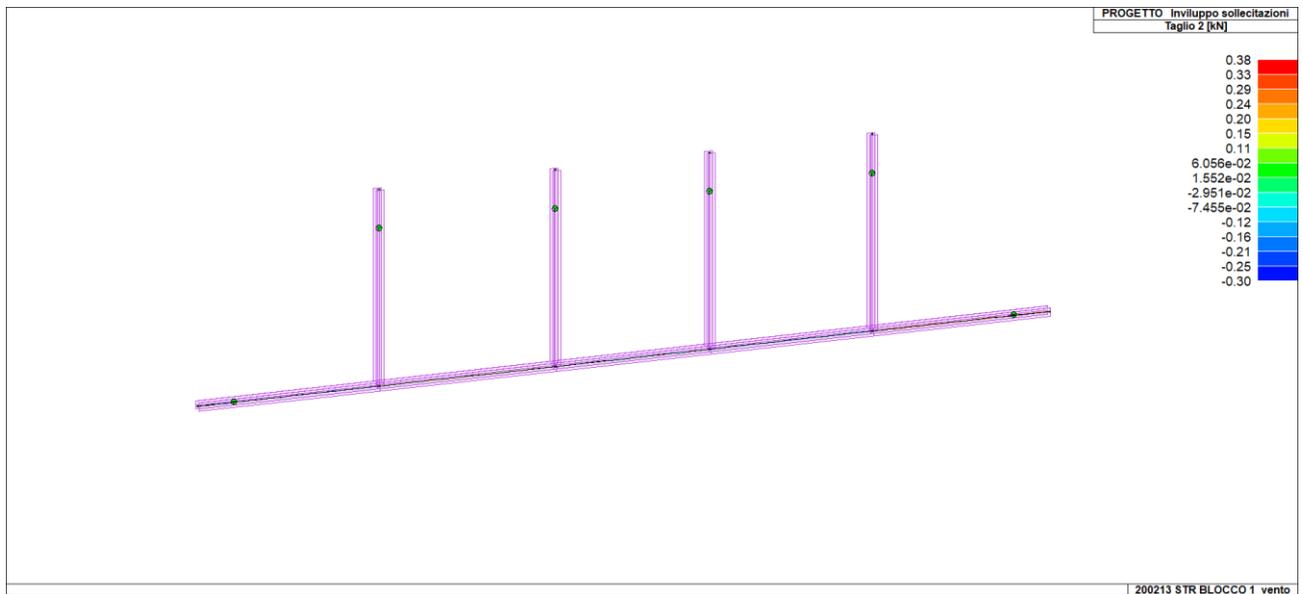


Di seguito si riportano gli involuipi delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE

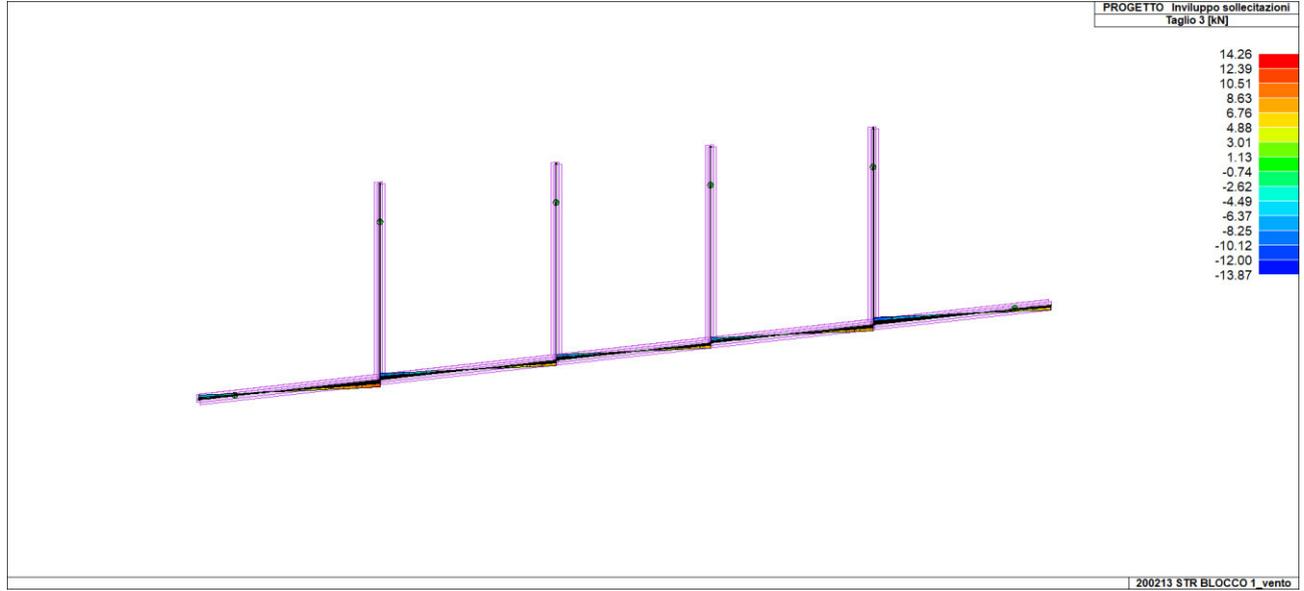


TAGLIO 2

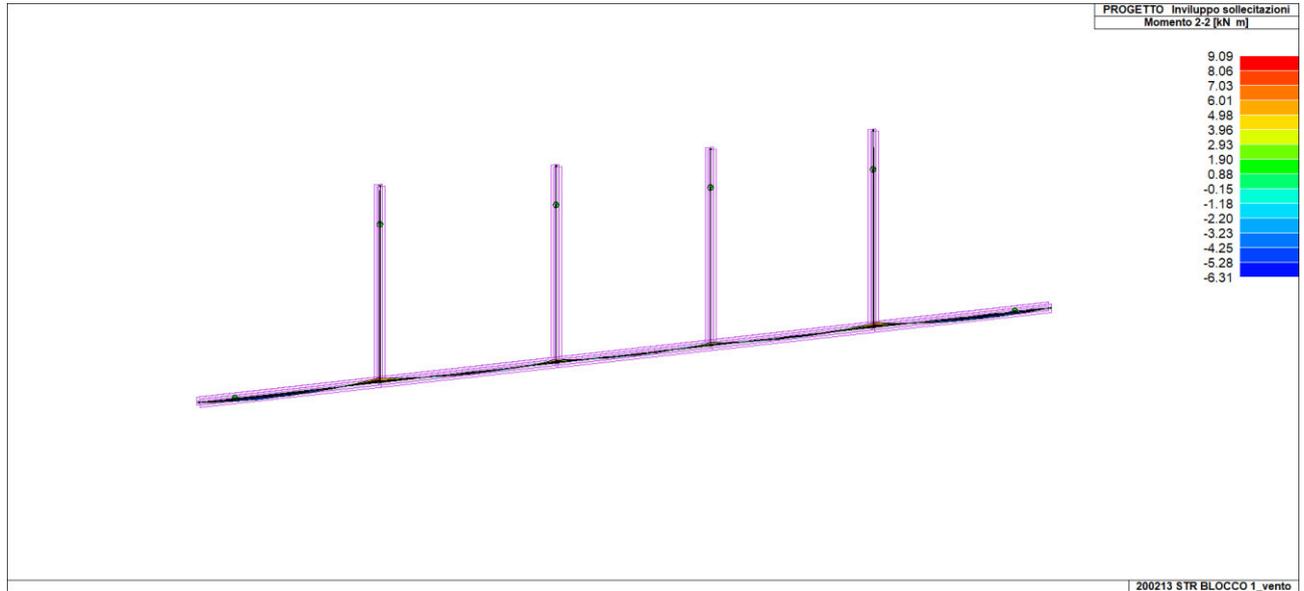




TAGLIO 3

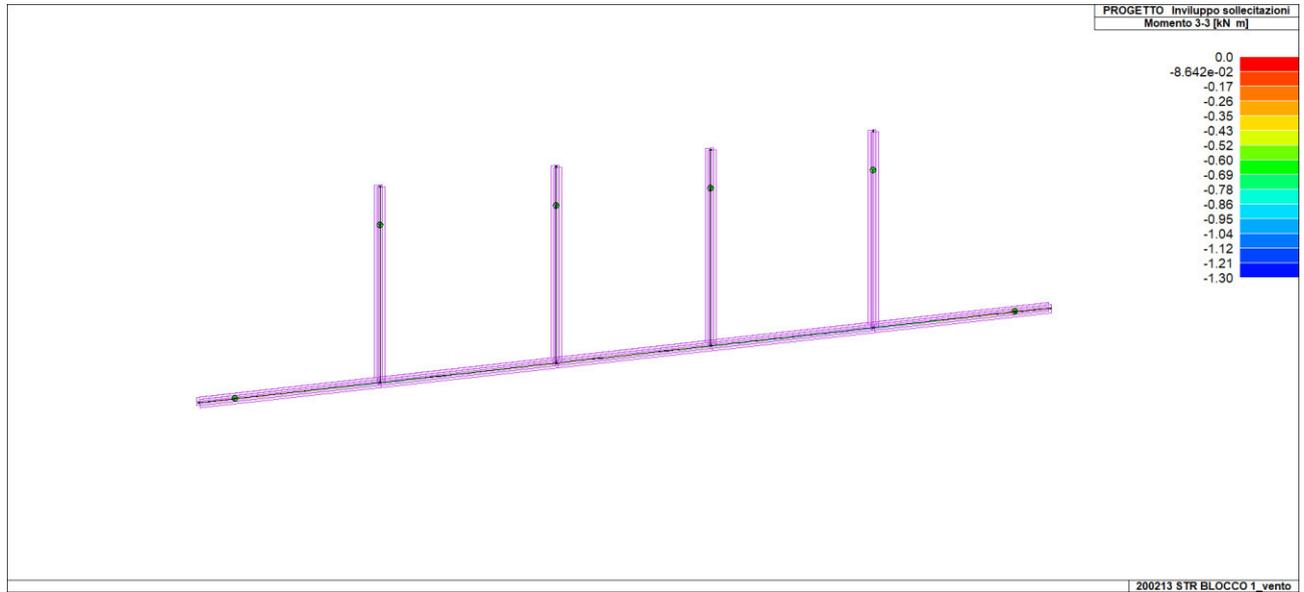


MOMENTO 2-2



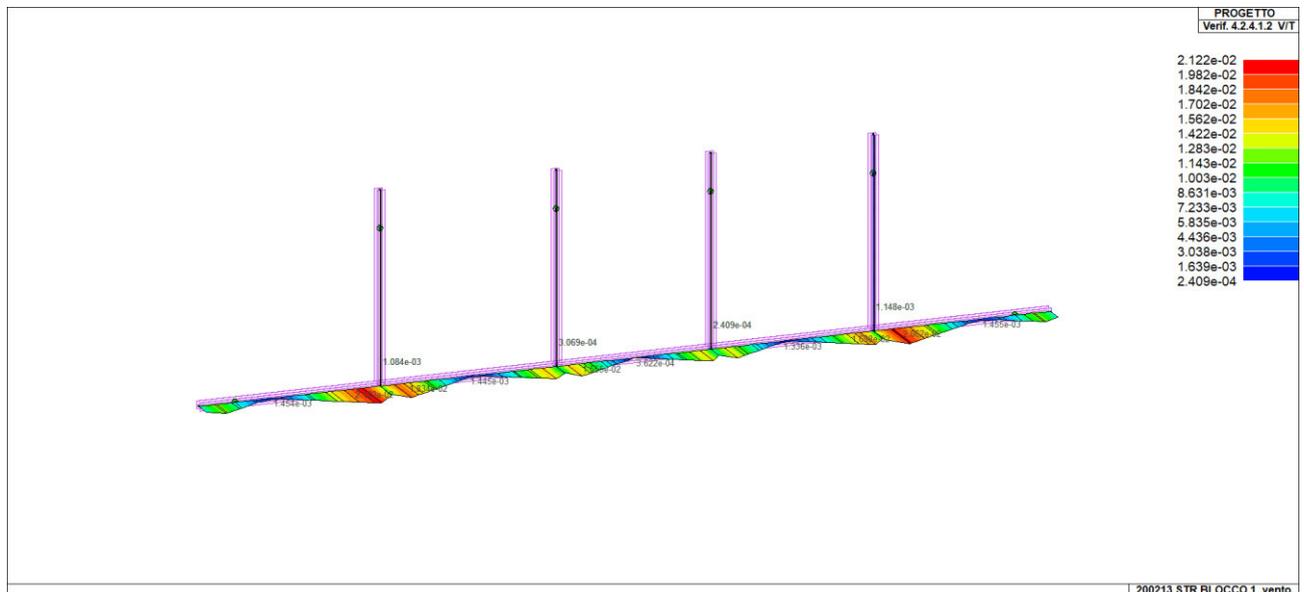


MOMENTO 3-3



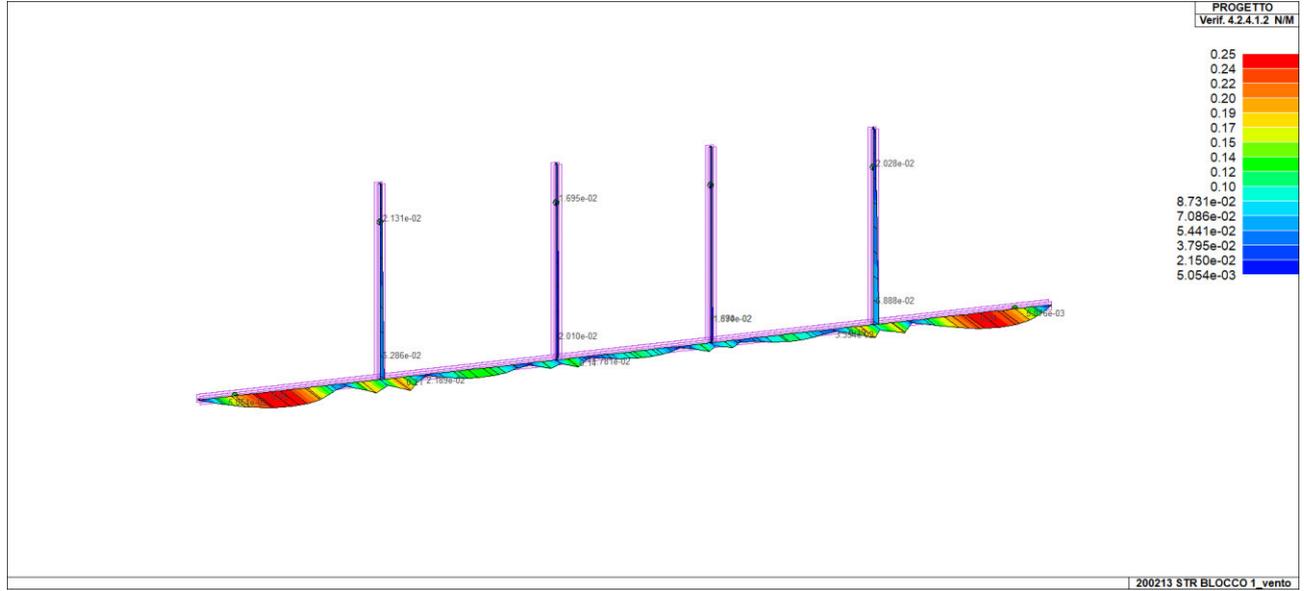
Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA $V/T < 1$ -> OK

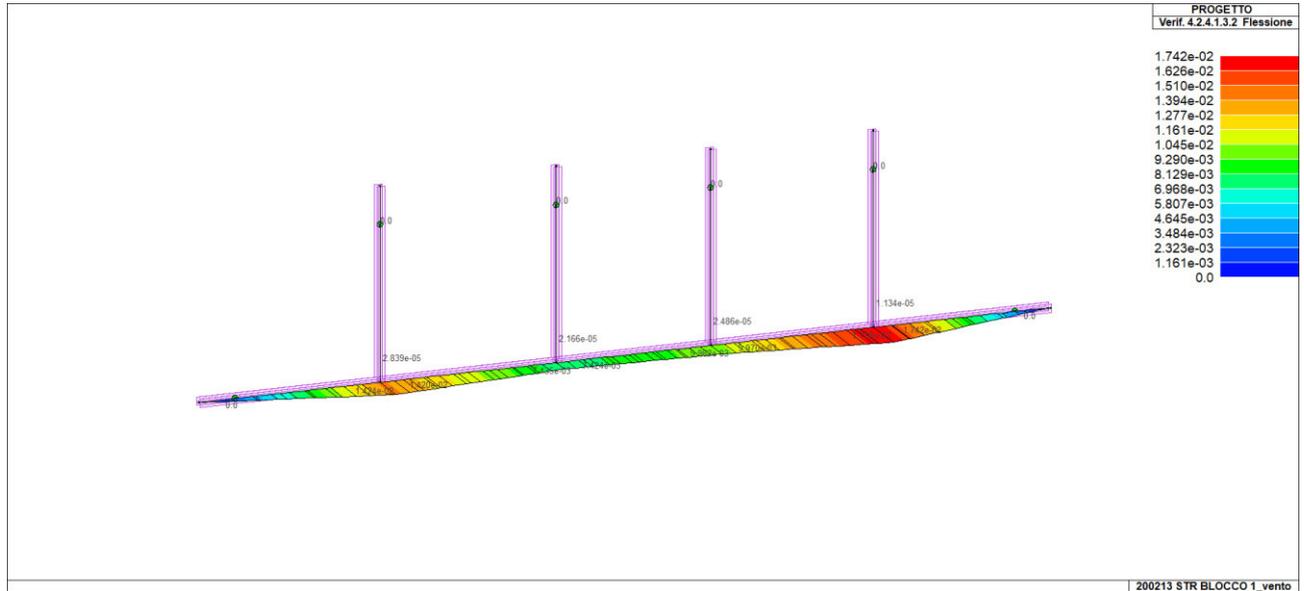




VERIFICA N/M < 1 -> OK



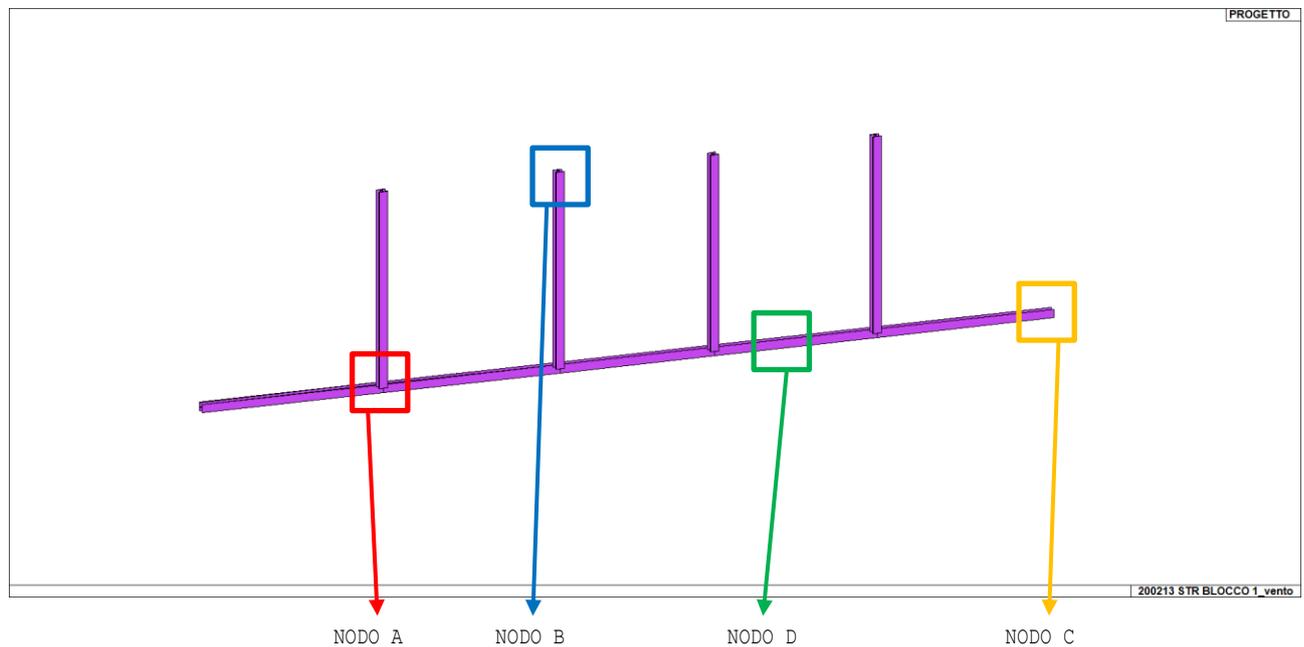
VERIFICA FLESSIONE < 1 -> OK



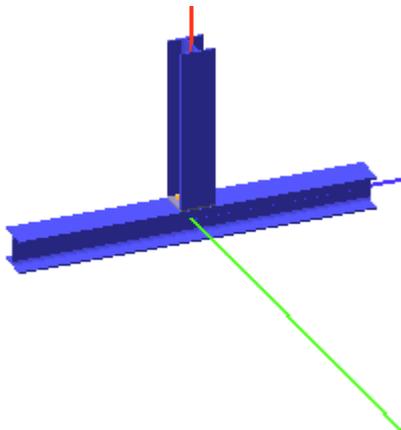


21.3.1

VERIFICA NODI



NODO A



Trave 3

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Colonna lato superiore

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 160.0 x 152.0 x 10.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)



Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)
 Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$
 Spessore cordoni d'angolo $s_c = 5 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
17318.10	0.4	-230.3	26464.6	868373.1	-1329.0	1978.0
17318.54	0.6	-225.8	26461.1	851421.0	-2113.0	2867.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 184574.9 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento ala passante $B_{pa,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_a \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 166117.4 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	27903.6	27903.6
2	27903.6	27903.6
3	27903.6	27903.6
4	27903.6	27903.6

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, B_{pa,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni

$F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	115200.0	146880.0	60222.1	115200.0	115200.0	60222.1
2	115200.0	146880.0	60222.1	115200.0	115200.0	60222.1
3	115200.0	146880.0	60222.1	115200.0	115200.0	60222.1
4	115200.0	146880.0	60222.1	115200.0	115200.0	60222.1

Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

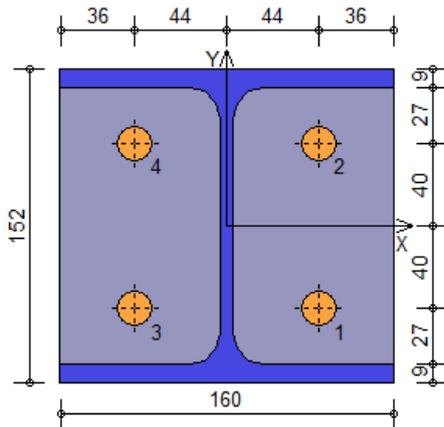
$F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala passante in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}, F_{ba,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento ala passante in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd}, F_{ba,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 17318, CMB n. 10)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	44.00	-40.00	52.3	60222.1	11221.6	27903.6	0.288123	Ok
2	44.00	40.00	63.5	60222.1	11227.6	27903.6	0.288462	Ok
3	-44.00	-40.00	52.4	60222.1	2847.5	27903.6	0.073760	Ok
4	-44.00	40.00	63.5	60222.1	2853.5	27903.6	0.074098	Ok

2-Trazione (Nodo n. 17318, CMB n. 10)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	44.00	-40.00	11221.6	27903.6	0.402156	Ok
2	44.00	40.00	11227.6	27903.6	0.402371	Ok
3	-44.00	-40.00	2847.5	27903.6	0.102047	Ok



4 -44.00 40.00 2853.5 27903.6 0.102262 Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone

$F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone

$FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$

$FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$

VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 3.536$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm^2 .

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 17318, CMB n. 10)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Ala inferiore interno lato destro	45.51	0.00	-0.26	45.51	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-12.72	0.00	-0.26	12.72	Ok
Anima lato destro	16.43	0.00	0.00	16.43	Ok
Anima lato sinistro	16.43	0.00	0.00	16.43	Ok
Ala superiore interno lato destro	45.55	0.00	-0.26	45.55	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-12.68	0.00	-0.26	12.68	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 17318, CMB n. 10)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER ₂
Ala inferiore interno lato destro	45.51	0.00	-0.26	45.51	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-12.72	0.00	-0.26	12.72	Ok
Anima lato destro	16.43	0.00	0.00	16.43	Ok
Anima lato sinistro	16.43	0.00	0.00	16.43	Ok
Ala superiore interno lato destro	45.55	0.00	-0.26	45.55	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-12.68	0.00	-0.26	12.68	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$

$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$

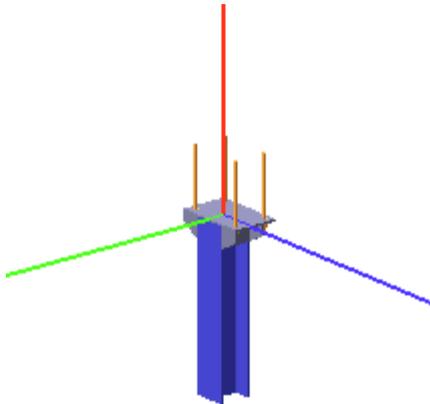
VER_i $\rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk}$ ($\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 N/mm^2$ $\beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 N/mm^2$)

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 17318, CMB n. 54)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	7980436.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	1894082.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.237341$ Ok		



NODO B



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Colonna

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 350.0 x 222.0 x 10.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 9.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 5 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
393.1	-0.2	300.6	26599.7	0.0	0.0	-2027.0
393.9	-0.2	288.1	26605.7	0.0	0.0	-2002.0
393.13	-0.2	301.4	26599.4	0.0	0.0	-2863.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 184574.9 \text{ N}$

Bull.	$F_{t,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	28350.0	28350.0
2	27182.9	27182.9
3	28350.0	28350.0
4	27182.9	27182.9

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	128000.0	60222.1	96000.0	60222.1
2	128000.0	60222.1	108800.0	60222.1
3	128000.0	60222.1	96000.0	60222.1
4	128000.0	60222.1	108800.0	60222.1

Legenda

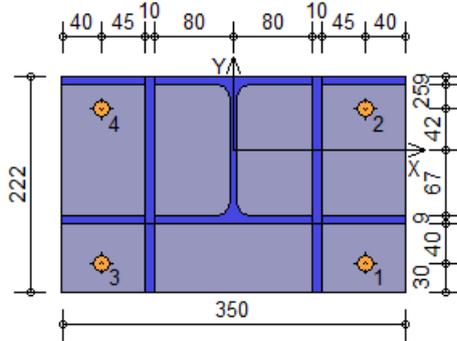
$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y



$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 393, CMB n. 13)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	135.00	-116.00	73.1	60222.1	3535.4	28350.0	0.090289	Ok
2	135.00	42.00	77.8	60222.1	9764.3	27182.9	0.257869	Ok
3	-135.00	-116.00	73.1	60222.1	3535.4	28350.0	0.090289	Ok
4	-135.00	42.00	77.8	60222.1	9764.3	27182.9	0.257869	Ok

2-Trazione (Nodo n. 393, CMB n. 9)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	135.00	-116.00	3536.2	28350.0	0.124734	Ok
2	135.00	42.00	9766.7	27182.9	0.359294	Ok
3	-135.00	-116.00	3536.2	28350.0	0.124734	Ok
4	-135.00	42.00	9766.7	27182.9	0.359294	Ok

Legenda

- $F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 3.536$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 393, CMB n. 9)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Nerv. verticale lato destro esterno	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore interno lato destro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Anima lato destro	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Anima lato sinistro	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala superiore interno lato destro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 393, CMB n. 9)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER ₂
Nerv. verticale lato destro esterno	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok



Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore interno lato destro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Anima lato destro	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Anima lato sinistro	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	3.92	0.00	0.00	3.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala superiore interno lato destro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	3.92	0.00	0.09	3.92	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a X a filo della colonna nella zona inferiore

La zona inferiore della piastra non è sollecitata a compressione

Sezione parallela a Y a filo della colonna

Le zone laterali della piastra non sono sollecitate a compressione

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 393, CMB n. 9)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	11921760.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	798171.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.066951 \quad \text{Ok}$		

Ancoraggio

Tirafondi con ancoraggio chimico/meccanico

Resistenza a trazione di progetto	$F_{t,an,Rd} =$	1000.0 N
-----------------------------------	-----------------	----------

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Elemento non caricato)

$$\rho_{max} = 0.00 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \quad \text{Ok}$$

Si riporta la verifica dell'ancoraggio chimico:



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

1

23/03/2020

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HAS-U 8.8 M16

Return period (service life in years): 50

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 200$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso | Validato: 14/05/2019 | -

Prova: metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico

Fissaggio distanziato: $e_b = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 20$ mm

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 222$ mm x 350 mm x 20 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: IPBi/HEA, IPBI 160 / HE 160 A; (L x W x T x FT) = 152 mm x 160 mm x 6 mm x 9 mm

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00$ N/mm²; $h = 340$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

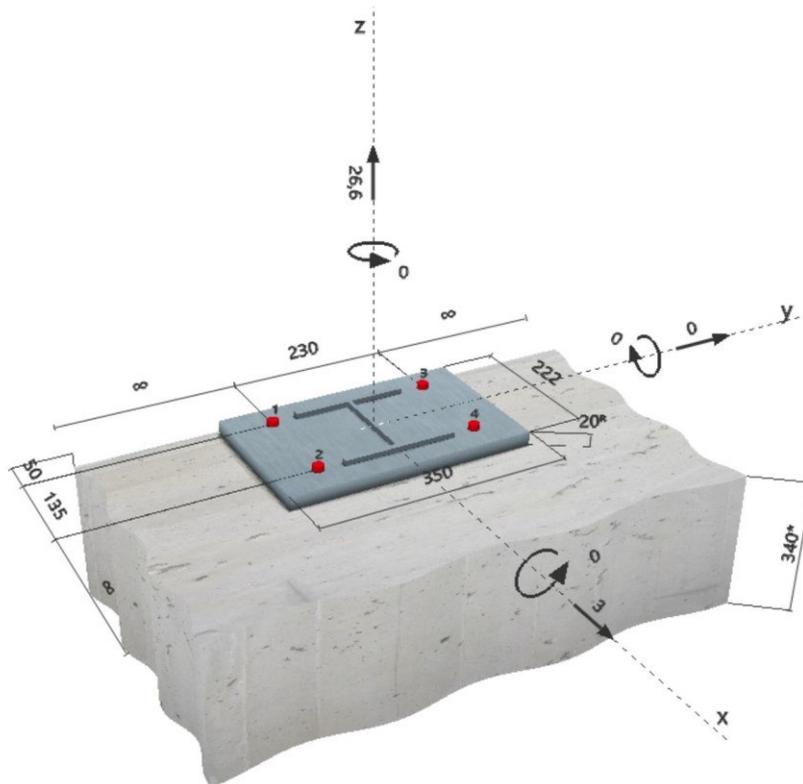
Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature ≥ 150 mm (qualunque \emptyset) o ≥ 100 mm ($\emptyset \leq 10$ mm) senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

2

23/03/2020

1.1 Carichi permanenti

N_{susc} [kN]	$M_{x,susc}$ [kNm]	$M_{y,susc}$ [kNm]
0,000	0,000	0,000

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)

Condizione di carico: Carichi di progetto

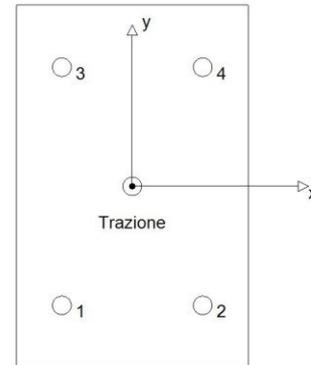
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	6,650	0,750	0,750	0,000
2	6,650	0,750	0,750	0,000
3	6,650	0,750	0,750	0,000
4	6,650	0,750	0,750	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 26,600 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.





Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

3
23/03/2020

3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	6,650	83,733	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	26,600	118,161	23	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	26,600	95,276	28	OK
Fessurazione**	26,600	103,527	26	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	6,650

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	C_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
302.983	231.918	17,00	482	241	50	30,00
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,041	17,70	11,000	16,95	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0	1,000	0	1,000	0,762	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
177,975	177,241	1,500	118,161	26,600		

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$C_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
402.550	360.000	300	600	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,750	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1,000	11,000	170,411	1,500	95,276	26,600

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$C_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
417.078	379.456	308	616	1,107	30,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,749	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
170,411	1,500	103,527	26,600			

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

4

23/03/2020

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,750	50,240	2	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	3,000	190,553	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	0,750

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	k_8	
402,550	360,000	300	600	30,00	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1,000	0	1,000	0,750	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	170,411	1,500	190,553	3,000		

**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

5

23/03/2020

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3))

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,079	0,015	2,000	1	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,279	0,016	1,500	15	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	4,926 [kN]	δ_N	=	0,029 [mm]
V_{sk}	=	0,556 [kN]	δ_V	=	0,022 [mm]
			δ_{NV}	=	0,037 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	4,926 [kN]	δ_N	=	0,064 [mm]
V_{sk}	=	0,556 [kN]	δ_V	=	0,033 [mm]
			δ_{NV}	=	0,072 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
 Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

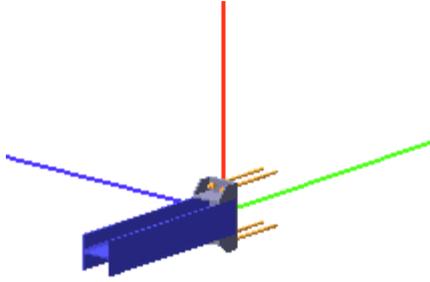
7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\Psi_{re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30$ mm
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!



VERIFICA NODO C



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Trave 2

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 300.0 x 152.0 x 15.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 9.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 5 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
13207.1	-173.1	-9132.2	5035.8	0.0	0.0	-2450.0
13207.12	-185.0	-4995.3	-454.6	0.0	0.0	-2438.0
13207.49	-171.1	-9136.5	6629.3	0.0	0.0	-2513.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 276862.3 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	76945.5	76945.5
2	76945.5	76945.5
3	76945.5	76945.5
4	76945.5	76945.5

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	144000.0	60222.1	192000.0	60222.1
2	144000.0	60222.1	192000.0	60222.1
3	144000.0	60222.1	192000.0	60222.1
4	144000.0	60222.1	192000.0	60222.1

Legenda

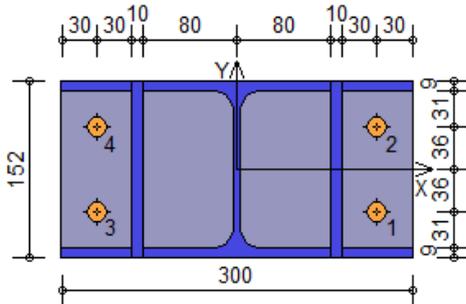
$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y



$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 13207, CMB n. 49)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_1	VER
1	120.00	-36.00	2285.9	60222.1	1657.3	76945.5	0.053343	Ok
2	120.00	36.00	2283.0	60222.1	1657.3	76945.5	0.053295	Ok
3	-120.00	-36.00	2286.1	60222.1	1657.3	76945.5	0.053345	Ok
4	-120.00	36.00	2283.2	60222.1	1657.3	76945.5	0.053298	Ok

2-Trazione (Nodo n. 13207, CMB n. 49)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	FV_2	VER
1	120.00	-36.00	1657.3	76945.5	0.021539	Ok
2	120.00	36.00	1657.3	76945.5	0.021539	Ok
3	-120.00	-36.00	1657.3	76945.5	0.021539	Ok
4	-120.00	36.00	1657.3	76945.5	0.021539	Ok

Legenda

- $F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$ forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$ resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER $\rightarrow FV_i \leq 1$

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza $a = s_c / 2^{0.5} = 3.536$) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 13207, CMB n. 49)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_1	VER ₁
Nerv. verticale lato destro esterno	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Ala inferiore interno lato destro	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Anima lato destro	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Anima lato sinistro	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Ala superiore interno lato destro	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	1.53	0.00	-5.52	5.73	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 13207, CMB n. 49)

Cordoni	n_{\perp}	t_{\perp}	τ_{\parallel}	FV_2	VER ₂
Nerv. verticale lato destro esterno	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Ala inferiore interno lato destro	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok



Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Anima lato destro	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Anima lato sinistro	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	1.53	0.00	-0.06	1.53	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Ala superiore interno lato destro	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	1.53	0.00	-5.52	1.53	Ok

Legenda

n_{\perp} tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

t_{\perp} tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

Verifiche a flessione piastra in zona compressa

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 13207, CMB n. 12)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 0,01 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1,54 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 60,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 59275,7 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	20040820,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	2765,6 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,000138 \text{ Ok}$		

Ancoraggio

Tirafondi con ancoraggio chimico/meccanico

Resistenza a trazione di progetto	$F_{t,an,Rd} =$	1000.0 N
-----------------------------------	-----------------	----------

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm ²

Compressione massima calcestruzzo (Nodo n. 13207, CMB n. 12)

$$p_{max} = 0.01 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

Si riporta la verifica degli ancoraggi chimici:



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

1

23/03/2020

Commenti del progettista:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V3 + HAS-U 8.8 M16

Return period (service life in years): 50

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 200$ mm ($h_{ef,limit} = -$ mm)

Materiale: 8.8

Certificazione No.: ETA 16/0143

Emesso | Validato: 14/05/2019 | -

Prova: metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico

Fissaggio distanziato: $e_b = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 15$ mm

Piastra d'ancoraggio: $l_x \times l_y \times t = 300$ mm x 152 mm x 15 mm; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

Materiale base: non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00$ N/mm²; $h = 15.000$ mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

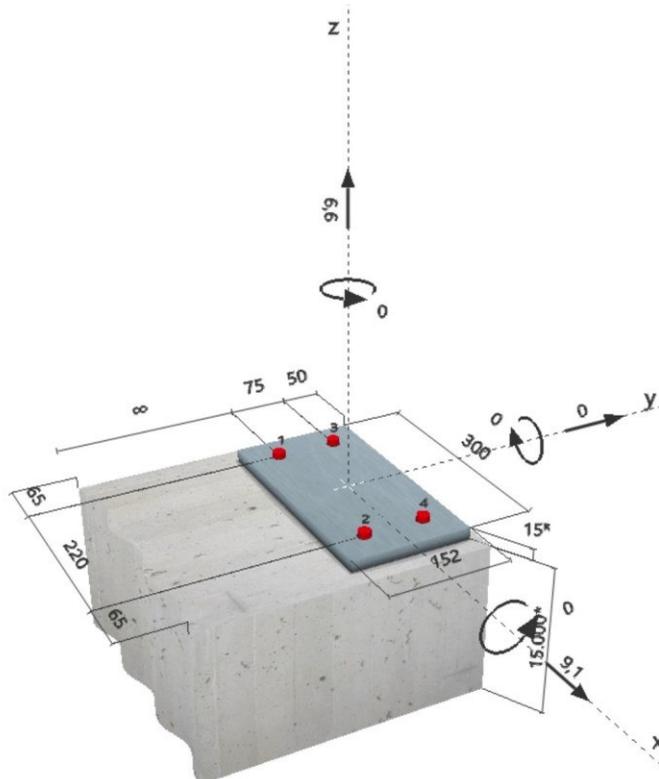
Armatura: interasse delle armature < 150 mm (qualunque \varnothing) o < 100 mm ($\varnothing \leq 10$ mm)

senza armatura di bordo longitudinale



^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
 PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan | Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

2

23/03/2020

1.1 Carichi permanenti

N_{susc} [kN]	$M_{x,susc}$ [kNm]	$M_{y,susc}$ [kNm]
0,000	0,000	0,000

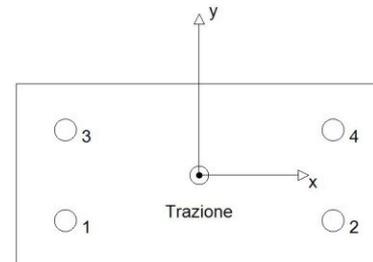
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	1,650	2,275	2,275	0,000
2	1,650	2,275	2,275	0,000
3	1,650	2,275	2,275	0,000
4	1,650	2,275	2,275	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%o]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 6,600 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:
Progettista:
Indirizzo:
Telefono | Fax:
E-mail:

Pagina:
Progetto:
Contratto N°:
Data:

3
23/03/2020

3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	1,650	83,733	2	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	6,600	73,713	9	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	6,600	31,071	22	OK
Fessurazione**	6,600	39,699	17	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
125,600	1,500	83,733	1,650

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
82.250	48.400	17,00	482	241	50	30,00
h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,Np}$ [mm]	$s'_{cr,Np}$ [mm]				
91	110	220				
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,041	17,70	11,000	11,46	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0	1,000	0	1,000	0,836	0,957	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
81,304	110,569	1,500	73,713	6,600		

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
82.250	48.400	300	600	30,00		
h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,N}$ [mm]	$s'_{cr,N}$ [mm]				
73	110	220				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,836	0,867	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
0	1,000	11,000	37,836	1,500	31,071	6,600

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
82.250	48.400	200	400	1,107	30,00	
h'_{ef} [mm]	$c'_{cr,sp}$ [mm]	$s'_{cr,sp}$ [mm]				
110	110	220				
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	0,836	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
37,836	1,500	39,699	6,600			

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

4

23/03/2020

4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2,275	50,240	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	9,100	62,142	15	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	9,100	10,720	85	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_T	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
62,800	1,000	62,800	1,250	50,240	2,275

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	k_g	
82.250	48.400	300	600	30,00	2,000	
h_{ef} [mm]	$c'_{cr,N}$ [mm]	$s'_{cr,N}$ [mm]				
73	110	220				
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1,000	0	1,000	0,836	0,867	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	37,836	1,500	62,142	9,100		

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
192	16,0	2,400	0,172	0,076	30,00	
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]				
65	21.694	19.013				
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$	
0,854	1,000	1,000	0	1,000	1,000	
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
16,504	1,0	1,500	10,720	9,100		

**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

5

23/03/2020

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.3))

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,020	0,045	2,000	1	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,212	0,849	1,500	89	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{sk}	=	1,222 [kN]	δ_N	=	0,007 [mm]
V_{sk}	=	3,370 [kN]	δ_V	=	0,135 [mm]
			δ_{NV}	=	0,135 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{sk}	=	1,222 [kN]	δ_N	=	0,016 [mm]
V_{sk}	=	3,370 [kN]	δ_V	=	0,202 [mm]
			δ_{NV}	=	0,203 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!
 Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

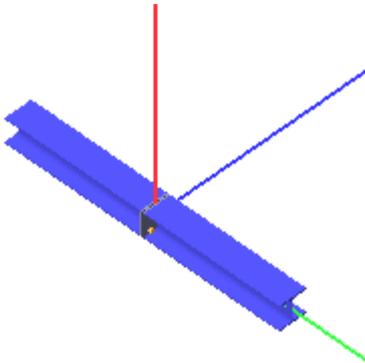
7 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di $\Psi_{re,v}$ (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo $c = 30$ mm
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

L'ancoraggio risulta verificato!



NODO D



Coefficienti di sicurezza utilizzati

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

Trave 2

Tipo di profilo: HEA 160

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 160.0 x 152.0 x 9.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ($f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$, $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$)

Diametro $\varnothing = 16 \text{ mm}$ $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$ (ridotta per filettatura)

Diametro foro $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S355 $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$ $\beta_1 = 0.70$ $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo $s_c = 5 \text{ mm}$

Sollecitazioni:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
289.49	-63.0	2994.4	6409.2	2372000.0	-458275.0	-1257.0
289.53	-138.9	2992.9	5266.6	2371000.0	-704577.0	-1688.0
289.54	-144.4	2988.7	1786.3	2368000.0	-719050.0	-1734.0

Calcolo resistenze

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

90333.1 N

Resistenza a punzonamento flangia $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

166117.4 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	21893.4	21893.4
2	21893.4	21893.4
3	21893.4	21893.4
4	21893.4	21893.4

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$ resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd}]$ resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$

60222.1 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	103680.0	60222.1	89280.0	60222.1
2	103680.0	60222.1	89280.0	60222.1
3	103680.0	60222.1	89280.0	60222.1
4	103680.0	60222.1	89280.0	60222.1

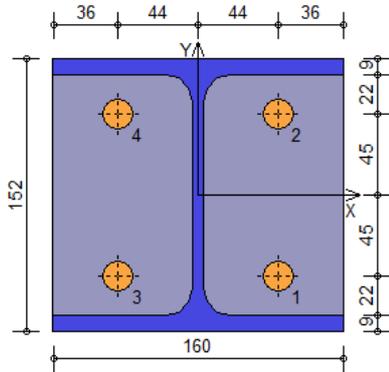
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$ resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd}]$ resistenza a taglio di progetto in direzione y



Verifiche sui bulloni

1-Taglio e trazione (Nodo n. 289, CMB n. 49)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{v,Ed} [N]	F _{v,Rd} [N]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₁	VER
1	44.00	-45.00	745.1	60222.1	11196.0	21893.4	0.377651	Ok
2	44.00	45.00	752.3	60222.1	12137.2	21893.4	0.408477	Ok
3	-44.00	-45.00	745.3	60222.1	1405.0	21893.4	0.058214	Ok
4	-44.00	45.00	752.4	60222.1	2346.2	21893.4	0.089039	Ok

2-Trazione (Nodo n. 289, CMB n. 49)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F _{t,Ed} [N]	F _{t,Rd} [N]	FV ₂	VER
1	44.00	-45.00	11196.0	21893.4	0.511389	Ok
2	44.00	45.00	12137.2	21893.4	0.554379	Ok
3	-44.00	-45.00	1405.0	21893.4	0.064173	Ok
4	-44.00	45.00	2346.2	21893.4	0.107164	Ok

Legenda

- F_{v,Ed} forza di taglio agente sul bullone
- F_{v,Rd} resistenza a taglio di progetto del bullone
- F_{t,Ed} forza di trazione agente sul bullone
- F_{t,Rd} resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER → FV_i ≤ 1

Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)

Si considera la sezione di gola (avente altezza a = s_c / 2^{0.5} = 3.536) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm².

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 289, CMB n. 53)

Cordoni	n _⊥	t _⊥	τ	FV ₁	VER ₁
Ala inferiore interno lato destro	72.30	0.00	3.41	72.38	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-86.69	0.00	3.41	86.75	Ok
Anima lato destro	11.60	0.00	-0.19	11.60	Ok
Anima lato sinistro	11.60	0.00	-0.19	11.60	Ok
Ala superiore interno lato destro	93.22	0.00	3.41	93.28	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-65.77	0.00	3.41	65.86	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 289, CMB n. 53)

Cordoni	n _⊥	t _⊥	τ	FV ₂	VER ₂
Ala inferiore interno lato destro	72.30	0.00	3.41	72.30	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-86.69	0.00	3.41	86.69	Ok
Anima lato destro	11.60	0.00	-0.19	11.60	Ok
Anima lato sinistro	11.60	0.00	-0.19	11.60	Ok
Ala superiore interno lato destro	93.22	0.00	3.41	93.22	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-65.77	0.00	3.41	65.77	Ok

Legenda

- n_⊥ tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
- t_⊥ tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
- τ_{||} tensione tangenziale parallela all'asse del cordone
- $FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5}$
- $FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$
- VER_i → FV_i ≤ β_i • f_{yk} (β₁ • f_{yk} = 248.50 N/mm² β₂ • f_{yk} = 301.75 N/mm²)

Verifica del momento di progetto del giunto (Nodo n. 289, CMB n. 54)

Momento resistente del giunto	M _{j,Rd} =	6293181.0 N mm
Momento di progetto	M _{j,Ed} =	2368000.0 N mm
M _{j,Ed} / M _{j,Rd} = 0.376280 Ok		

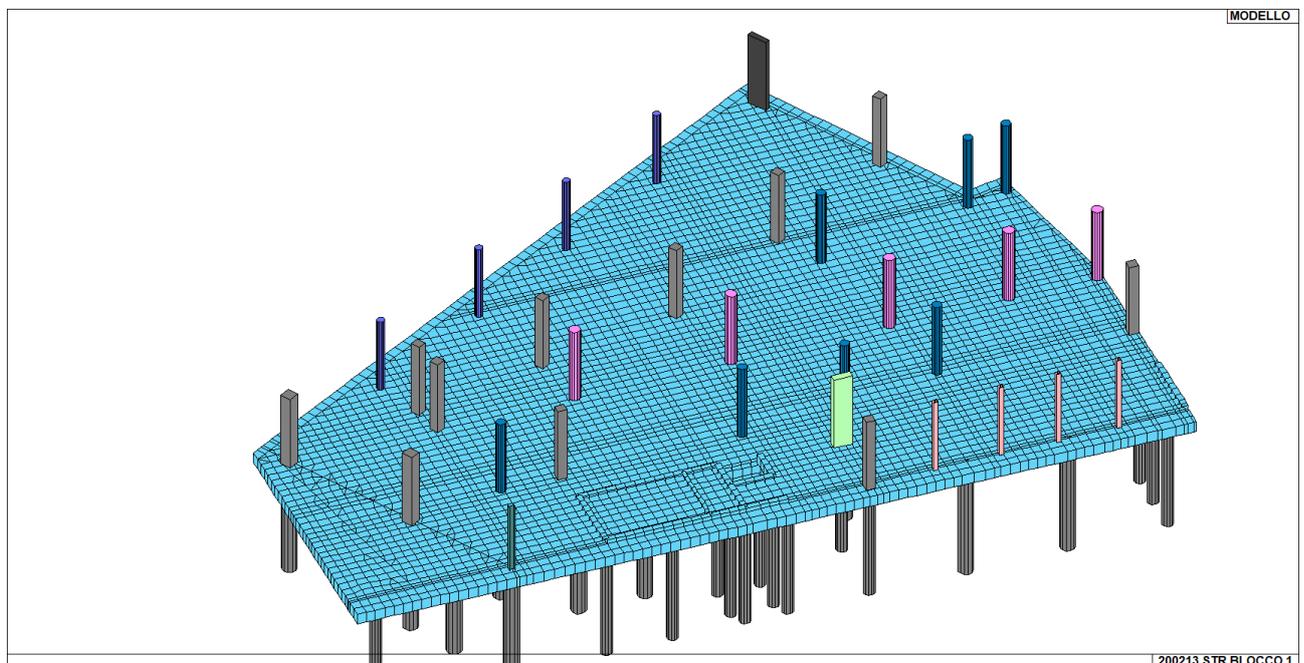


22. VERIFICA FONDAZIONI

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni ai cui §2.5.3. Il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono stati eseguiti assumendo come azione in fondazione quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo (v. §7.3).

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 60 cm



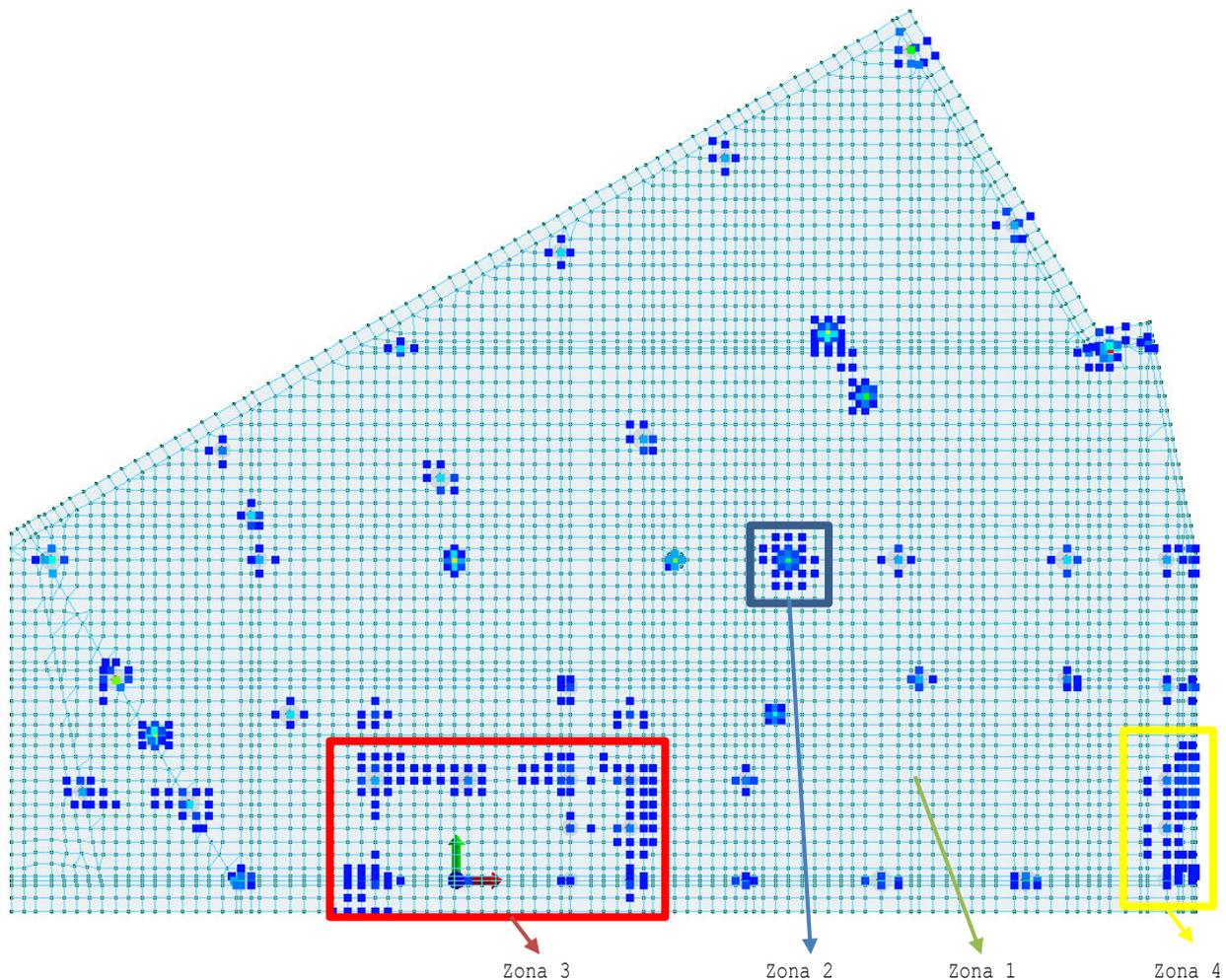
Si è valutata l'armatura minima come da §7.2.5 delle NT. L'armatura minima per le platee di fondazione deve essere non inferiore allo 0,1%. Si ottiene $\rightarrow 100 \cdot 60 \cdot 0,001 = 6 \text{ cm}^2$. Si è scelto di utilizzare come armatura di base $12,72 \text{ cm}^2$ che corrisponde a $1\emptyset 18/20$.

Per le verifiche si sono individuate 4 macro zone:

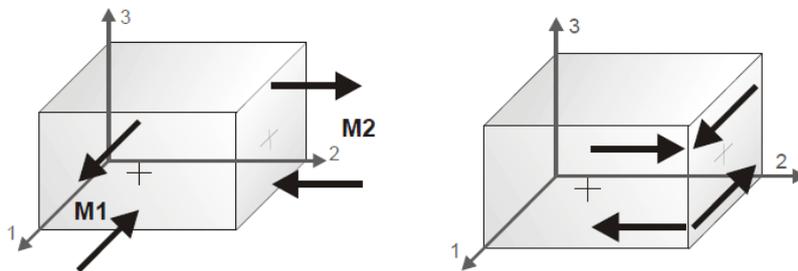
- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura integrativa pilastri;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa setto 1;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa setto 2.



Di seguito è riportata la mappa delle zone in cui l'armatura di base non è sufficiente:



Per la convenzione del software il momento negativo sulle piastre tende le fibre inferiori inoltre la direzione X è la direzione orizzontale rispetto al piano della platea mentre la direzione Y è la direzione verticale rispetto al piano della platea.



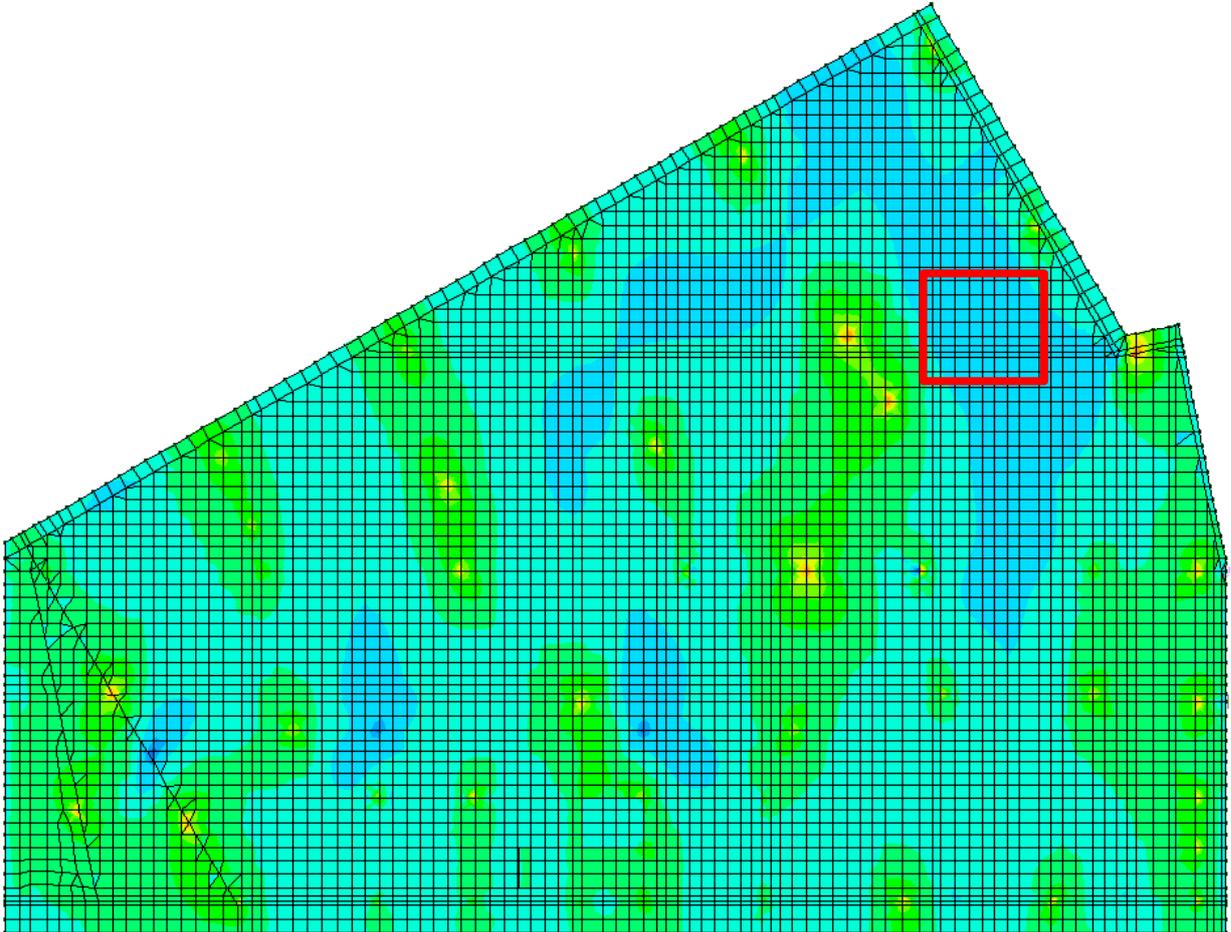
Le sollecitazioni che il programma restituisce sono:

- Somma M1-1 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 in direzione x e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto;
- Somma M2-2 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 in direzione y e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto.



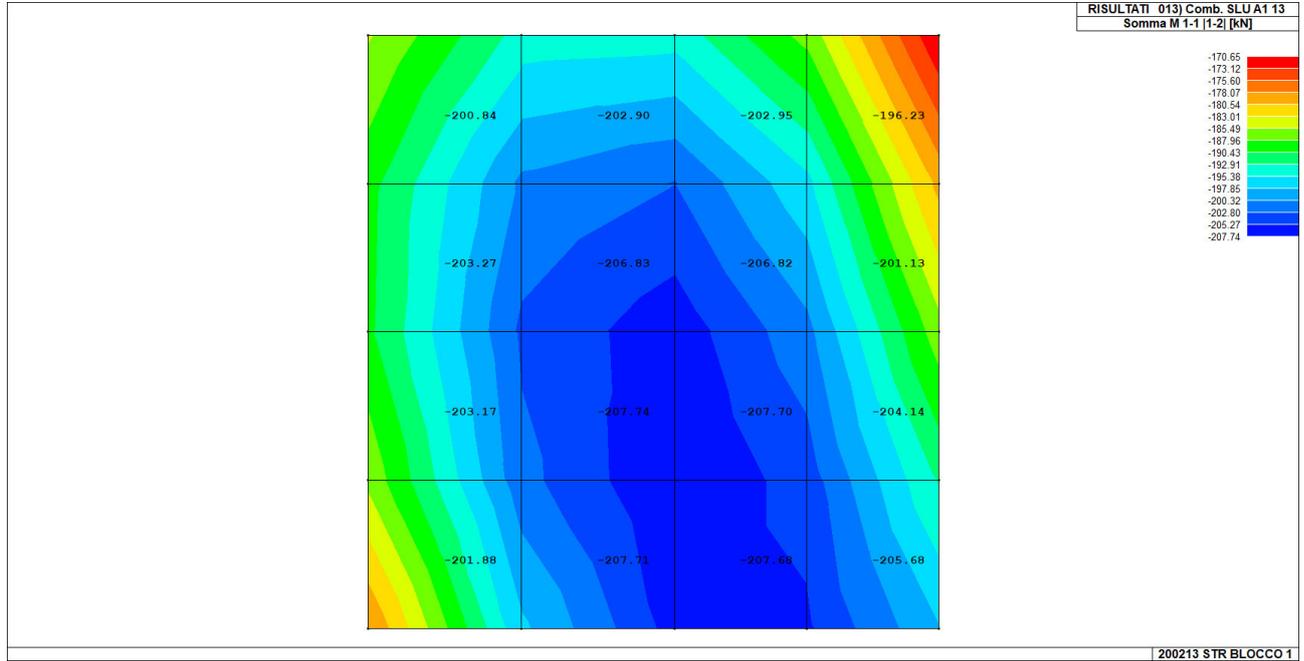
22.1 VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø18/20

Si è considerato la porzione di soletta con le sollecitazioni in campata maggiori.



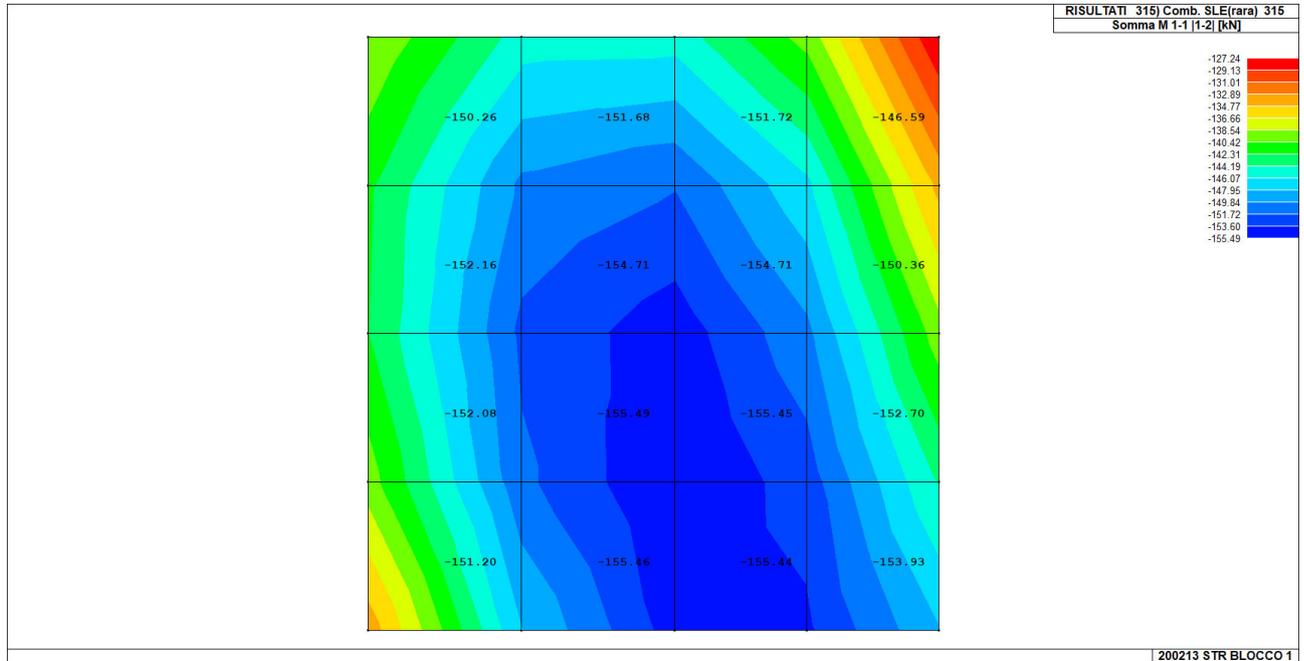


MOMENTO MAX SLU



Il momento max è in direzione x ed è pari a 193,73 kNm/m

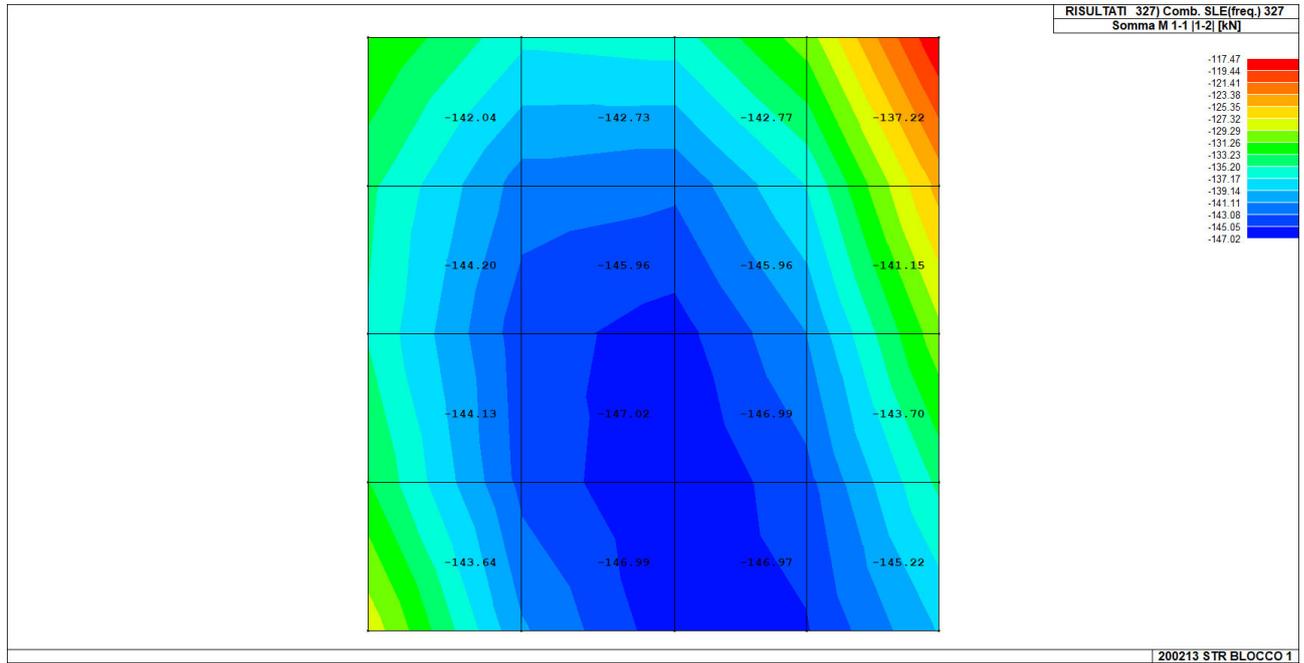
MOMENTO SLE - RARA



Il momento considerato è pari a 155,49 kNm/m

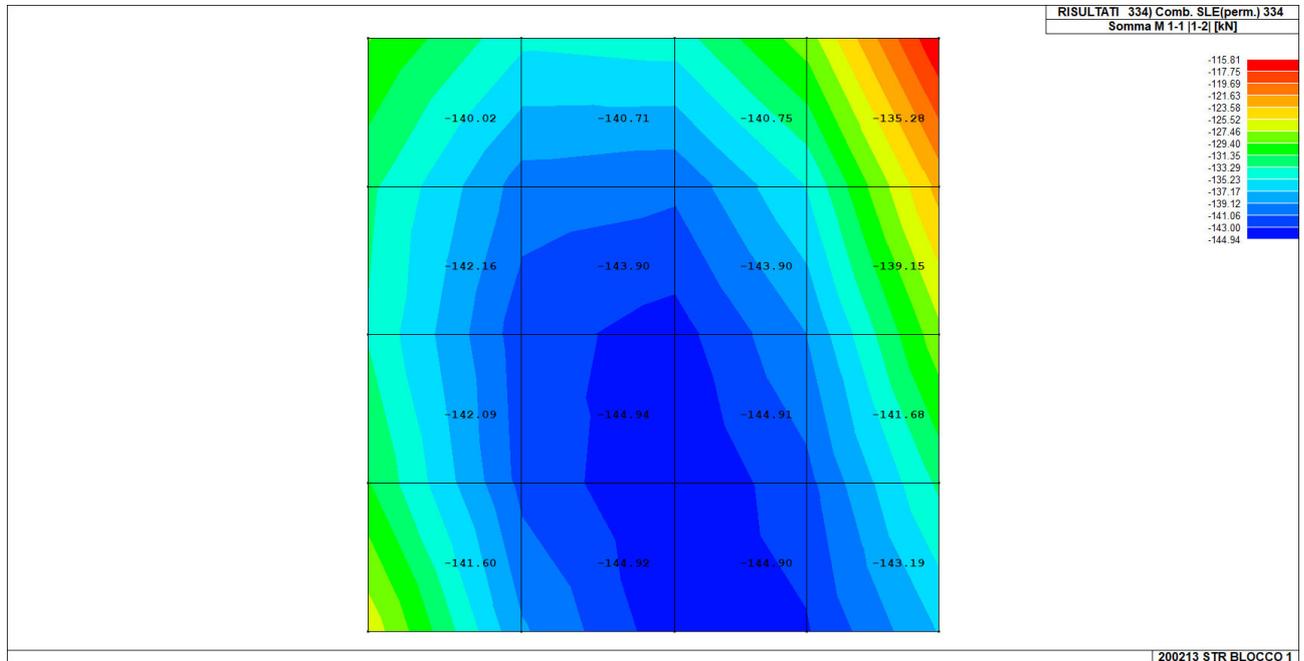


MOMENTO SLE - FREQUENTE



Il momento considerato è pari a 147,02 kNm/m

MOMENTO SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento considerato è pari a 144,94 kNm/m



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI			
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA DI BASE X e Y							
SEZIONE							
Larghezza trave	b_u	100	[cm]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]
Altezza	H	60	[cm]	B450C	E_s	210000	[Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	c'	6.7	[cm]	Calcestruzzo	γ_c	1.5	
Copriferro asse armatura tesa	c	6.7	[cm]	C32/40	f_{ck}	32	[Mpa]
Altezza utile	d	53.3	[cm]		R_{ck}	40	[Mpa]
					E_c	33346	[Mpa]
					ϵ_{cu}	0.35%	
					f_{yd}	391.3	[Mpa]
					ϵ_s	0.19%	
					$f_{yd,rara}$	360	[Mpa]
					f_{cd}	18.1	[Mpa]
					α_{cc}	0.85	
					f_{ctm}	3.0	[Mpa]
					$f_{cd,rara}$	19.2	[Mpa]
					$f_{cd-Q.P.}$	0.45	[Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA M_{ed}			
x	5.21		
x/d	0.098		
es	3.23%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

N_{ed}	0	[kN]		Armatura compressa	n'	5	ϕ	18	Area	12.72		Armatura Tesa	n'	5	ϕ	18	Area	12.72		
M_{ed}	207.74	[kNm]																		
M_{Rd}	266.7	[kNm]	78%																	
σ'_s	-210	[Mpa]							$A's$	12.72	[cm ²]						A_s	12.72	[cm ²]	
σ_s	391	[Mpa]							$\mu=A's/A_s$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.21%	OK				$\rho=A_s/bd$	0.21%	OK	
																	ρ_{min}	0.17%	ρ_{max}	0.99%

L'armatura di base è costituita da una maglia di $\phi 18/20$ superiore ed inferiore in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE								
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15		Combinazione rara				
Sezione interamente reagente				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	155.49	[kNm]	Limitazione tensioni
Asse neutro	x	30.00	[cm]	Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.5	[Mpa]	0.24
Inerzia sezione interamente reagente	I	2023541	[cm ⁴]	Tensione armatura sup	σ'_s	-35		0.10
Momento prima fessurazione	M_{cr}	204	[kNm]	Tensione armatura inf	σ_s	244	[Mpa]	0.68
Sezione fessurata				Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.07%	[-]	
Asse neutro	x_p	11.8	[cm]	Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.306	[mm]	
Inerzia sezione parzializzata	I_p	404744	[cm ⁴]	Combinazione frequente				
Tensione armatura in trazione	σ_s	321	[Mpa]	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	147.02	[kNm]	
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10.0	[cm]	Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.3	[Mpa]	
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	1000	[cm ²]	Tensione armatura sup	σ'_s	-33		
				Tensione armatura inf	σ_s	231	[Mpa]	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	9.43	[cm ²]	Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.07%	[-]	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.01	[-]	Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.289	[mm]	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	257	[mm]	Combinazione quasi permanente				
				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	144.9	[kNm]	Limitazione tensioni
				Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.2	[Mpa]	0.29
				Tensione armatura sup	σ'_s	-32		
				Tensione armatura inf	σ_s	228	[Mpa]	
				Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.07%	[-]	
				Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.285	[mm]	

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

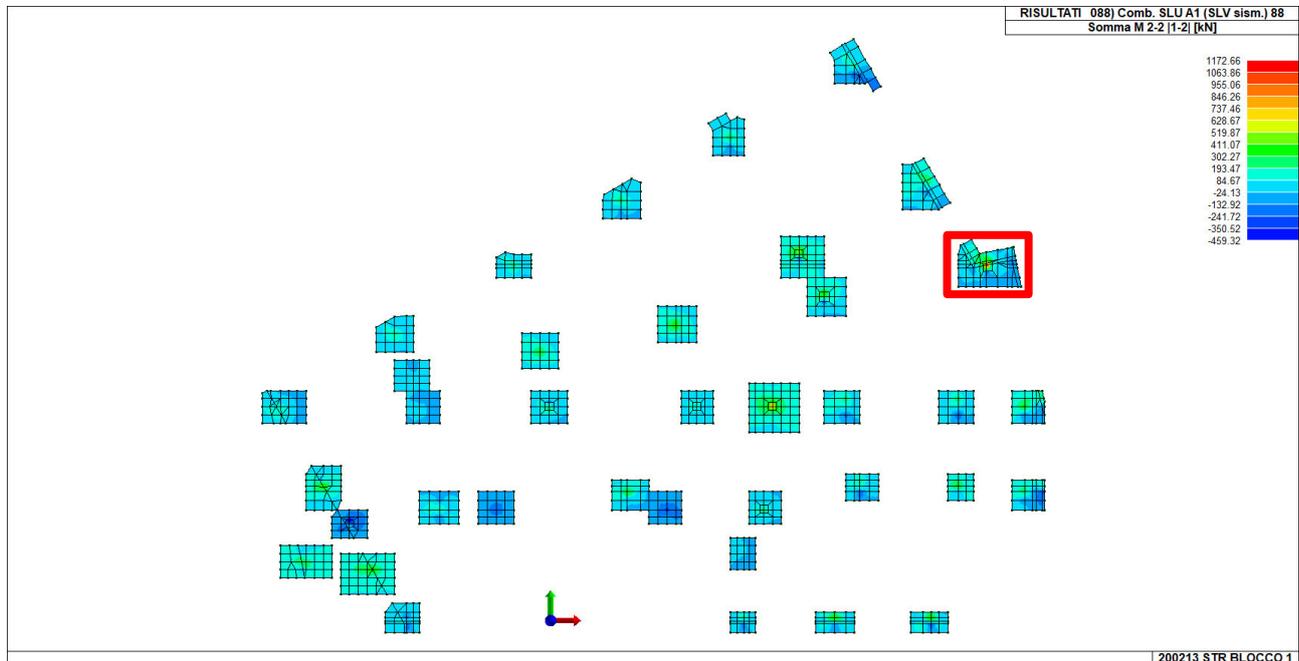
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/ϵ_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	13	[cm]		
Inerzia sezione	I	502201	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-5,45	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-54	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0,03%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	336	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0,160%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK

La sezione si trova in campo elastico.

22.2 VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

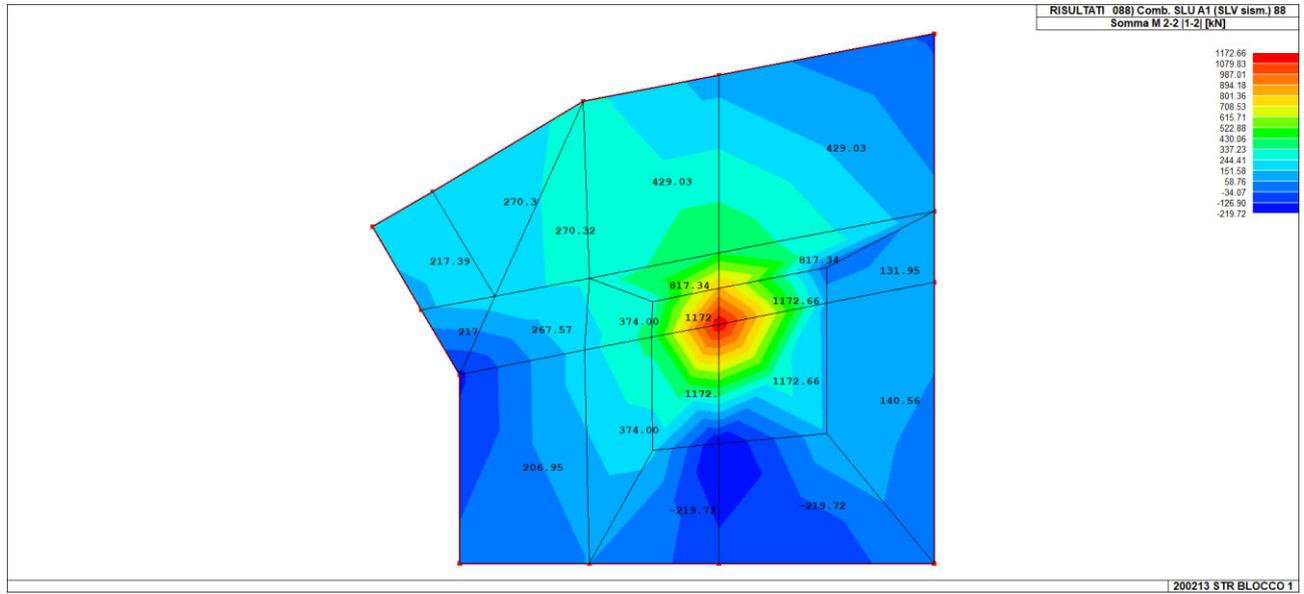
Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura superiore è costituita da $\phi 20/10$ mentre l'armatura inferiore da $\phi 18/10$ disposte in entrambe le direzioni. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

22.2.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME



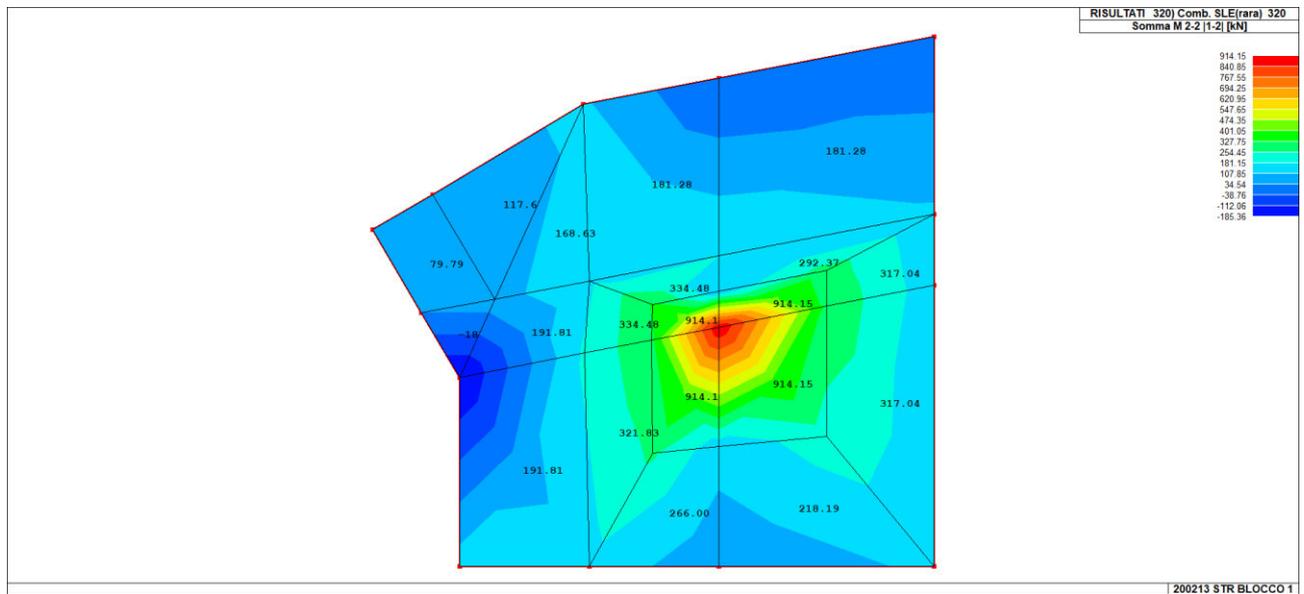


MOMENTO MAX SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(374+1172,66*2+140,56)/4=714,97$ kNm/m

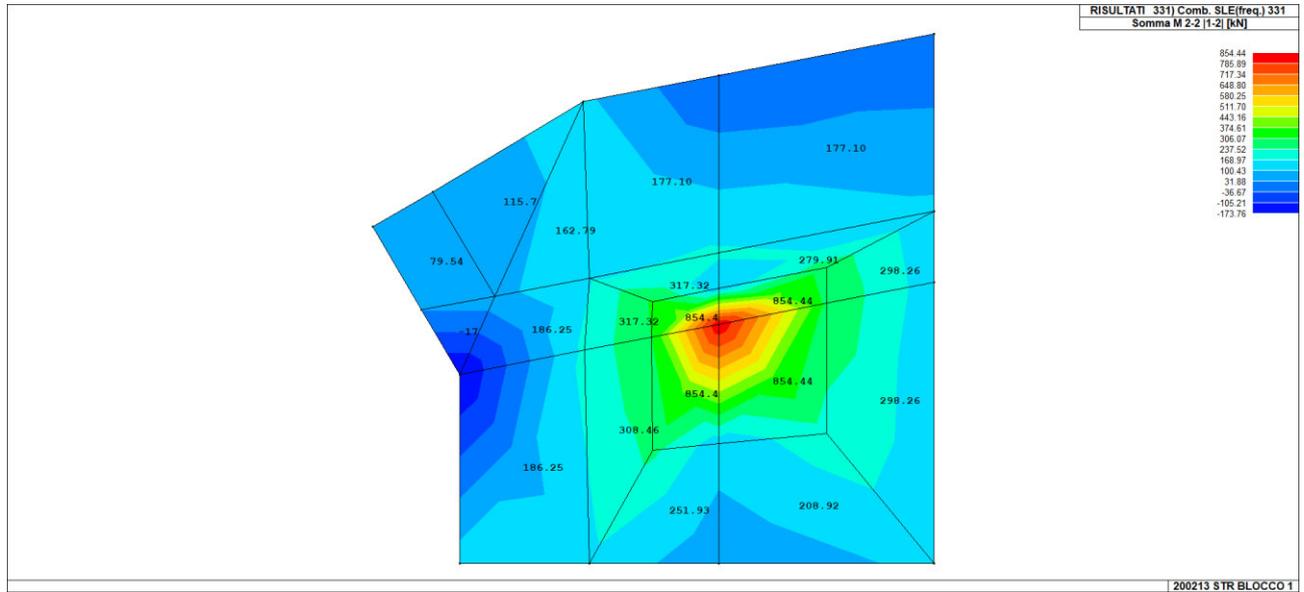
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(334,48+914,15*2+317,04)/4=619,96$ kNm/m

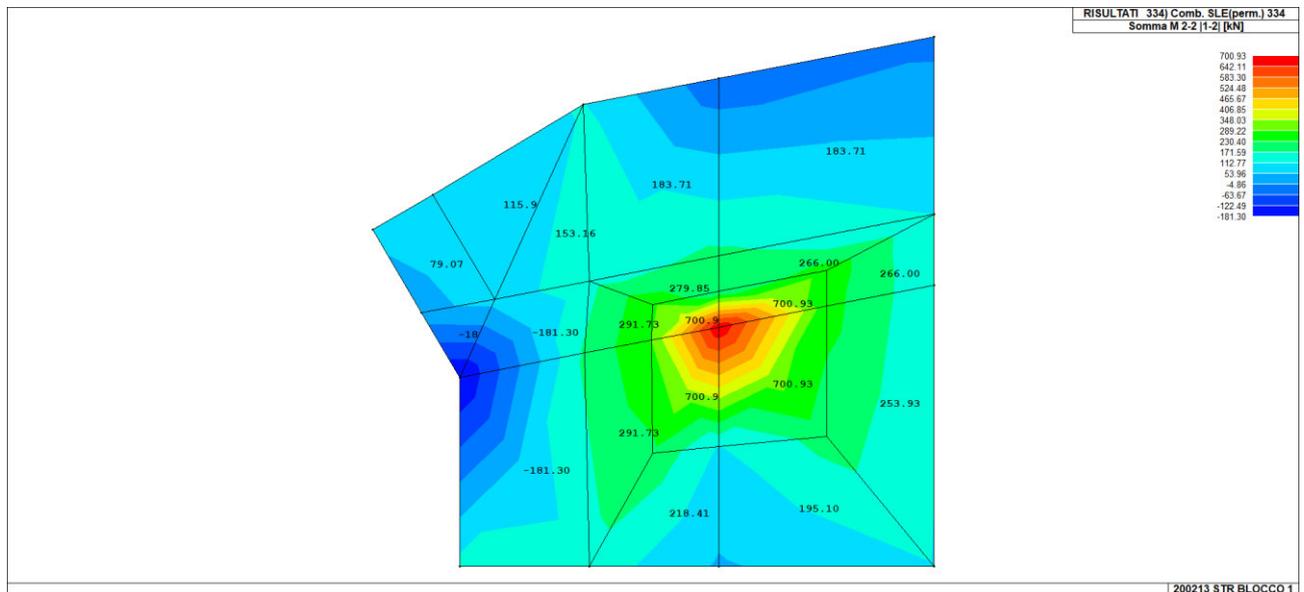


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(317,32+854,44*2+298,26)/4=581,12$ kNm/m

MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(291,73+700,93*2+266,00)/4=489,90$ kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE												
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 2 SUP												
SEZIONE					MATERIALI							
					Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	ν_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]	
					B450C	E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%	
Larghezza trave	b_u	100 [cm]			Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	Tensione in comb. Rara	ν_c	1.5	$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	60 [cm]			C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]		α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	c'	6.7 [cm]			E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara				$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c	6.7 [cm]			ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Q. P.				$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]
Altezza utile	d	53.3 [cm]										

VERIFICA FLESSIONE SLU									
CALCOLA M_{ed}									
x	8,22								
x/d	0,154								
es	1,92%								
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato									

N_{ed}	0	[kN]		Armatura compressa	n'	5	ϕ	18	Area	12,72	Armatura Tesa	n'	5	ϕ	18	Area	12,72
M_{ed}	714,97	[kNm]				10		18		25,45			10		20		31,42
M_{Rd}	844,5	[kNm]	85%						$A's$	38,17 [cm ²]					A_s	44,14 [cm ²]	
σ'_s	136	[Mpa]							$\mu=A's/A_s$	86,48%	$\rho=A's/bd$	0,64%	OK		$\rho=A_s/bd$	0,74%	OK
σ_s	391	[Mpa]												ρ_{min}	0,17%	ρ_{max}	1,41%

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di $\phi 20/10$ in entrambe le direzioni. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15							
Sezione interamente reagente									
Asse neutro	x	30,29 [cm]							
Inerzia sezione interamente reagente	I	2469675 [cm ⁴]							
Momento prima fessurazione	M_{cr}	251 [kNm]							
Sezione fessurata									
Asse neutro	x_p	18,2 [cm]							
Inerzia sezione parzializzata	I_p	1092372 [cm ⁴]							
Tensione armatura in trazione	σ_s	121 [Mpa]							
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	9,9 [cm]							
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	990 [cm ²]	k1	0,8					
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	24,74 [cm ²]	k2	0,5					
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0,04 [-]	k3	3,4					
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	177 [mm]	k4	0,425					

Combinazione rara				
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	619,96 [kNm]		Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	10,3 [Mpa]		0,54
Tensione armatura sup	σ'_s	-98		0,27
Tensione armatura inf	σ_s	299 [Mpa]		0,83
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0,13% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,379 [mm]		

Combinazione frequente				
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	581,12 [kNm]		
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	9,7 [Mpa]		
Tensione armatura sup	σ'_s	-92		
Tensione armatura inf	σ_s	280 [Mpa]		
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0,12% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,352 [mm]		

Combinazione quasi permanente				
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	489,9 [kNm]		Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	8,2 [Mpa]		0,57
Tensione armatura sup	σ'_s	-78		
Tensione armatura inf	σ_s	236 [Mpa]		
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0,10% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,289 [mm]		

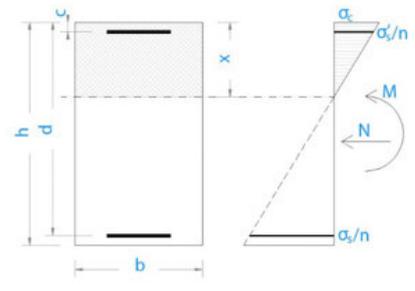
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

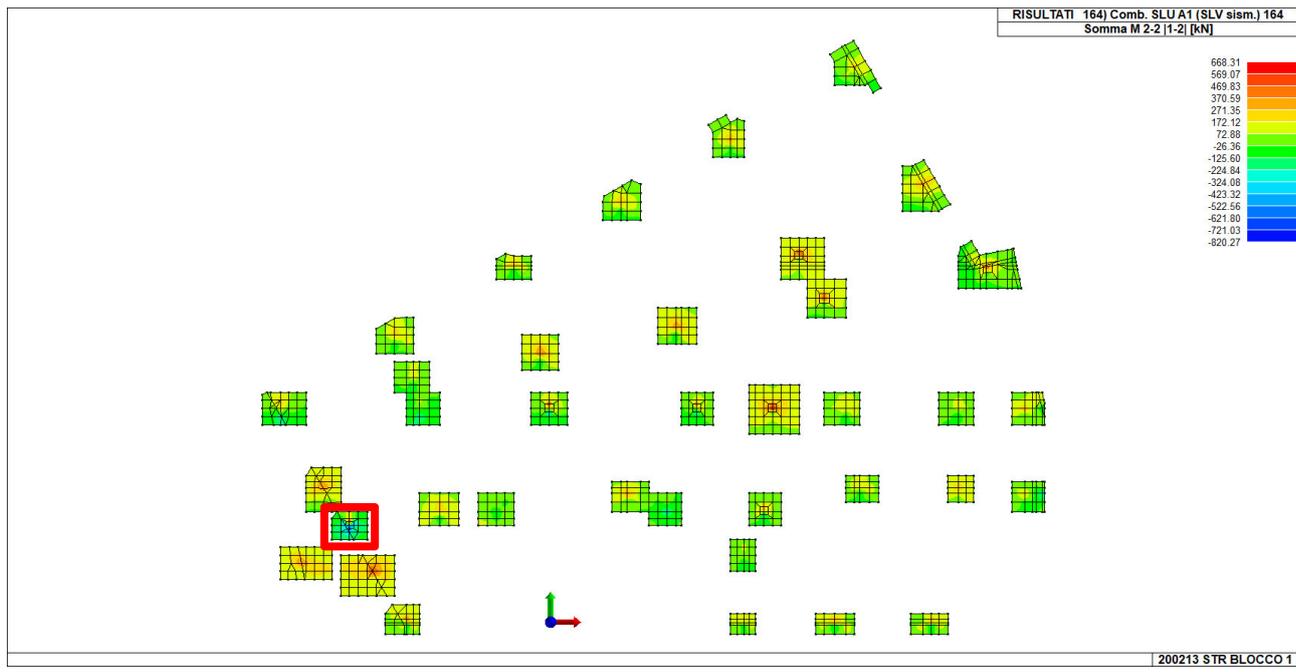
VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0.18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	20	[cm]		
Inerzia sezione	I	1395398	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-10.18	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-137	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0.07%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	347	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0.165%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK



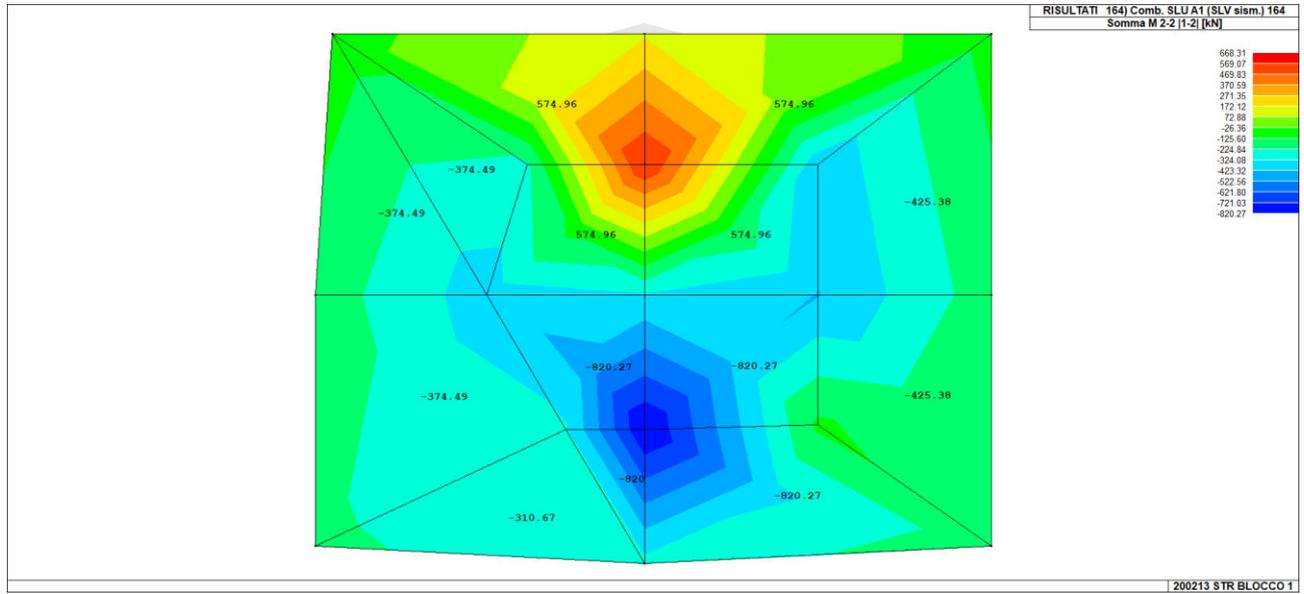
La sezione si trova in campo elastico.

22.2.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



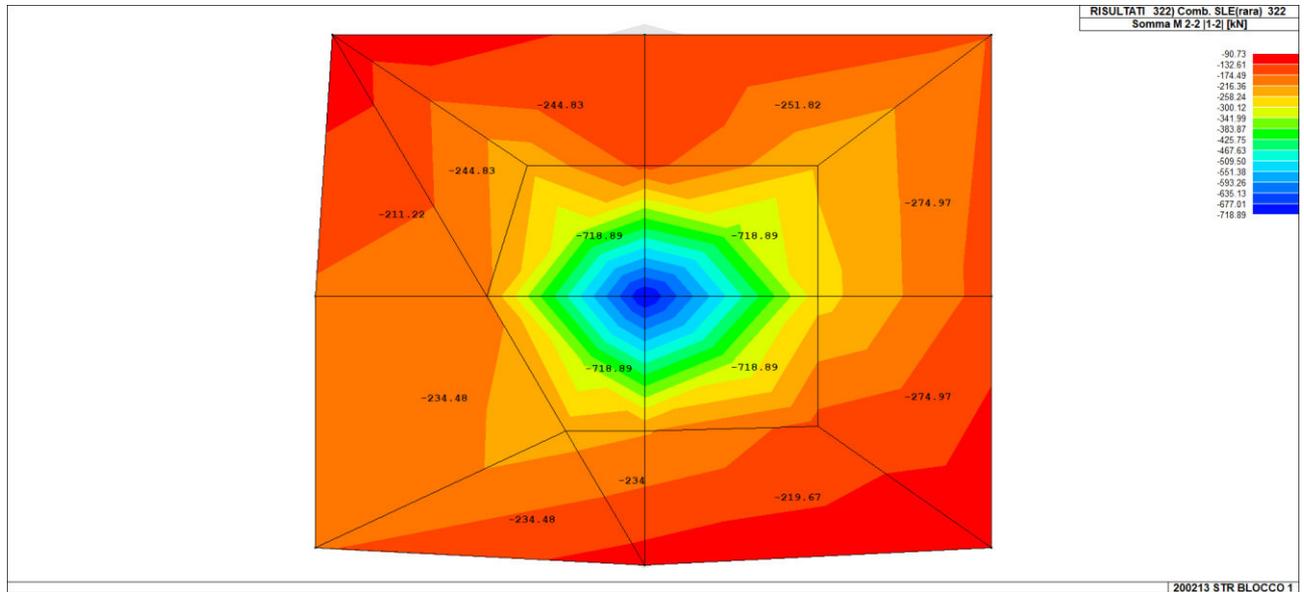


MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(374,49+820,27*2+425,38)/4=610,10$ kNm/m

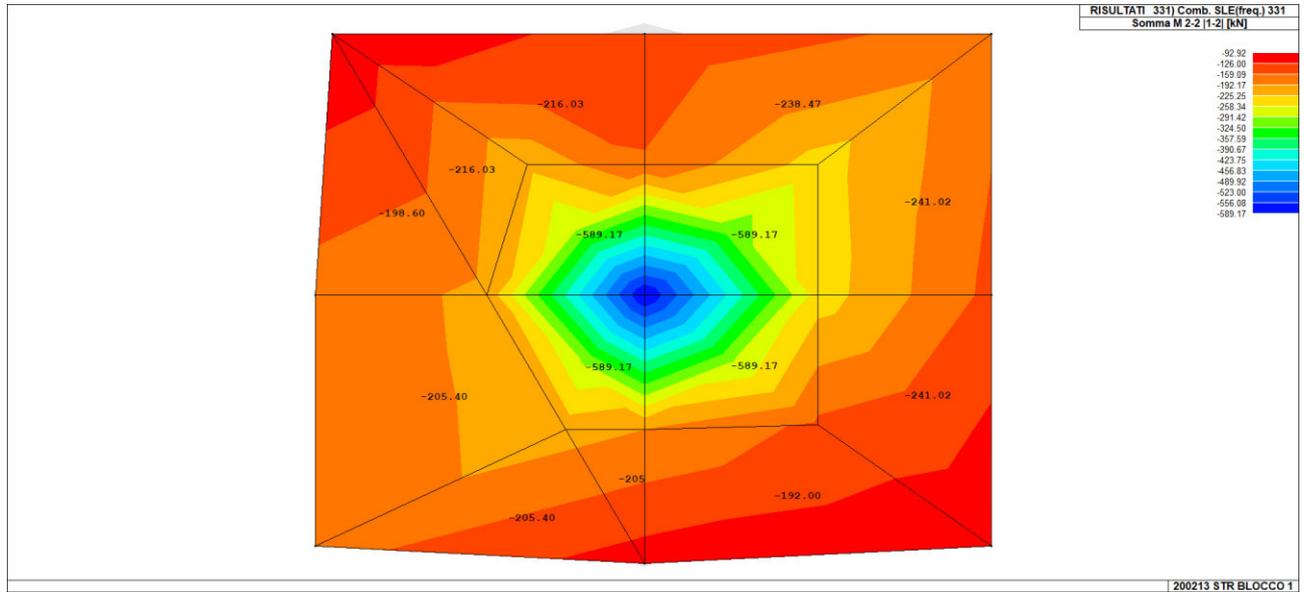
MOMENTO MIN SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(234,48+718,89*2+274,97)/4=486,81$ kNm/m

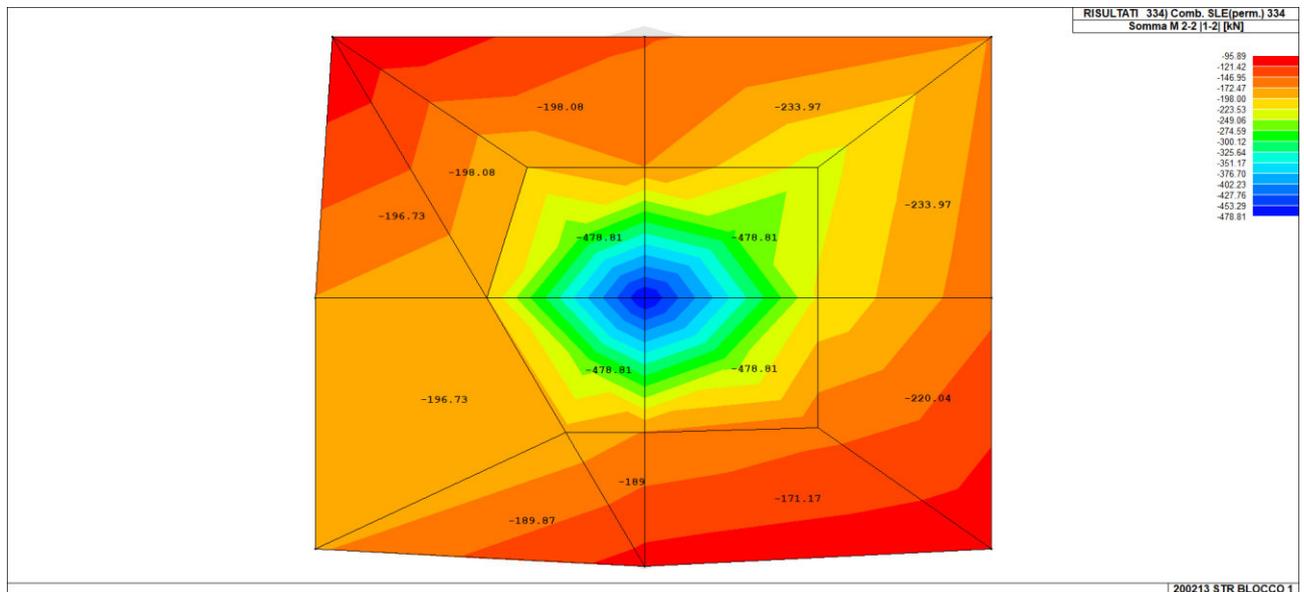


MOMENTO MIN SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(205,40+589,17*2+241,02)/4=406,19$ kNm/m

MOMENTO MIN SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(196,73+478,81*2+233,97)/4=347,08$ kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE											
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 2 INF											
SEZIONE					MATERIALI						
					Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	v_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]
					B450C	E_s	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		ϵ_s	0.19%
Larghezza trave	b_u	100 [cm]			Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	α_{cc}	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]
Altezza	H	60 [cm]			C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]
Copripetto asse armatura compressa	c'	6.7 [cm]			E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
Copripetto asse armatura tesa	c	6.7 [cm]			ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]	
Altezza utile	d	53.3 [cm]									
VERIFICA FLESSIONE SLU											
CALCOLA M_{Ed}											
x	7.59										
x/d	0.142										
ϵ_s	2.11%										
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato											
N_{Ed}	0 [kN]	n'	5	ϕ	18	Area	12.72	Armatura	5	18	12.72
M_{Ed}	610.1 [kNm]	Armatura compressa	10	20	31.42	Armatura Tesa	10	18	25.45		
M_{Rd}	735.5 [kNm]	83%			A's	44.14 [cm ²]	As	38.17 [cm ²]			
σ'_s	86 [Mpa]	$\mu=A's/As$	115.64%	$\rho=A's/bd$	0.74%	OK	$\rho=As/bd$	0.64%	OK	ρ_{min}	0.17%
σ_s	391 [Mpa]	ρ_{max}	1.51%								

L'armatura integrativa inferiore è costituita da una maglia di $\phi 18/10$ in entrambe le direzioni. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15								
Sezione interamente reagente										
Asse neutro	x	29.71 [cm]								
Inerzia sezione interamente reagente	I	2469675 [cm ⁴]								
Momento prima fessurazione	M_{cr}	247 [kNm]								
Sezione fessurata										
Asse neutro	x_p	16.8 [cm]								
Inerzia sezione parzializzata	I_p	988378 [cm ⁴]								
Tensione armatura in trazione	σ_s	136 [Mpa]	k1	0.8						
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10.1 [cm]	k2	0.5						
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	1010 [cm ²]	k3	3.4						
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	22.37 [cm ²]	k4	0.425						
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.04 [-]								
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	182 [mm]								
Combinazione rara										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	486.81 [kNm]			Limitazione tensioni					
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	8.3 [Mpa]			0.43					
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-75			0.21					
Tensione armatura inf	σ_s	269 [Mpa]			0.75					
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.11% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.338 [mm]								
Combinazione frequente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	406.19 [kNm]								
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	6.9 [Mpa]								
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-62								
Tensione armatura inf	σ_s	225 [Mpa]								
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.09% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.272 [mm]								
Combinazione quasi permanente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	347.08 [kNm]			Limitazione tensioni					
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.9 [Mpa]			0.41					
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-53								
Tensione armatura inf	σ_s	192 [Mpa]								
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.07% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.224 [mm]								

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	18	[cm]		
Inerzia sezione	I	1272290	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-8,77	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-113	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0,05%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	340	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0,162%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK

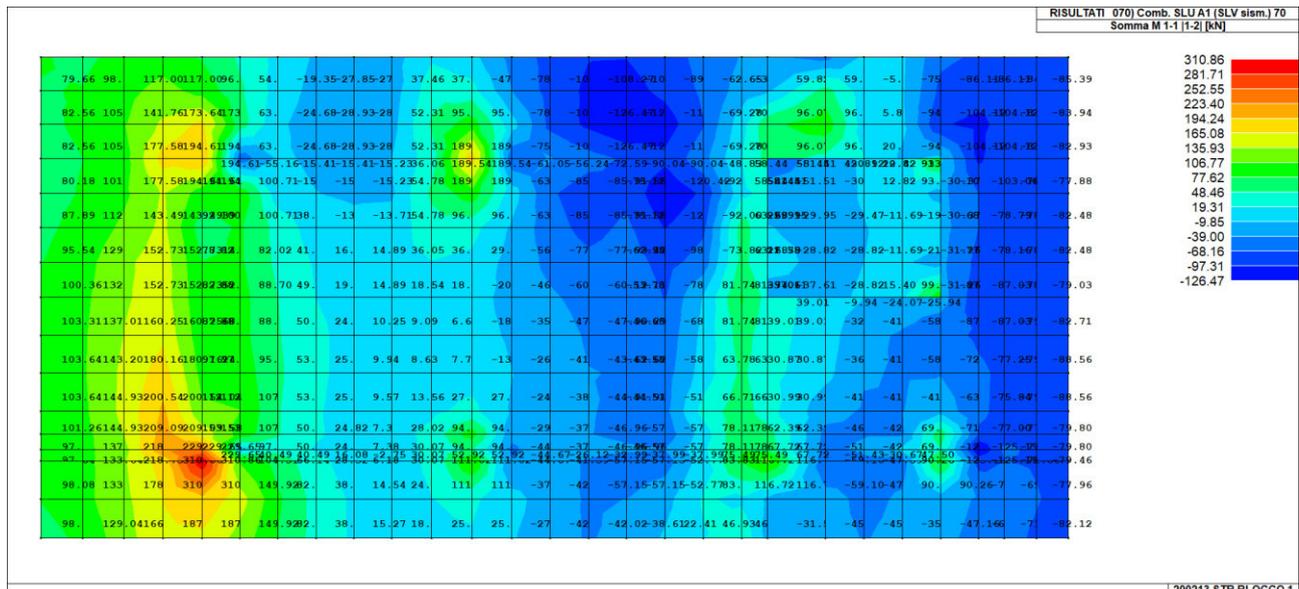
La sezione si trova in campo elastico.

22.3 VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura integrativa superiore in direzione X è costituita da $\phi 18/40$. L'armatura integrativa superiore in direzione Y è costituita da $\phi 18/20$ mentre l'armatura integrativa inferiore in entrambe le direzioni è pari a $\phi 18/40$. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

22.3.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE DIR X

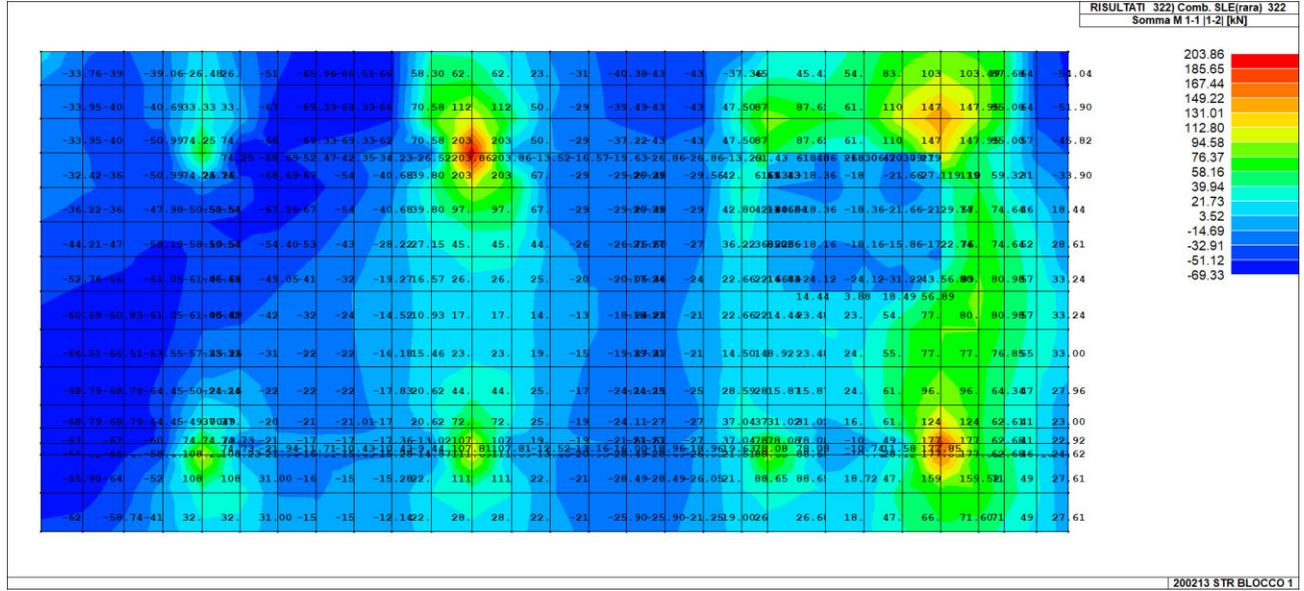
MOMENTO MAX SLU - DIR X



Il momento di calcolo considerato è pari a 310,86 kNm/m

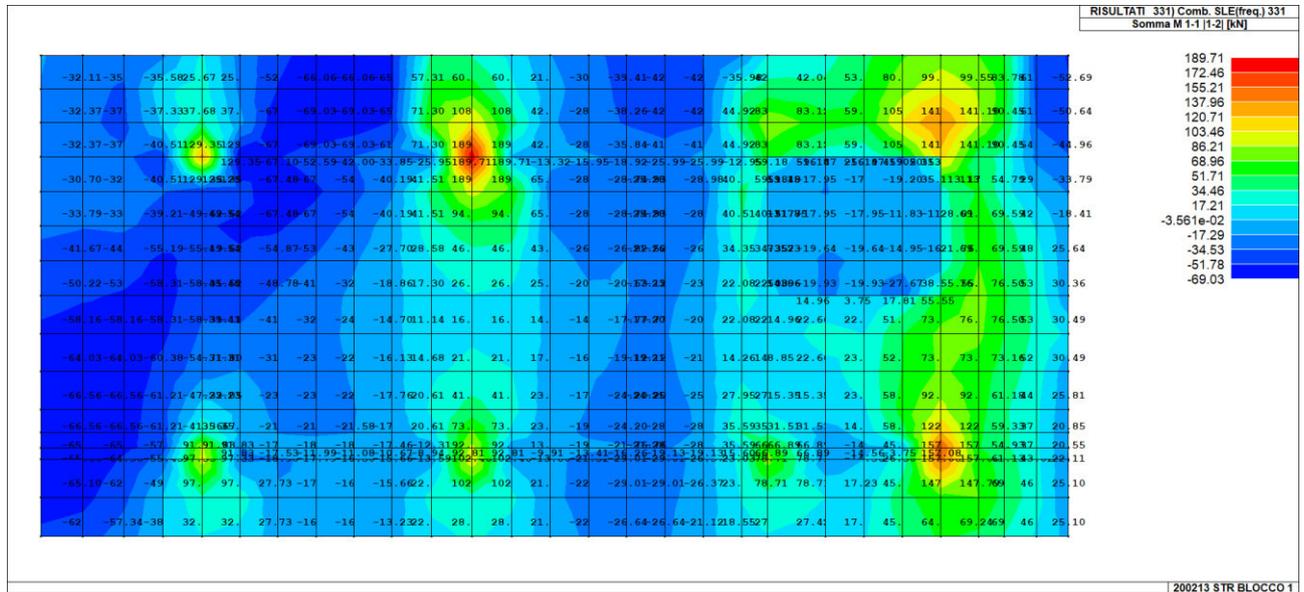


MOMENTO MAX SLE - DIR X - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 203,86 kNm/m

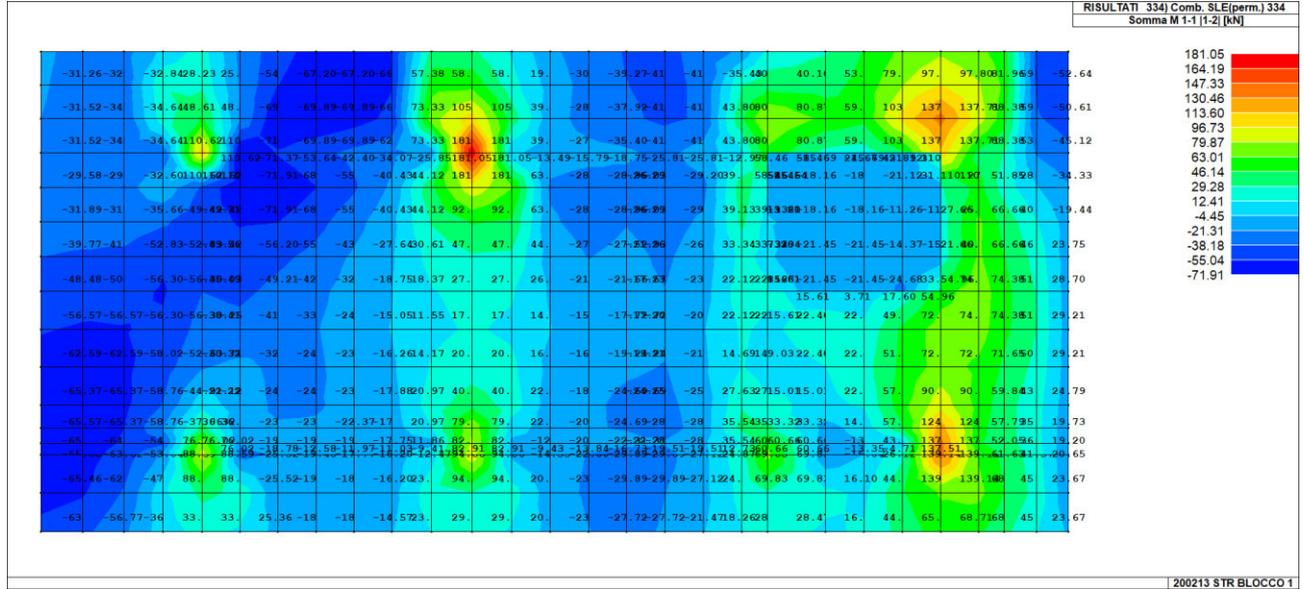
MOMENTO MAX SLE - DIR X - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 189,71 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - DIR X - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 181,05 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 3 SUP X

SEZIONE		MATERIALI				
		Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	f_{td}	391.3 [Mpa]
		B450C	E_s	210000 [Mpa]	ϵ_s	0.19%
		Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	f_{cd}	18.1 [Mpa]
		C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	f_{ctm}	3.0 [Mpa]
			E_c	33346 [Mpa]	$f_{od-rara}$	19.2 [Mpa]
			ϵ_{cu}	0.35%	$f_{od-Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU

CALCOLA M_{Ed}

x: 6.07

x/d: 0.114

ϵ_s : 2.72%

Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Parametro	Valore	Unità	Nota
N_{Ed}	0	[kN]	
M_{Ed}	310.86	[kNm]	
M_{Rd}	385.2	[kNm]	81%
σ_s	-76	[Mpa]	
σ_s	391	[Mpa]	

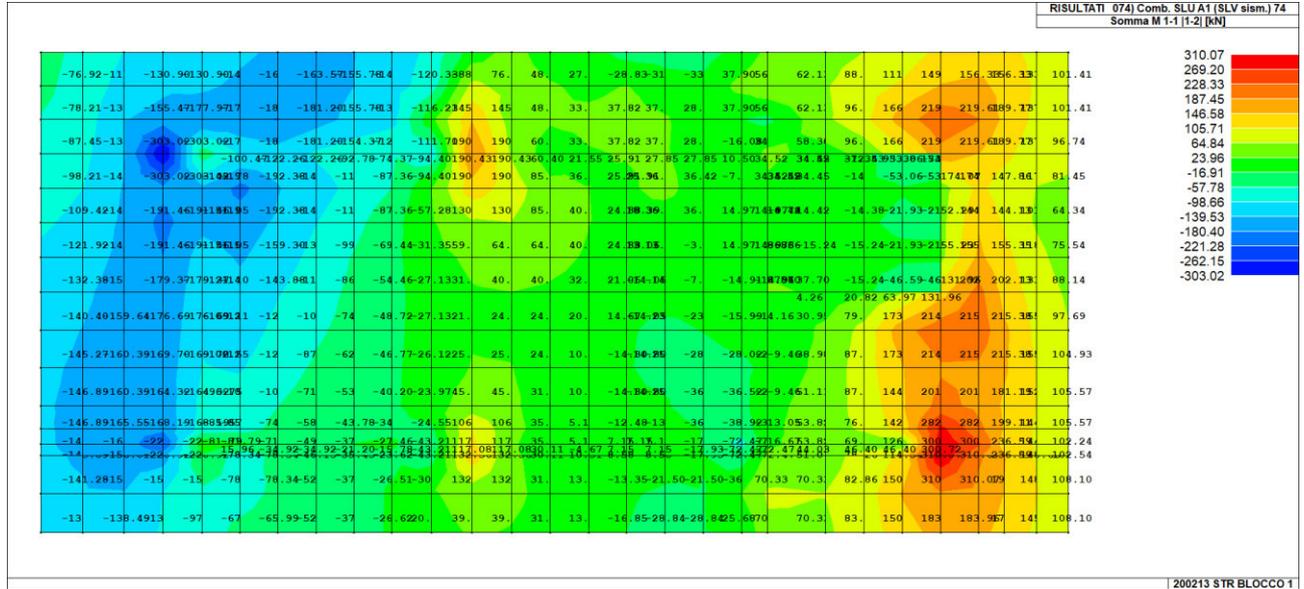
Armatura	n'	ϕ	Area	$\mu = A's/A_s$	$\rho = A's/bd$	OK
Armatura compressa	5	18	12.72	100.00%	0.32%	OK
Armatura Tesa	2.5	18	6.36			

L'armatura integrativa superiore in direzione x è costituita da $\phi 18/40$ oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



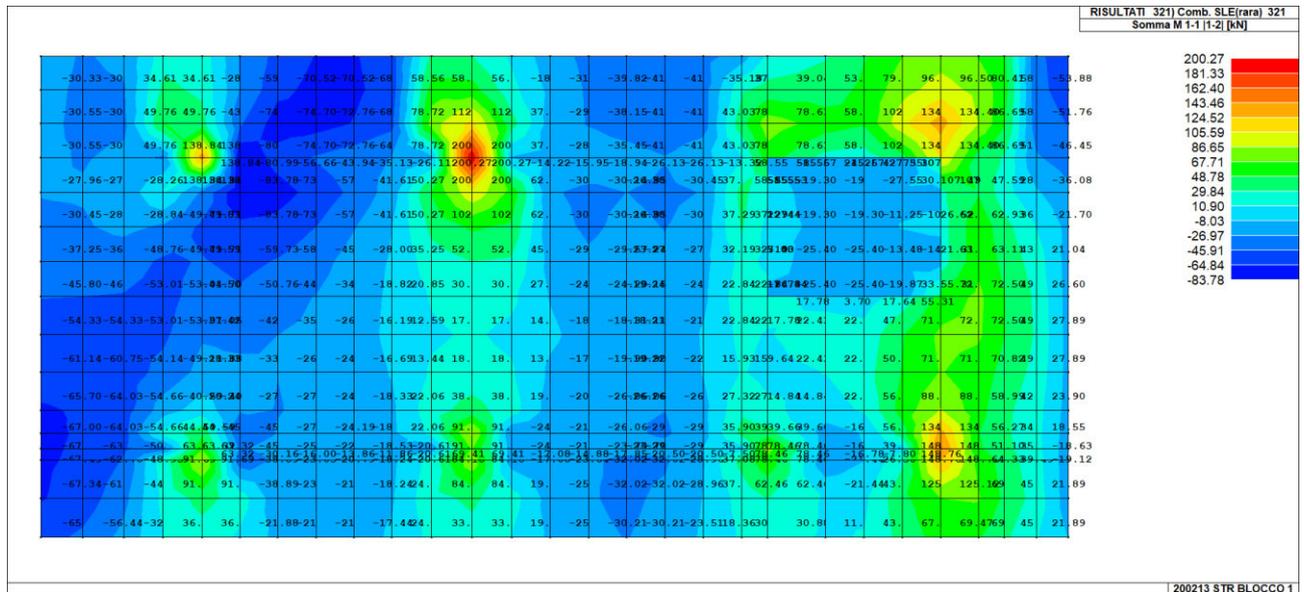
22.3.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE DIR X

MOMENTO MIN SLU - DIR X



Il momento di calcolo considerato è pari a -303,02 kNm/m

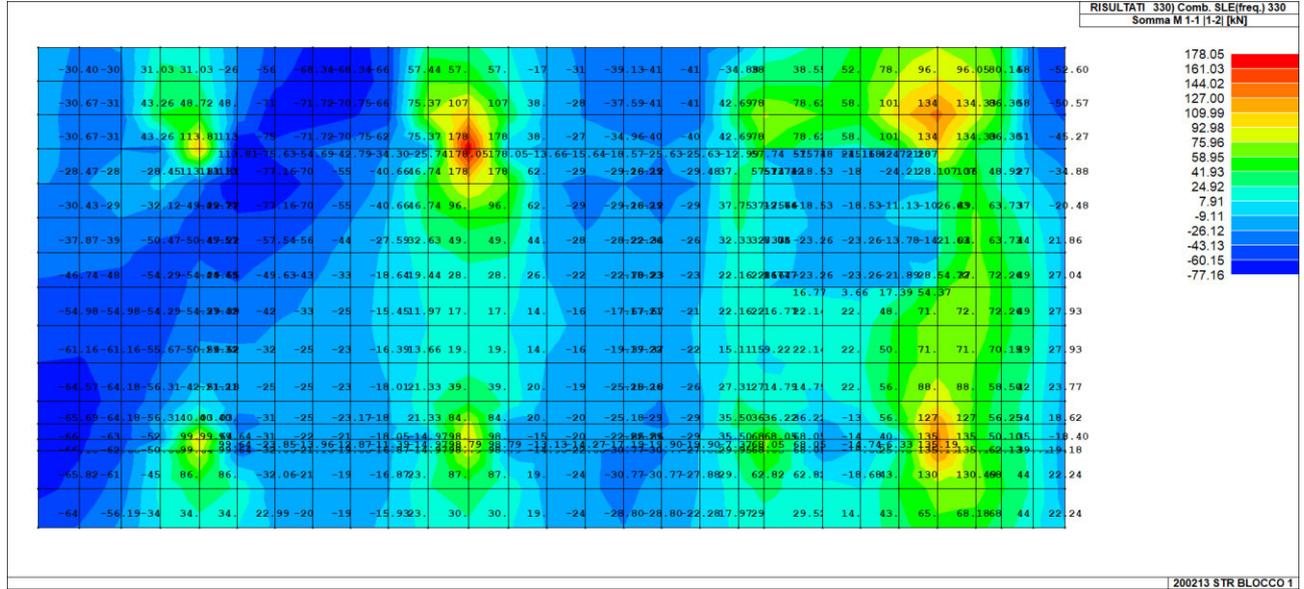
MOMENTO MIN SLE - DIR X - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a -83,78 kNm/m

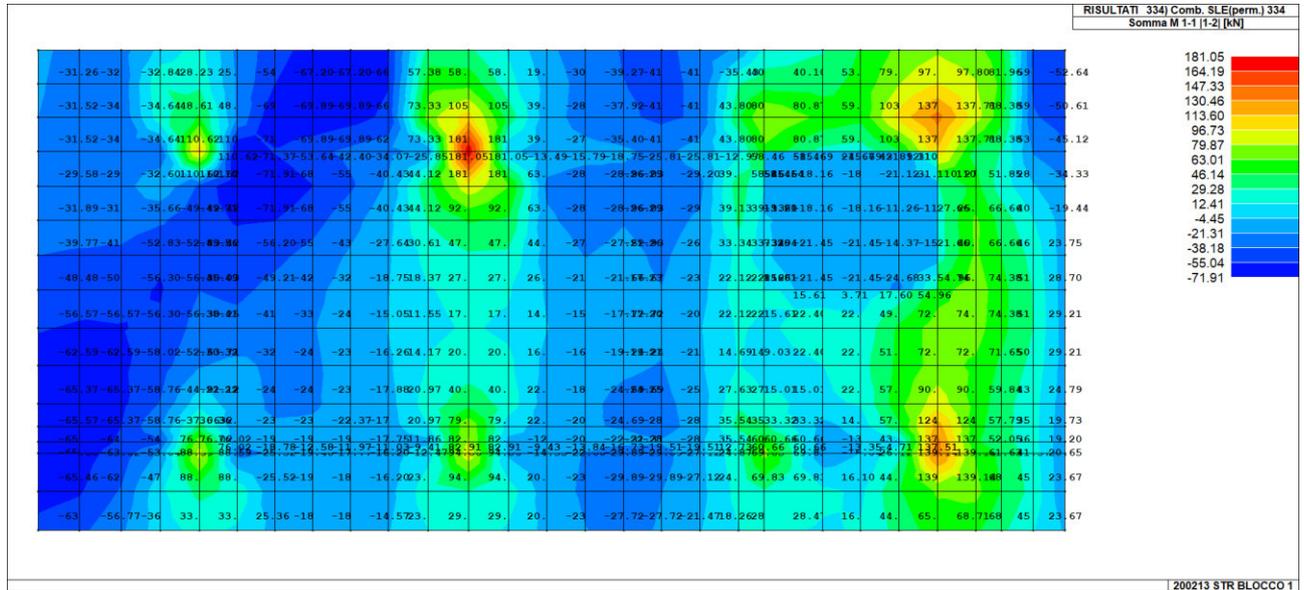


MOMENTO MIN SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -77,16 kNm/m

MOMENTO MIN SLE - DIR X - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -71,91 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE										
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 3 INF X										
SEZIONE				MATERIALI						
				Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	γ_s	1,15	f_{yd}	391,3 [Mpa]
				B450C	E_s	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		ϵ_s	0,19%
				Calcestruzzo				$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Larghezza trave	b_d	100 [cm]		C32/40	f_{ck}	32 [Mpa]	γ_c	1,5	f_{cd}	18,1 [Mpa]
Altezza	H	60 [cm]			R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0,85	f_{ctm}	3,0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	c'	6,7 [cm]			E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19,2 [Mpa]
Coprifetto asse armatura tesa	c	6,7 [cm]			ϵ_{cu}	0,35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0,45 [Mpa]
Altezza utile	d	53,3 [cm]								
VERIFICA FLESSIONE SLU										
CALCOLA M_{ed}										
x	6,07									
x/d	0,114									
ϵ_s	2,72%									
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato										
N_{ed}	0 [kN]			Armatura compressa	n'	5	ϕ	18	Area	12,72
M_{ed}	303,02 [kNm]			Armatura tesa	n'	2,5	ϕ	18	Area	6,36
M_{Rd}	385,2 [kNm]	79%								
σ'_s	-76 [Mpa]			$\mu=A's/A_s$	100,00%	$\rho=A's/bd$	0,32%	OK		
σ_s	391 [Mpa]								ρ_{min}	0,17%
									ρ_{max}	1,10%

L'armatura integrativa inferiore in direzione x è costituita da $\phi 18/40$ oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15		Combinazione rara						
<u>Sezione interamente reagente</u>				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	83,78 [kNm]	Limitazione tensioni			
Asse neutro	x	30,00 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	σ_c	2,1 [Mpa]	0,11			
Inerzia sezione interamente reagente	I	2110835 [cm ⁴]		Tensione armatura sup	σ'_s	-16	0,04			
Momento prima fessurazione	M_{cr}	213 [kNm]		Tensione armatura inf	σ_s	91 [Mpa]	0,25			
<u>Sezione fessurata</u>				Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0,03% [-]				
Asse neutro	x_p	13,7 [cm]		Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,101 [mm]				
Inerzia sezione parzializzata	I_p	548667 [cm ⁴]		Combinazione frequente						
Tensione armatura in trazione	σ_s	230 [Mpa]		Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	77,16 [kNm]				
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10,0 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,9 [Mpa]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	1000 [cm ²]		Tensione armatura sup	σ'_s	-15				
			k1	0,8	Tensione armatura inf	σ_s	84 [Mpa]			
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	13,12 [cm ²]	k2	0,5	Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0,02% [-]			
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0,02 [-]	k3	3,4	Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,093 [mm]			
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	228 [mm]	k4	0,425	Combinazione quasi permanente					
				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	71,91 [kNm]	Limitazione tensioni			
				Tensione nel calcestruzzo	σ_c	1,8 [Mpa]	0,12			
				Tensione armatura sup	σ'_s	-14				
				Tensione armatura inf	σ_s	78 [Mpa]				
				Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0,02% [-]				
				Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0,086 [mm]				

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

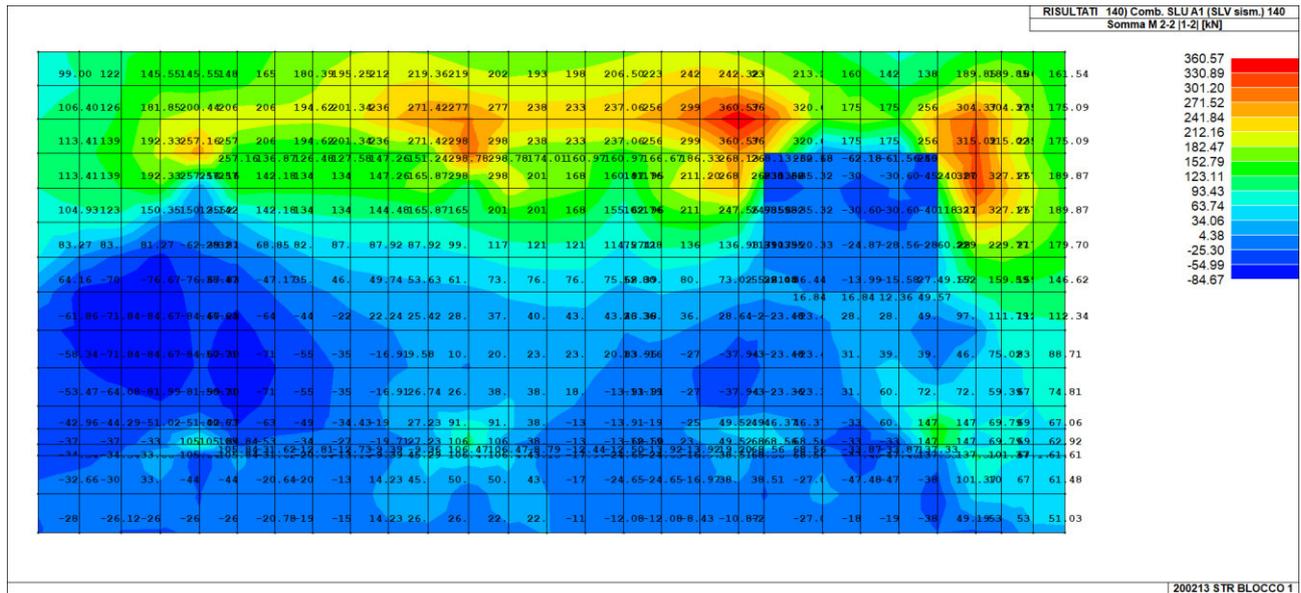
VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.				
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogeneizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	15	[cm]		
Inerzia sezione	I	706470	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-6,50	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-73	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0,03%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	332	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0,158%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK

La sezione si trova in campo elastico.

22.3.3 SOLLECITAZIONI POSITIVE DIR Y

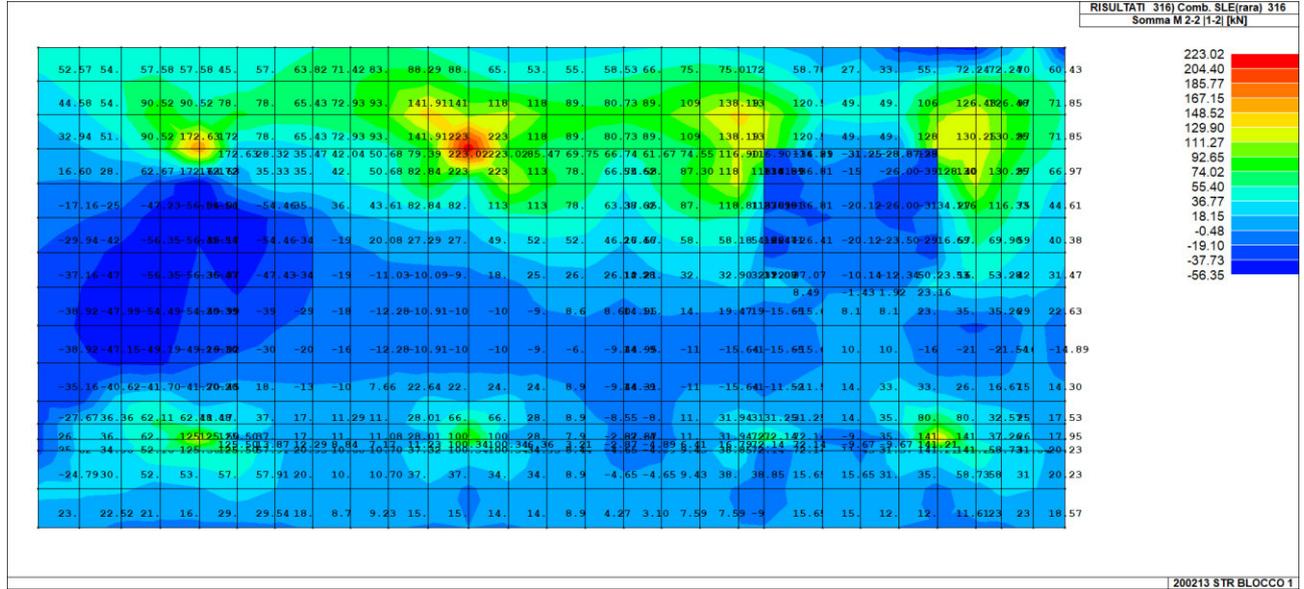
MOMENTO MAX SLU - DIR y



Il momento di calcolo considerato è pari a 360,57 kNm/m

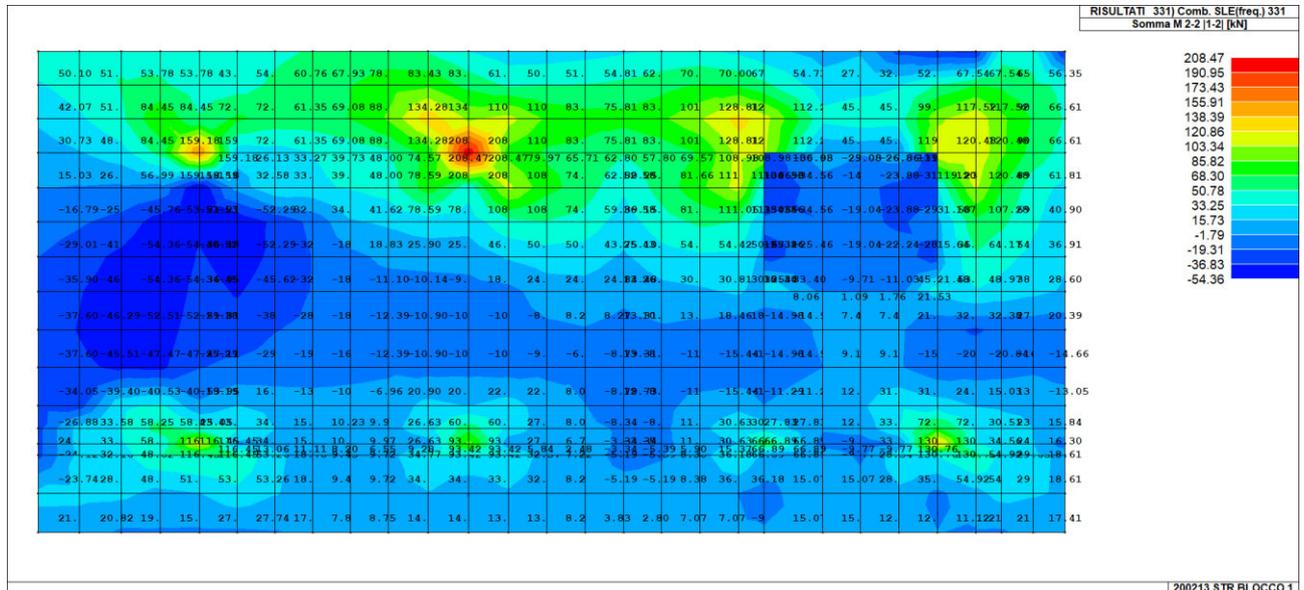


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 223,02 kNm/m

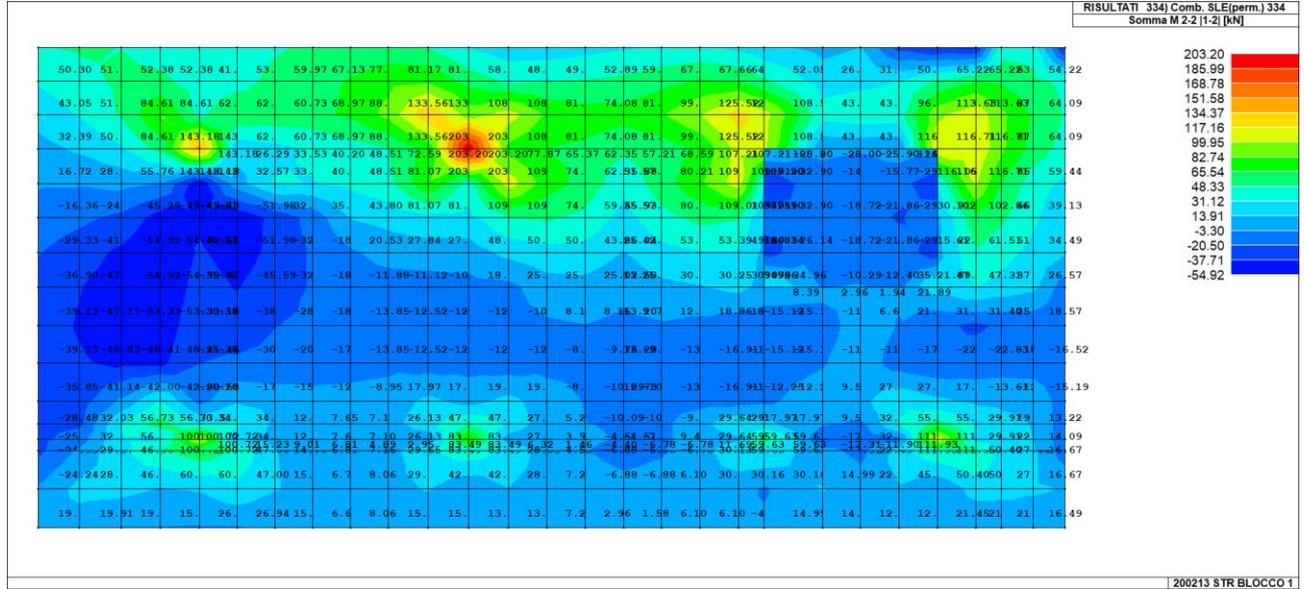
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 208,47 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 203,20 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

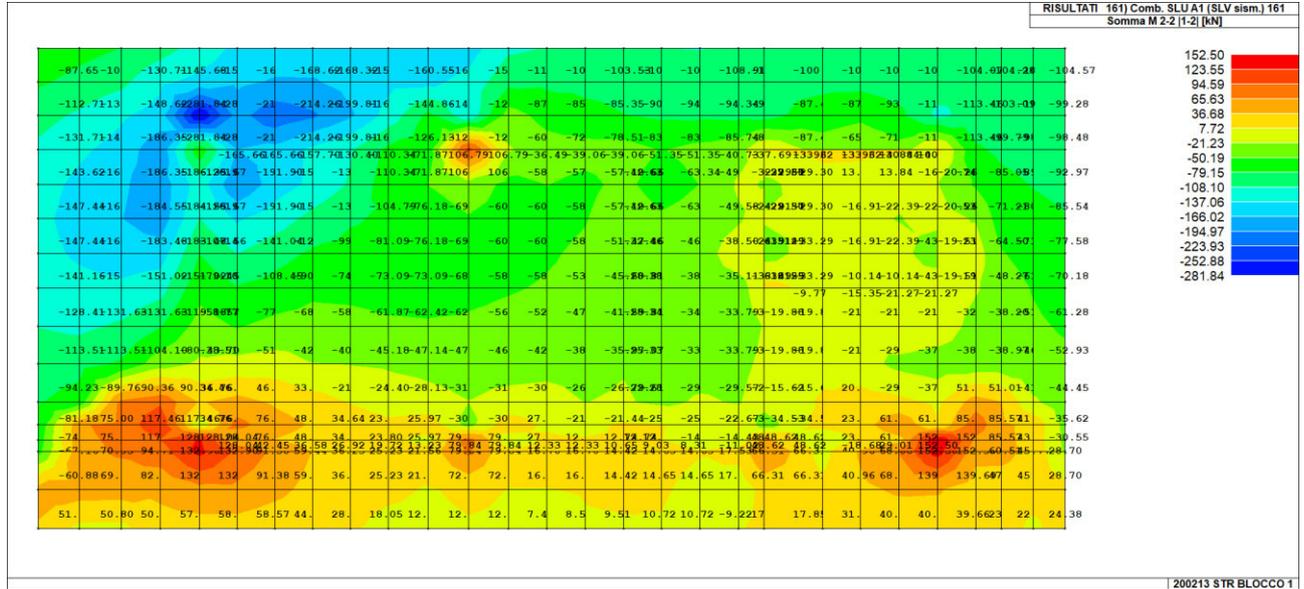
VERIFICA TRAVE SLU SLE		VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 3 SUP Y		MATERIALI								
SEZIONE				Acciaio								
Larghezza trave	b _u 100 [cm]			f _{yk} 450 [Mpa]	V _s 1.15							
Altezza	H 60 [cm]			E _s 210000 [Mpa]	f _{td} 391.3 [Mpa]							
Copripetto asse armatura compressa	c' 6.7 [cm]				ε _s 0.19%							
Copripetto asse armatura tesa	c 6.7 [cm]			Calcestruzzo	f _{yd,rara} 360 [Mpa]							
Altezza utile	d 53.3 [cm]			C32/40								
				f _{ck} 32 [Mpa]	γ _c 1.5							
				R _{ck} 40 [Mpa]	α _{cc} 0.85							
				E _c 33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara							
				ε _{cu} 0.35%	Tensione in comb. Q. P.							
					f _{cd} 18.1 [Mpa]							
					f _{ctm} 3.0 [Mpa]							
					f _{cd,rara} 19.2 [Mpa]							
					f _{cd-Q.P.} 0.45 [Mpa]							
VERIFICA FLESSIONE SLU												
CALCOLA M_{sd}												
x	6.73											
x/d	0.126											
es	2.42%											
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato												
N _{sd}	0 [kN]	n'	φ	Area	n'	φ	Area					
M _{sd}	360.57 [kNm]	Armatura compressa	5	18	12.72	Armatura	5	18	12.72			
M _{Rd}	502.6 [kNm]		2.5	18	6.36	Tesa	5	18	12.72			
σ _s	4 [Mpa]			A's	19.09 [cm ²]			As	25.45 [cm ²]			
σ _s	391 [Mpa]			μ=A's/As	75.00%	p=A's/bd	0.32%	OK	p=As/bd	0.42%	OK	
									p _{min}	0.17%	p _{max}	1.10%

L'armatura integrativa superiore in direzione y è costituita da φ18/20 oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



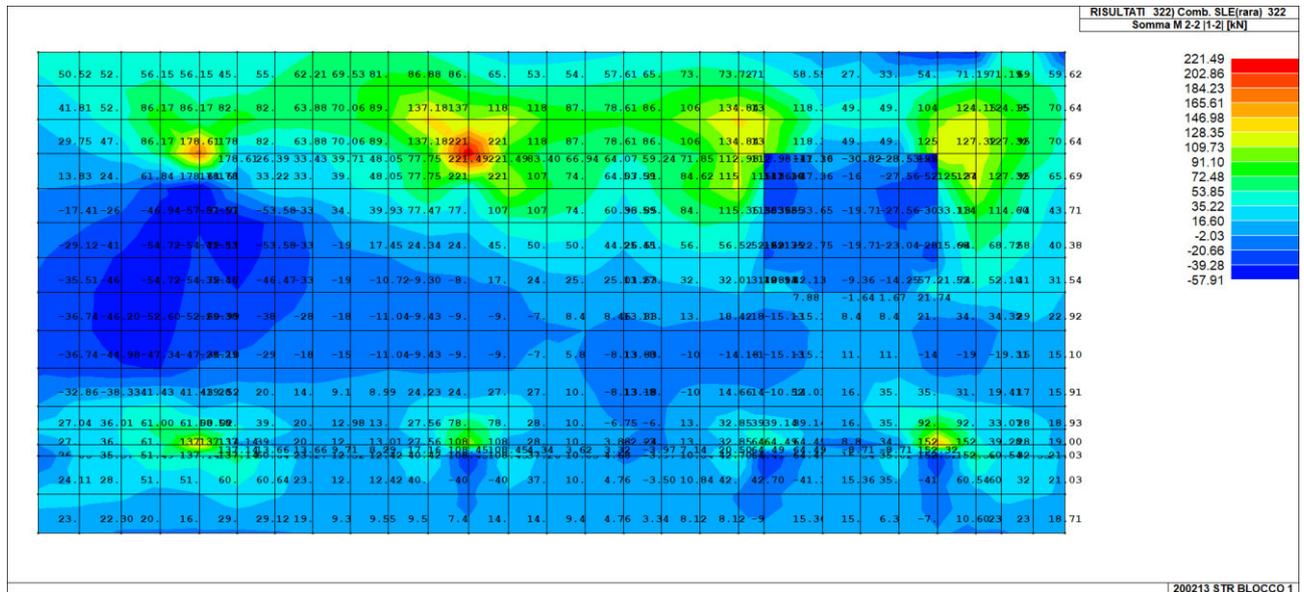
22.3.4 SOLLECITAZIONI NEGATIVE DIR Y

MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo considerato è pari a -281,84 kNm/m

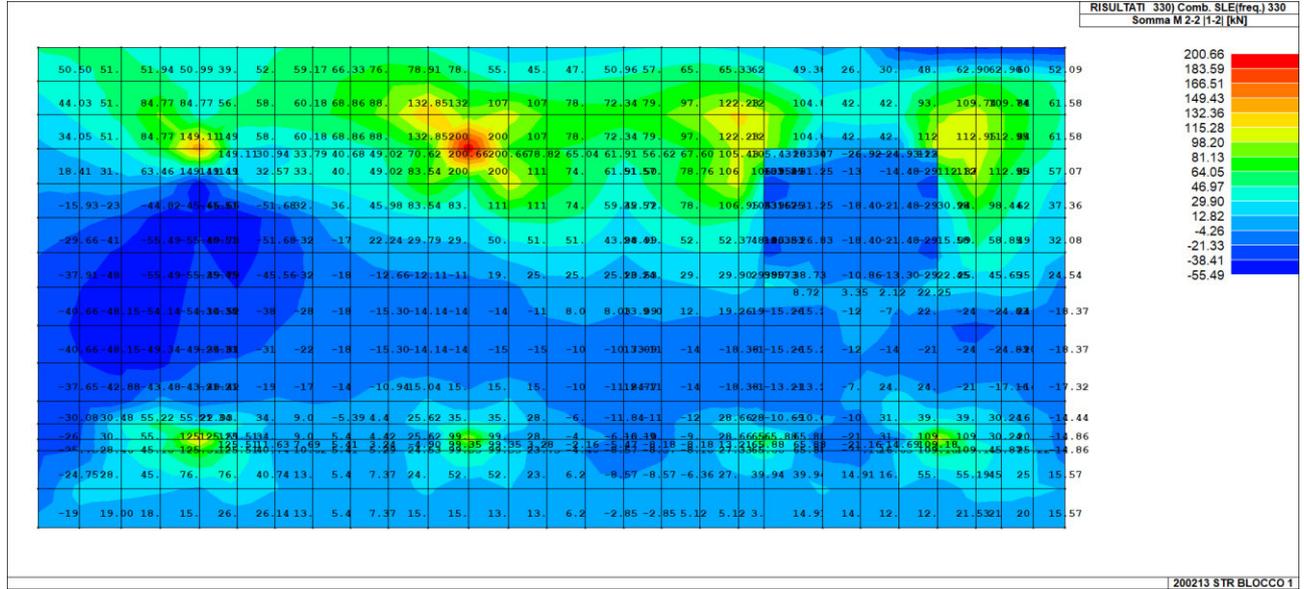
MOMENTO MIN SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a -57,91 kNm/m

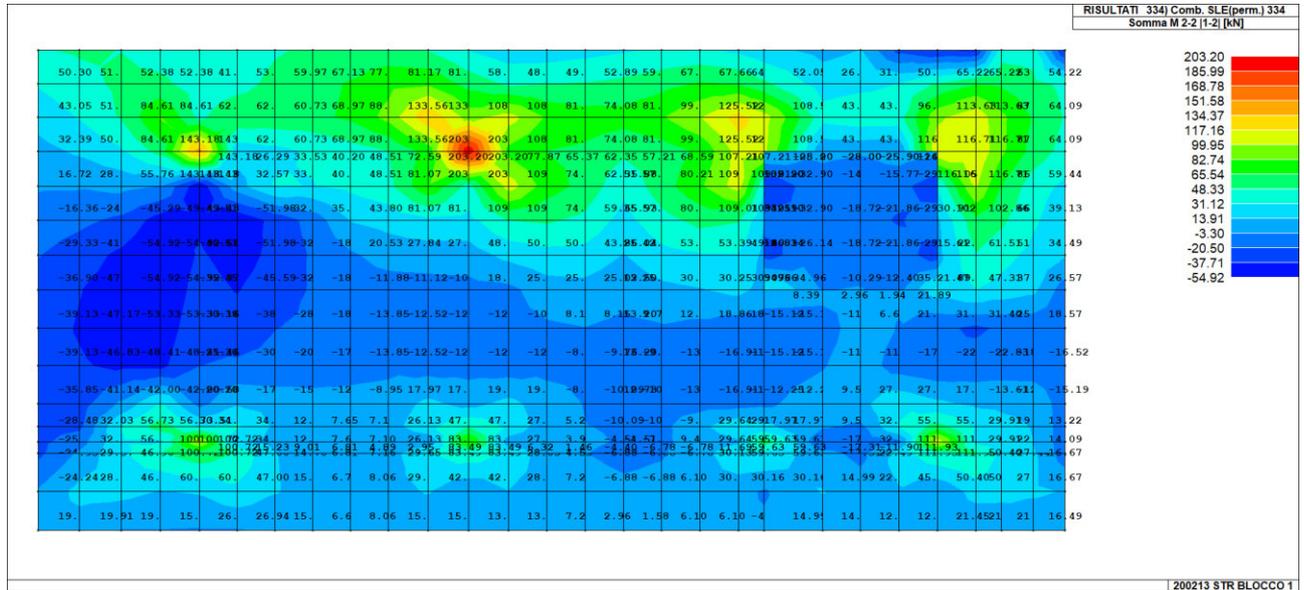


MOMENTO MIN SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -55,49 kNm/m

MOMENTO MIN SLE - DIR X - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -54,92 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE													
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 3 INF Y													
SEZIONE													
				MATERIALI									
				Acciaio		f_{yk}	450 [Mpa]	ν_s	1.15	f_{jd}	391.3 [Mpa]		
				B450C		E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%		
Larghezza trave	b_u	100 [cm]					Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]			
Altezza	H	60 [cm]			Calcestruzzo								
Copripetto asse armatura compressa	c'	6.7 [cm]			C32/40		f_{ck}	32 [Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]	
Copripetto asse armatura tesa	c	6.7 [cm]					R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]	
Altezza utile	d	53.3 [cm]					E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
								ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU									
CALCOLA M_{ed}									
x	6.17								
x/d	0.116								
ϵ_s	2.67%								
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato									

N_{ed}	0	[kN]					Armatura compressa	n'	5	ϕ	18	Area	12.72	Armatura Tesa	n'	2.5	ϕ	18	Area	6.36
M_{ed}	281.84	[kNm]																		
M_{rd}	385.5	[kNm]	73%																	
σ'_s	-63	[Mpa]							A's	25.45	[cm ²]				As	19.09	[cm ²]			
σ_s	391	[Mpa]							$\mu=A's/As$	133.33%	$\rho=A's/bd$	0.42%	OK		$\rho=As/bd$	0.32%	OK			
										ρ_{min}	0.17%	ρ_{max}	1.20%							

L'armatura integrativa inferiore in direzione Y non è richiesta. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	n_0	15							
Combinazione rara									
Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	57.91 [kNm]			Limitazione tensioni			
Tensione nel calcestruzzo		σ_c	1.4 [Mpa]			0.07			
Tensione armatura sup		$\sigma_{s'}$	-10			0.03			
Tensione armatura inf		σ_s	63 [Mpa]			0.17			
Deformazione unitaria		ϵ_{sm}	0.02% [-]						
Ampiezza caratteristica fessure		w_k	0.070 [mm]						
Combinazione frequente									
Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	54.49 [kNm]						
Tensione nel calcestruzzo		σ_c	1.3 [Mpa]						
Tensione armatura sup		$\sigma_{s'}$	-10						
Tensione armatura inf		σ_s	60 [Mpa]						
Deformazione unitaria		ϵ_{sm}	0.02% [-]						
Ampiezza caratteristica fessure		w_k	0.067 [mm]						
Combinazione quasi permanente									
Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	54.92 [kNm]			Limitazione tensioni		0.09	
Tensione nel calcestruzzo		σ_c	1.3 [Mpa]						
Tensione armatura sup		$\sigma_{s'}$	-10						
Tensione armatura inf		σ_s	60 [Mpa]						
Deformazione unitaria		ϵ_{sm}	0.02% [-]						
Ampiezza caratteristica fessure		w_k	0.066 [mm]						

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	15	[cm]		
Inerzia sezione	I	715193	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-5,79	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-64	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0,03%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	308	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0,147%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK

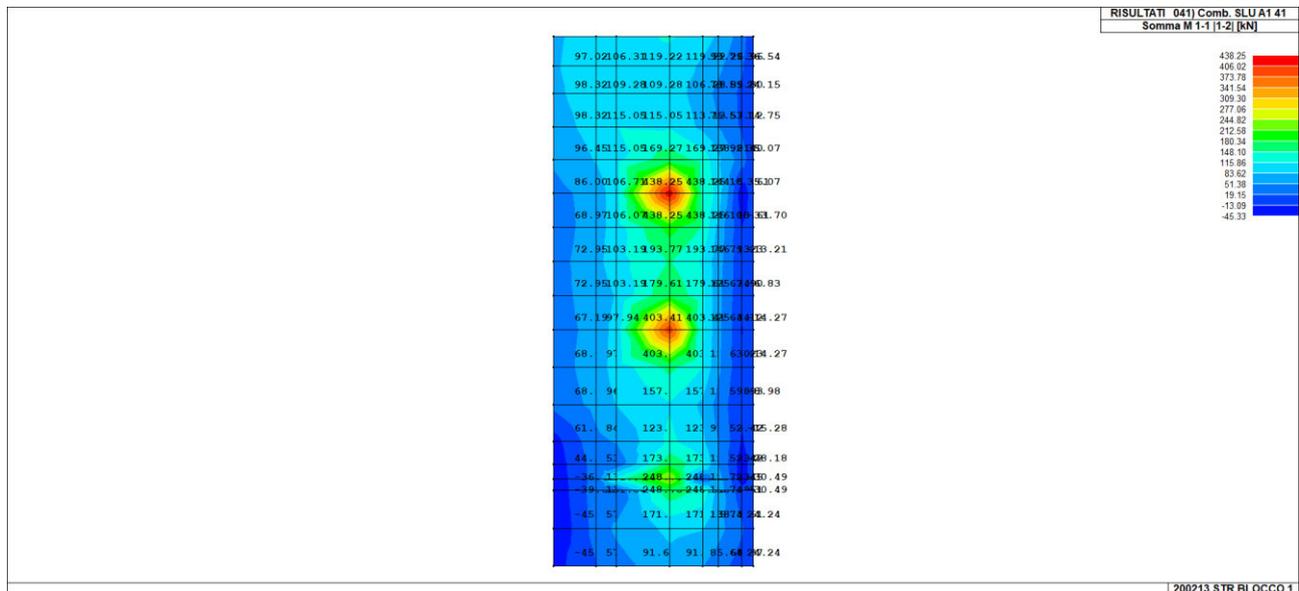
La sezione si trova in campo elastico.

22.4 VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura integrativa in direzione X è costituita da $\phi 18/20$ superiore mentre l'armatura integrativa in direzione Y è costituita da $\phi 18/20$ superiore ed inferiore. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

22.4.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE DIR X

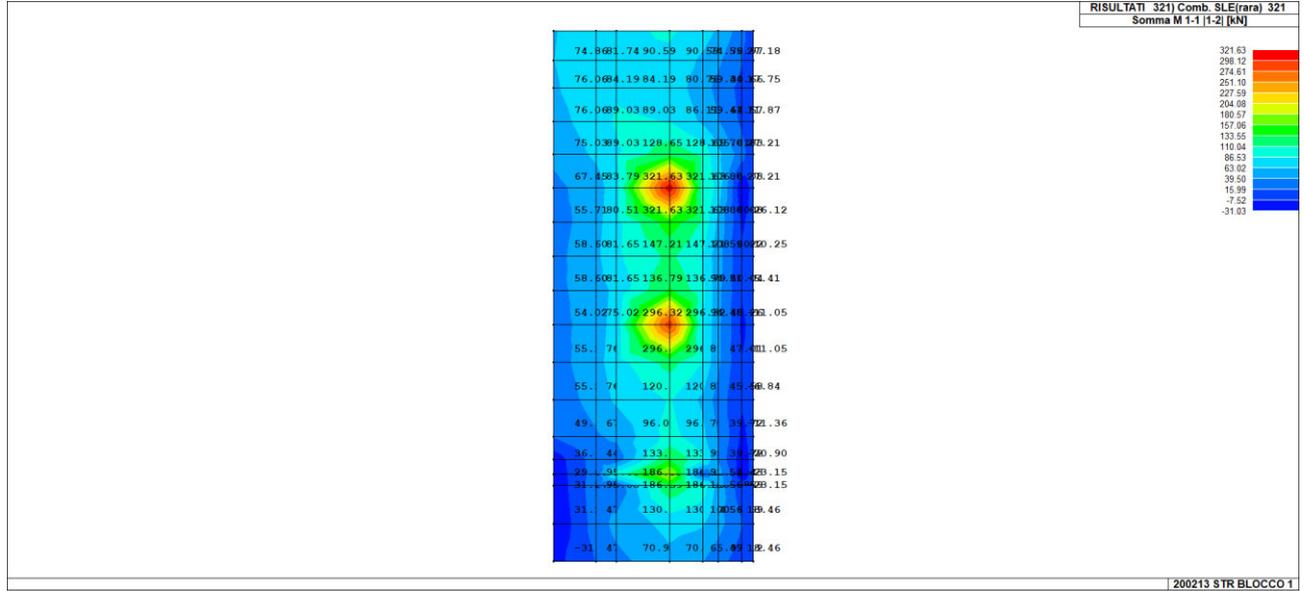
MOMENTO MAX SLU - DIR X



Il momento di calcolo considerato è pari a 438,25 kNm/m

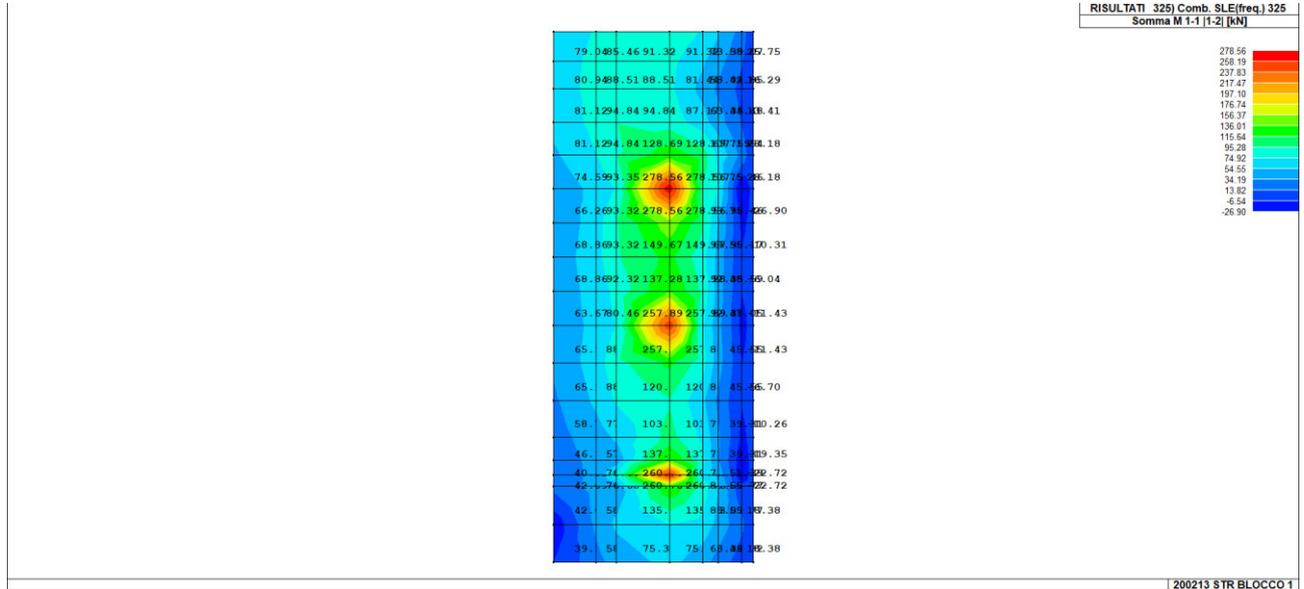


MOMENTO MAX SLE - DIR X - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 321,63 kNm/m

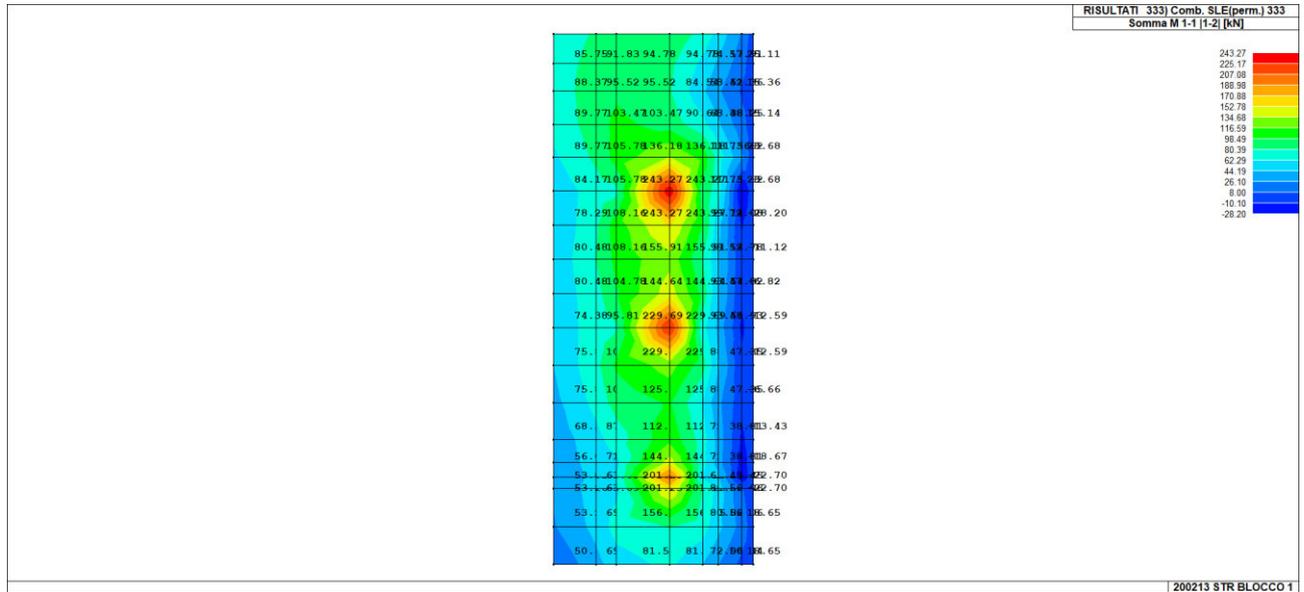
MOMENTO MAX SLE - DIR X - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 278,56 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - DIR X - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 243,27 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 4 SUP X						
SEZIONE				MATERIALI						
				Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	v_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]
				B450C	E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%
Larghezza trave	b_u	100 [cm]		Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	60 [cm]		C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	c'	6.7 [cm]		E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
Coprifetto asse armatura tesa	c	6.7 [cm]		ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]	
Altezza utile	d	53,3 [cm]								

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA M_{ed}			
x	6,74		
x/d	0,126		
ϵ_s	2,42%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

N_{ed}	0 [kN]		Armatura compressa	n^*	5	ϕ	18	Area	12,72	Armatura Tesa	n^*	5	ϕ	18	Area	12,72
M_{ed}	438,25 [kNm]															
M_{Rd}	502,6 [kNm]	87%														
σ_s	4 [Mpa]							$A's$	12,72 [cm ²]					A_s	25,45 [cm ²]	
σ_s	391 [Mpa]							$\mu=A's/A_s$	50,00%	$\rho=A's/bd$	0,21%	OK		$\rho=A_s/bd$	0,42%	OK
													ρ_{min}	0,17%	ρ_{max}	0,99%

L'armatura integrativa superiore in direzione x è costituita da $\phi 18/20$ oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

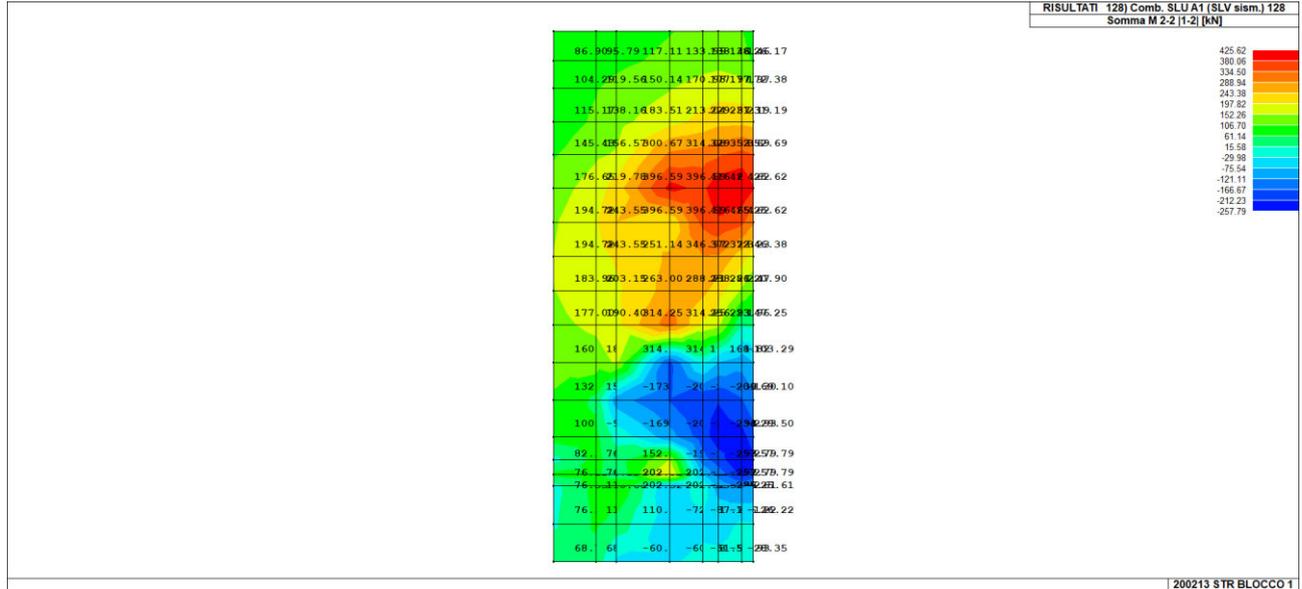


22.4.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE DIR X

In direzione x non è richiesta armatura integrativa.

22.4.3 SOLLECITAZIONI POSITIVE DIR Y

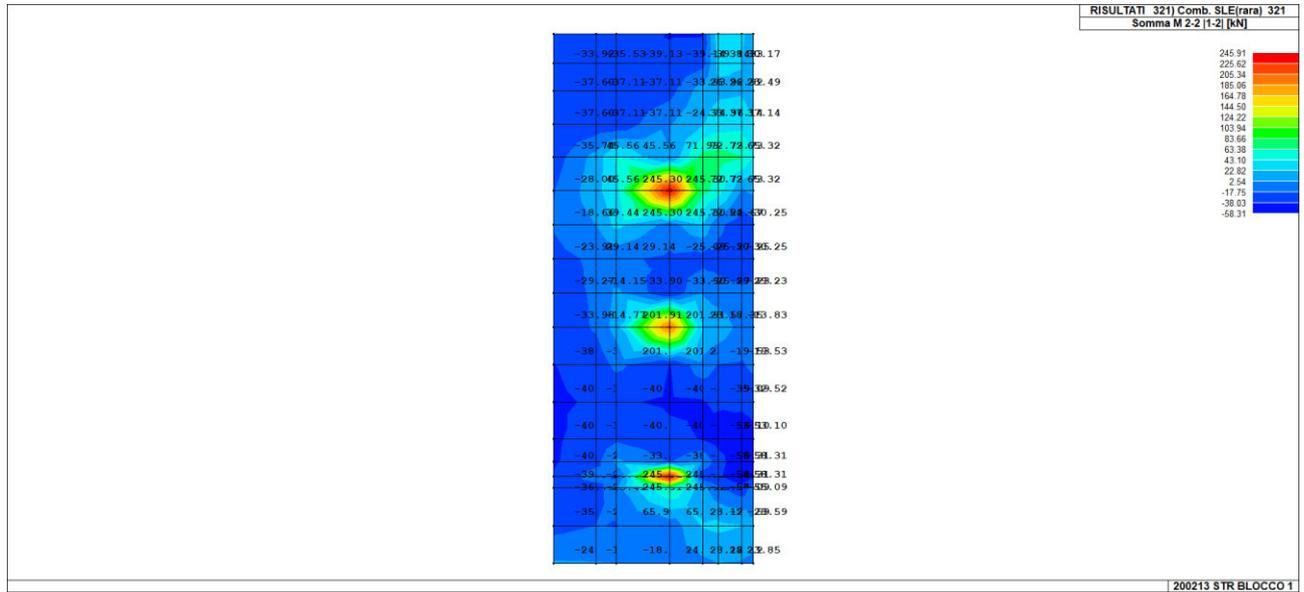
MOMENTO MAX SLU - DIR Y



Il momento di calcolo considerato è pari a 425,62 kNm/m

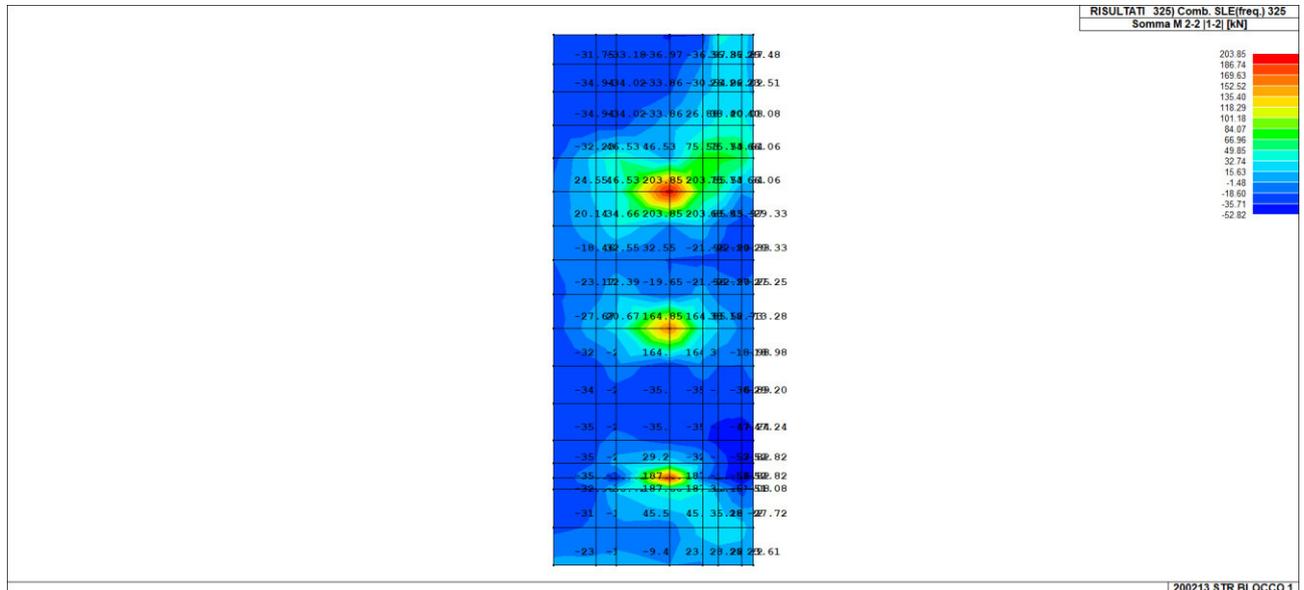


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 245,91 kNm/m

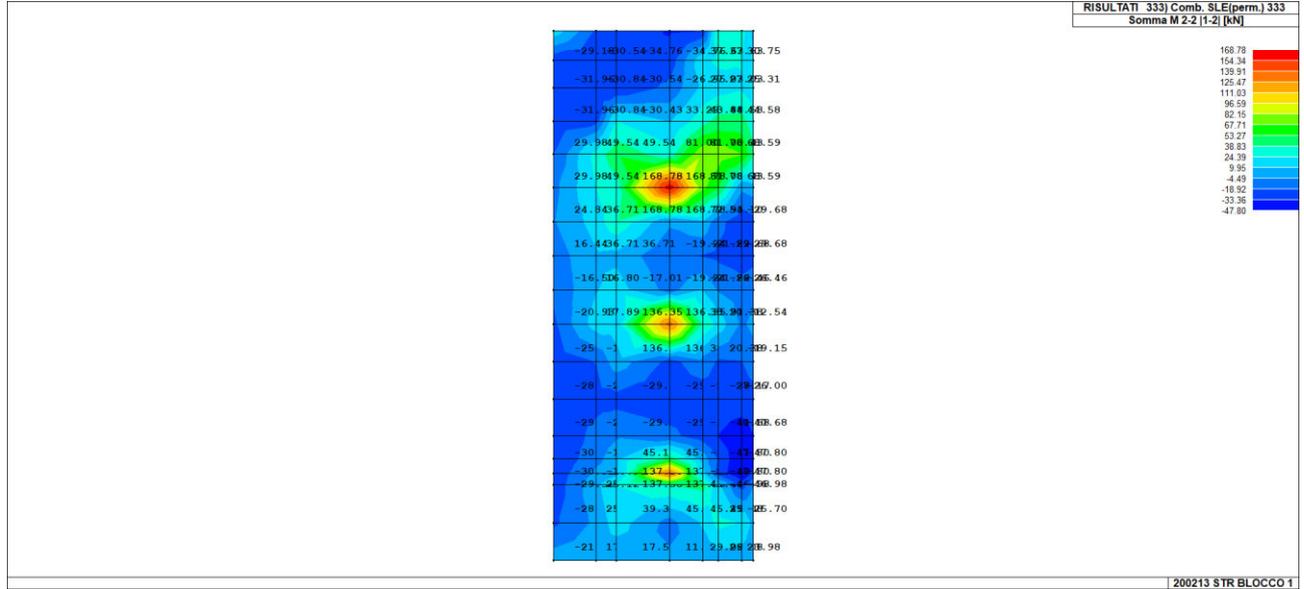
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 203,85 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 168,78 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI			
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 4 SUP Y							
SEZIONE							
Larghezza trave	b_w	100	[cm]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]
Altezza	H	60	[cm]	B450C	E_s	210000	[Mpa]
Copripetto asse armatura compressa	c'	6.7	[cm]	Calcestruzzo	f_{ck}	32	[Mpa]
Copripetto asse armatura tesa	c	6.7	[cm]	C32/40	R_{ck}	40	[Mpa]
Altezza utile	d	53.3	[cm]		E_c	33346	[Mpa]
					ϵ_{cu}	0.35%	
					ν_s	1.15	
					f_{yd}	391.3	[Mpa]
					ϵ_s	0.19%	
					Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$	360
					γ_c	1.5	
					α_{cc}	0.85	
					Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2
					Tensione in comb. Q. P.	$f_{cd-Q.P.}$	0.45
					f_{cd}	18.1	[Mpa]
					f_{ctm}	3.0	[Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA M_{ed}			
x	6.73		
x/d	0.126		
ϵ_s	2.42%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

N_{ed}	0	[kN]		Armatura compressa	n'	5	ϕ	18	Area	12.72
M_{ed}	425.26	[kNm]		Armatura Tesa	n'	5	ϕ	18	Area	12.72
M_{Rd}	502.6	[kNm]	85%							
σ'_s	3	[Mpa]								
σ_s	391	[Mpa]								
					$\mu=A's/As$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.42%	OK	
					ρ_{min}		0.17%	ρ_{max}	1.20%	

L'armatura integrativa superiore in direzione y è costituita da $\phi 18/10$ oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE

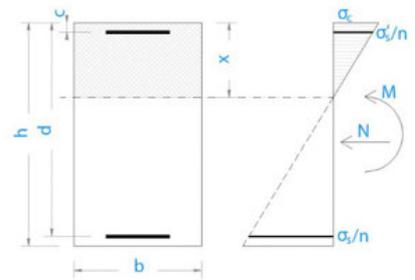
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15				
Sezione interamente reagente						
Asse neutro	x	30.00 [cm]				
Inerzia sezione interamente reagente	I	2214446 [cm ⁴]				
Momento prima fessurazione	M_{cr}	223 [kNm]				
Sezione fessurata						
Asse neutro	x_p	15.1 [cm]				
Inerzia sezione parzializzata	I_p	698695 [cm ⁴]				
Tensione armatura in trazione	σ_s	183 [Mpa]				
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10.0 [cm]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	1000 [cm ²]	k1	0.8		
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	16.51 [cm ²]	k2	0.5		
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.03 [-]	k3	3.4		
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	205 [mm]	k4	0.425		
Combinazione rara						
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	245.91 [kNm]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.3 [Mpa]				Limitazione tensioni 0.28
Tensione armatura sup	σ_s'	-44 [Mpa]				0.12
Tensione armatura inf	σ_s	202 [Mpa]				0.56
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.07% [-]				
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.243 [mm]				
Combinazione frequente						
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	203.85 [kNm]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.4 [Mpa]				
Tensione armatura sup	σ_s'	-37 [Mpa]				
Tensione armatura inf	σ_s	167 [Mpa]				
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.05% [-]				
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.186 [mm]				
Combinazione quasi permanente						
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	168.78 [kNm]				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.6 [Mpa]				Limitazione tensioni 0.25
Tensione armatura sup	σ_s'	-30 [Mpa]				
Tensione armatura inf	σ_s	138 [Mpa]				
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.04% [-]				
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.138 [mm]				

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**

VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.					
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0.18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362 [Mpa]		f_{cd}/E_{cy}		
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}		
Asse neutro	x	17 [cm]				
Inerzia sezione	I	897641 [cm ⁴]				
tensione calcestruzzo	σ_c	-7.87 [Mpa]		$< f_{cd}$	OK	
tensione acciaio superiore	σ_s'	-95 [Mpa]		$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio superiore	ϵ_s'	0.05%		$< 0.186\%$	OK	
tensione acciaio inferiore	σ_s	352 [Mpa]		$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0.168%		$< 0.186\%$	OK	

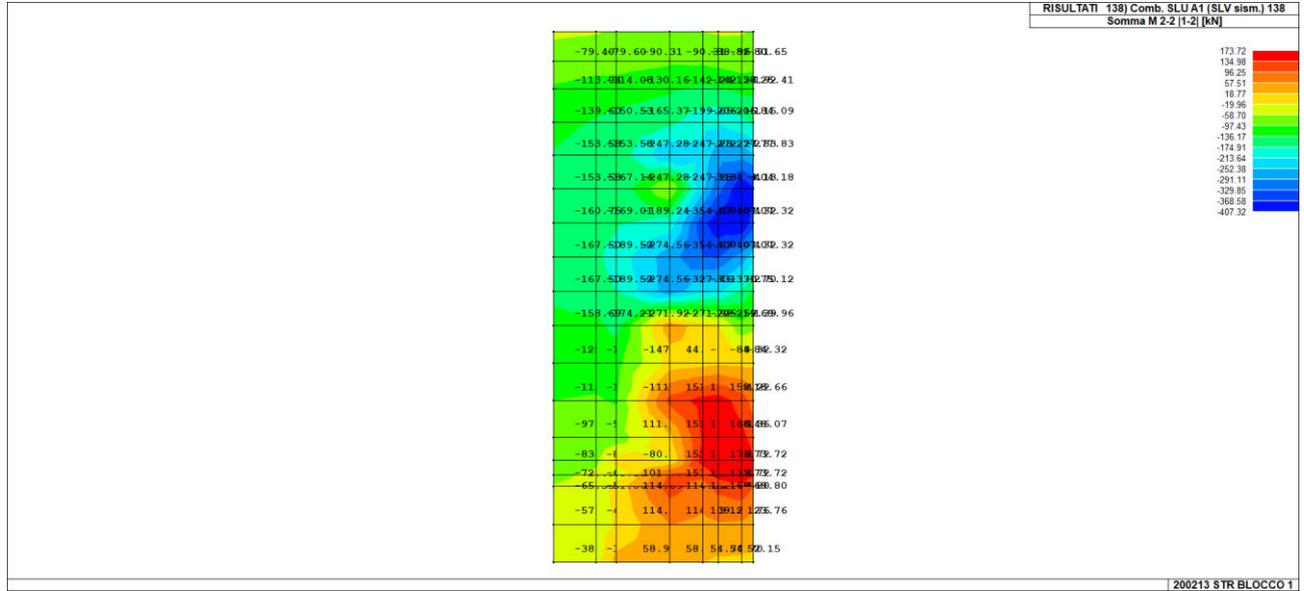


La sezione si trova in campo elastico.



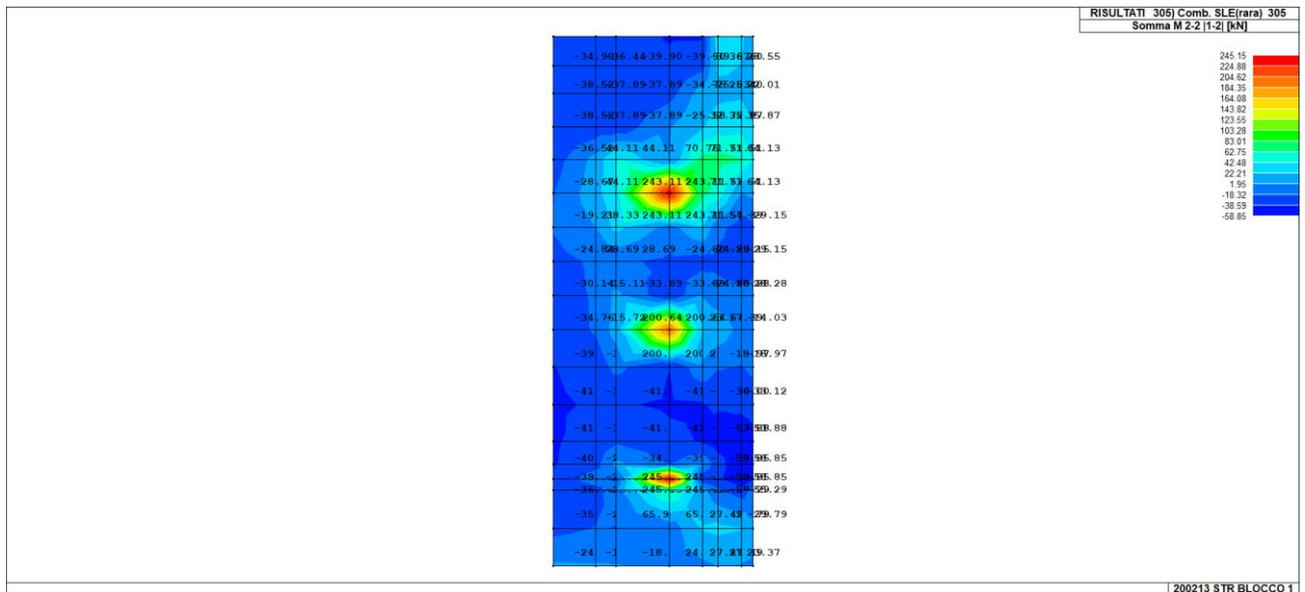
22.4.4 SOLLECITAZIONI NEGATIVE DIR Y

MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo considerato è pari a -407,32 kNm/m

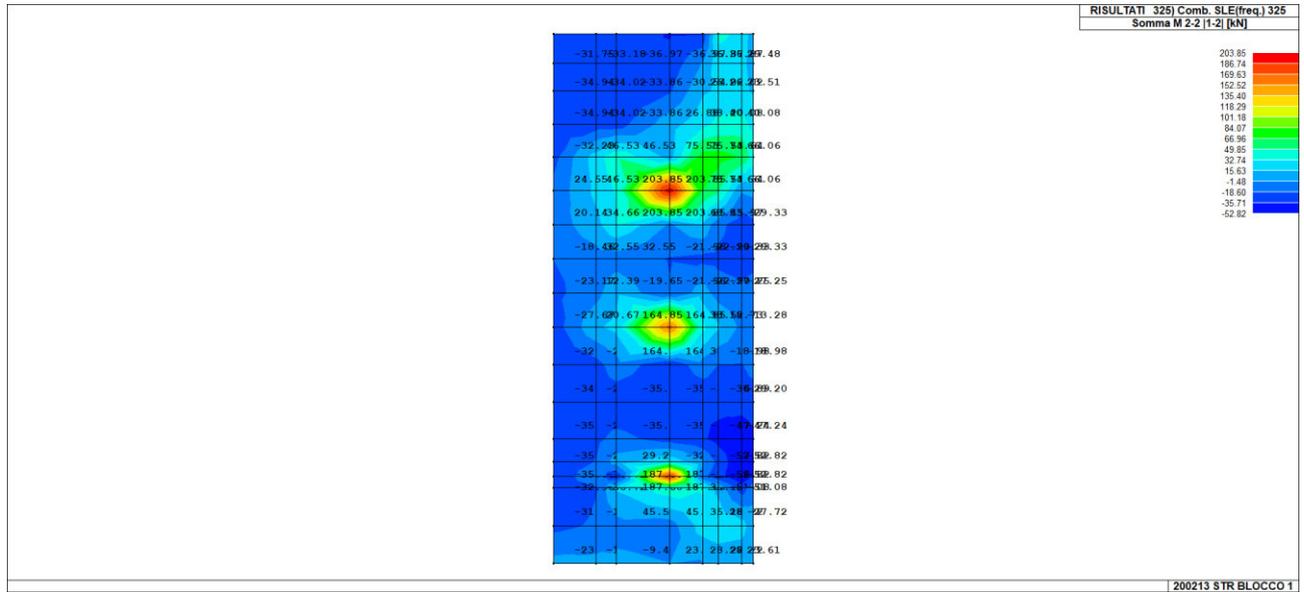
MOMENTO MIN SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a -58,85 kNm/m

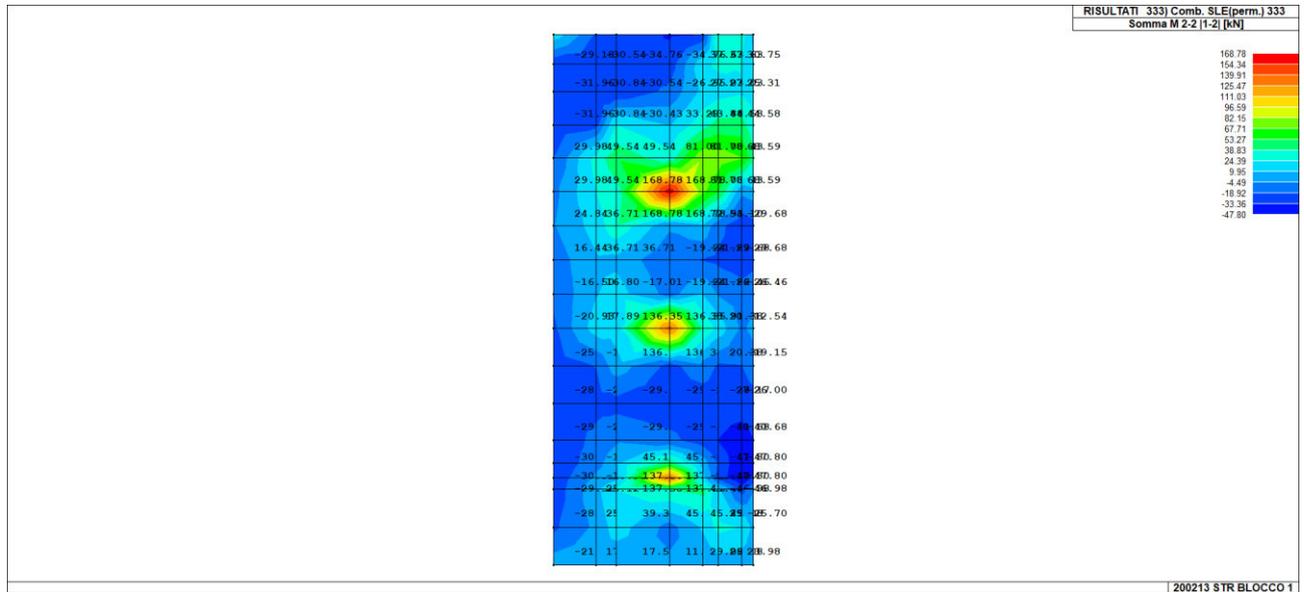


MOMENTO MIN SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -52,82 kNm/m

MOMENTO MIN SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a -90,93 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE												
VERIFICA FONDAZIONE SP. 60cm - ARMATURA ZONA 4 INF Y												
SEZIONE					MATERIALI							
					Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	γ_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]	
					B450C	E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%	
Larghezza trave	b_u	100 [cm]			Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]	
Altezza	H	60 [cm]			C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]	
Copriferro asse armatura compressa	c'	6.7 [cm]							Tensione in comb. Rara		$f_{od-rara}$	19.2 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c	6.7 [cm]							Tensione in comb. Q. P.		$f_{od-Q.P.}$	0.45 [Mpa]
Altezza utile	d	53.3 [cm]										
					e_{cu}	0.35%						

VERIFICA FLESSIONE SLU															
CALCOLA M_{ed}															
x	6.73														
x/d	0.126														
ϵ_s	2.42%														
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato															
N_{ed}	0 [kN]	n'	5	ϕ	18	Area	12.72	Armatura	5	n''	5	ϕ	18	Area	12.72
M_{ed}	407 [kNm]	Armatura compressa	5	18	12.72	Armatura Tesa	5	18	12.72						
M_{Rd}	502.6 [kNm]	81%						$A's$	25.45 [cm ²]	A_s	25.45 [cm ²]				
σ_s	3 [Mpa]	$\mu=A's/A_s$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.42%	OK	$\rho=A_s/bd$	0.42%	OK	ρ_{min}	0.17%	ρ_{max}	1.20%		
σ_s	391 [Mpa]														

L'armatura integrativa inferiore in direzione Y non è richiesta. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	n_0	15							
Sezione interamente reagente									
Asse neutro	x	30.00 [cm]							
Inerzia sezione interamente reagente	I	2214446 [cm ⁴]							
Momento prima fessurazione	M_{cr}	223 [kNm]							
Sezione fessurata									
Asse neutro	x_p	15.1 [cm]							
Inerzia sezione parzializzata	I_p	698695 [cm ⁴]							
Tensione armatura in trazione	σ_s	183 [Mpa]	k1	0.8					
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10.0 [cm]	k2	0.5					
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	1000 [cm ²]	k3	3.4					
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	16.51 [cm ²]	k4	0.425					
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.03 [-]							
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	205 [mm]							
Combinazione rara									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	245.91 [kNm]			Limitazione tensioni				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.3 [Mpa]			0.28				
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-44			0.12				
Tensione armatura inf	σ_s	202 [Mpa]			0.56				
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.07% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.243 [mm]							
Combinazione frequente									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	203.85 [kNm]							
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.4 [Mpa]							
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-37							
Tensione armatura inf	σ_s	167 [Mpa]							
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.05% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.186 [mm]							
Combinazione quasi permanente									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	168.78 [kNm]			Limitazione tensioni				
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.6 [Mpa]			0.25				
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-30							
Tensione armatura inf	σ_s	138 [Mpa]							
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.04% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.138 [mm]							

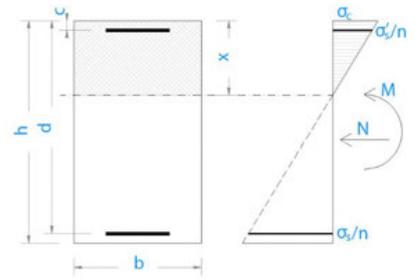
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0.18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	17	[cm]		
Inerzia sezione	I	897641	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-7,53	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-91	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0.04%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	337	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0.161%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK



La sezione si trova in campo elastico.

22.5 VERIFICHE A PUNZONAMENTO

Le verifiche a punzonamento sono condotte seguendo le indicazioni contenute al paragrafo §6.4 e 9.4.3 della norma UNI EN 1992-1-1.

Tale verifica va condotta in primis lungo la sezione del perimetro dell'elemento punzonante:

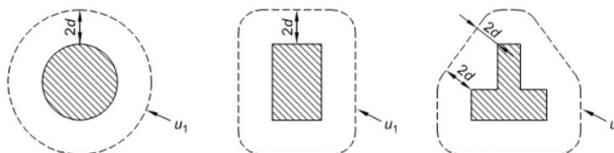
$$v_{Ed,0} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd}$$

Dove:

- β è un coefficiente che dipende dall'eccentricità del carico;
- V_{Ed} è lo sforzo di punzonamento sollecitante;
- $v = 0,6(1-f_{ck}/250)$.

Inoltre la verifica di punzonamento si esegue anche in corrispondenza del perimetro critico (indicato con u_1).

Tale perimetro è a distanza $2d$ dal perimetro dell'elemento punzonante.



Nel caso di elementi di fondazione il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza $2d$ dal pilastro.

La verifica da soddisfare è la seguente:

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$



Dove:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left[1 + \sqrt{\frac{200}{d[mm]}}; 2 \right]$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{(c_1 + 6d)d} \quad \rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{(c_2 + 6d)d}$$

$$k_1 = 0,1$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [MPa]$$

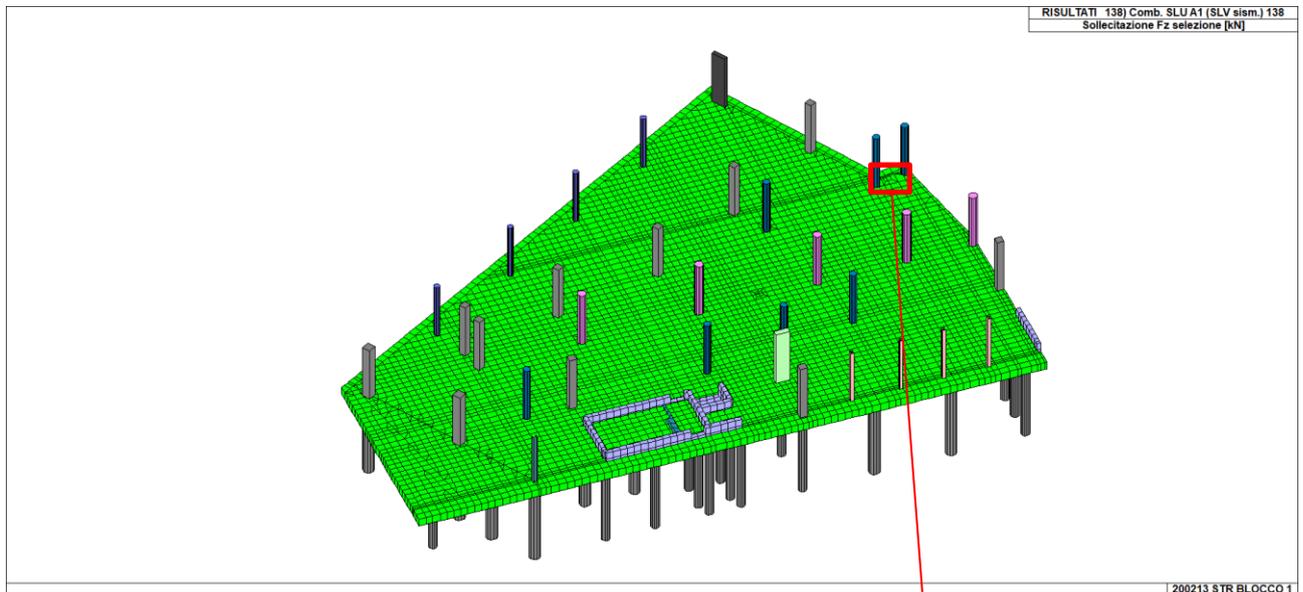
Se il solo contributo del solo calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente non riesce ad assorbire lo sforzo punzonante, sarà necessario disporre lungo il perimetro critico adeguata armatura a punzonamento di area A_{sw} . La verifica diventa quindi:

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{\sin \alpha}{u_1 d}$$

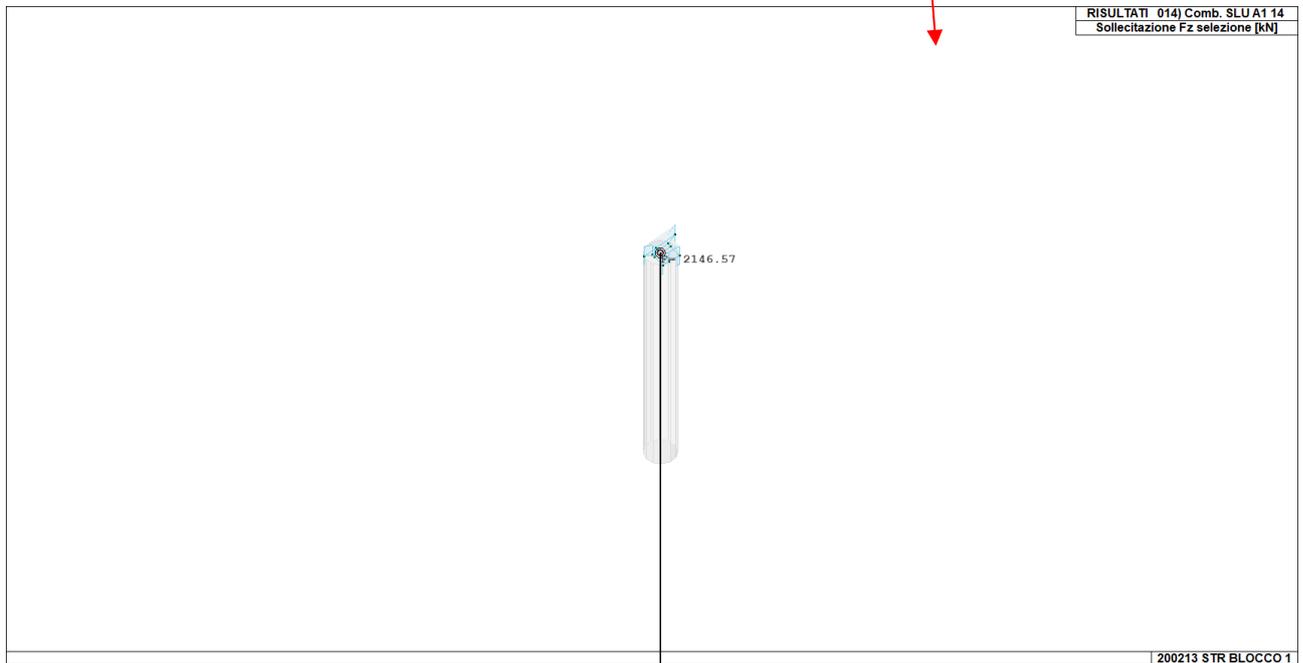


22.5.1

PUNZONAMENTO PALO DI BORDO



Si è effettuata la verifica a punzonamento considerando la massima N nei pali.

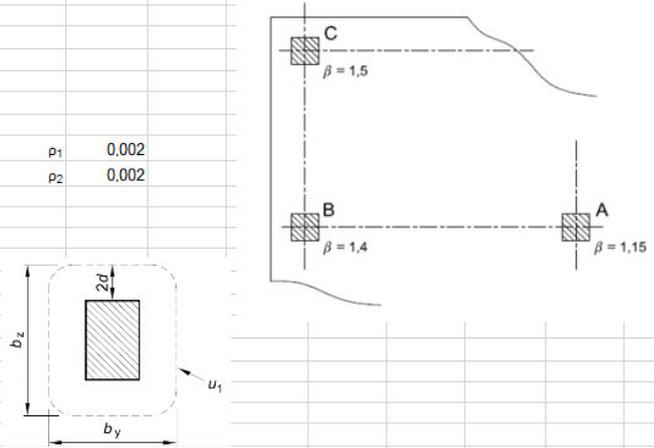


Sul palo più sollecitato (di bordo) agisce una N pari a 2146,57 kN



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PALO D80		MATERIALI								
pilastro di bordo	β	1.4	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	ν_s	1.15	f_{yd}	391.3	[Mpa]
				B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0.19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	80	[cm]	Calcestruzzo								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	80	[cm]	C32/40	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]		R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	60	[cm]		E_c	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	6.5	[cm]		ϵ_{cu}	0.35%						
Altezza utile sezione	d	53.5	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	u_1	576	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2146	[kN]									
Area armatura dir1	A_s	12.72	[cm ²]	ρ_1	0.002							
Area armatura dir2	A_s	12.72	[cm ²]	ρ_2	0.002							
Percentuale armatura medio	ρ	0.002	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2.34	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.42	VERIFICATO									
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0.97	[Mpa]									
	v_{min}	0.41	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.38	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.41	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	2.41	ARMATURA NECESSARIA									



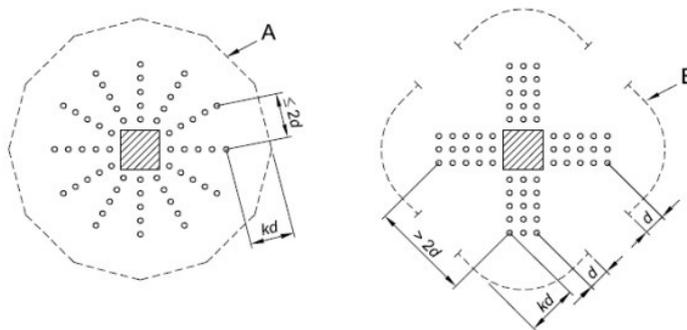
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento								
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	40.1	[cm]		Diametro spilli	ϕ	10	[mm]
Distanza spilli	s_r	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	8	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	16.1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	32	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	26.8	[cm]		Inclinazione armature	α	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	a_1	20	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	2513	[mm ²]
					Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	383.75	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	1386.6	[cm]					
Distanza max dal pilastro	a_u	89.50	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.14	[Mpa]
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.85	VERIFICATO
Numero di serie spilli	n	4	[-]					
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	110	[cm]	OK				

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$

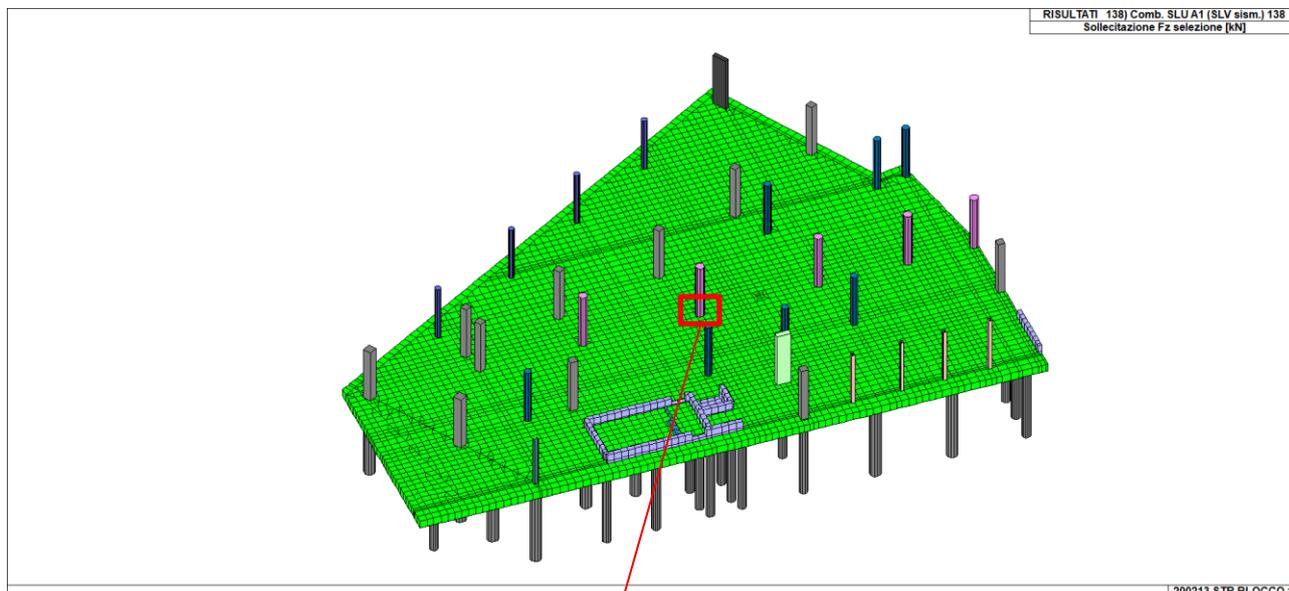


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

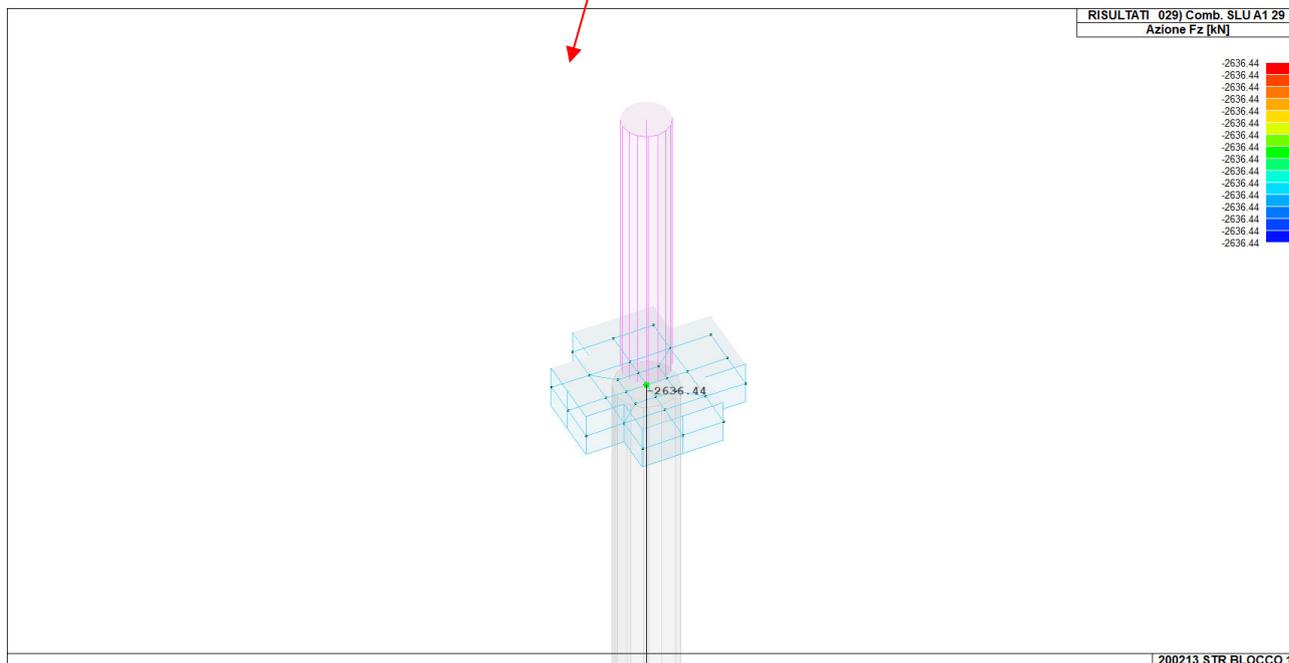


22.5.2

PUNZONAMENTO PALO - PILASTRO INTERNO



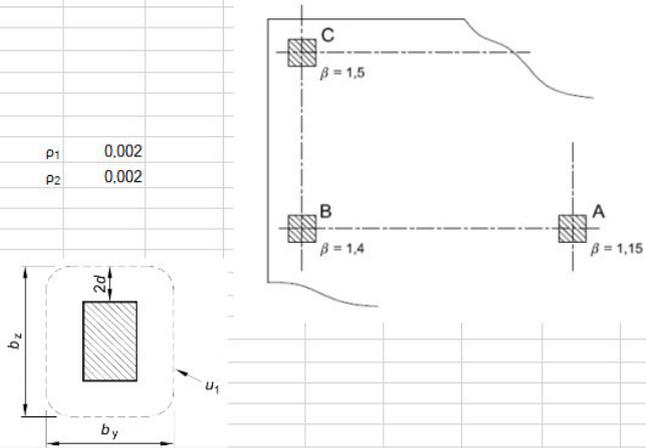
Per pilastro interno la reazione massima che si ha all'interfaccia palo-pilastro è pari 2636 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PIL D60		MATERIALI								
pilastro interno	β	1.15	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	ν_s	1.15	f_{yd}	391.3	[Mpa]
				B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0,19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	60	[cm]	Calcestruzzo								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	60	[cm]	C32/40	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]		R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	60	[cm]		E_c	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	6.5	[cm]		ϵ_{cu}	0,35%						
Altezza utile sezione	d	53,5	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	u_1	912	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2636	[kN]									
Area armatura dir1	A_{s1}	12.72	[cm ²]	ρ_1	0.002							
Area armatura dir2	A_{s2}	12.72	[cm ²]	ρ_2	0.002							
Percentuale armatura medio	ρ	0.002	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2.36	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.43	VERIFICATO									
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0.62	[Mpa]									
	v_{min}	0.41	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.38	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.41	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.53	ARMATURA NECESSARIA									



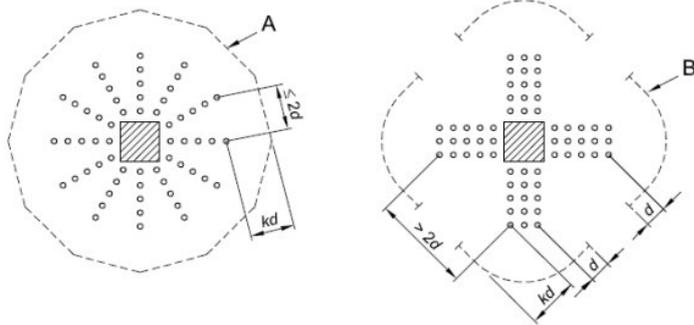
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento								
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	40,1	[cm]		Diametro spilli	ϕ	10	[mm]
Distanza spilli	s_r	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	12	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	16,1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	48	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	26,8	[cm]		Inclinazione armature	α	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	a_1	20	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	3770	[mm ²]
					Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	383,75	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	1399,1	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1,10	[Mpa]
Distanza max dal pilastro	a_u	104,22	[cm]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,57	VERIFICATO
Numero di serie spilli	n	4	[-]					
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	110	[cm]	OK				

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$

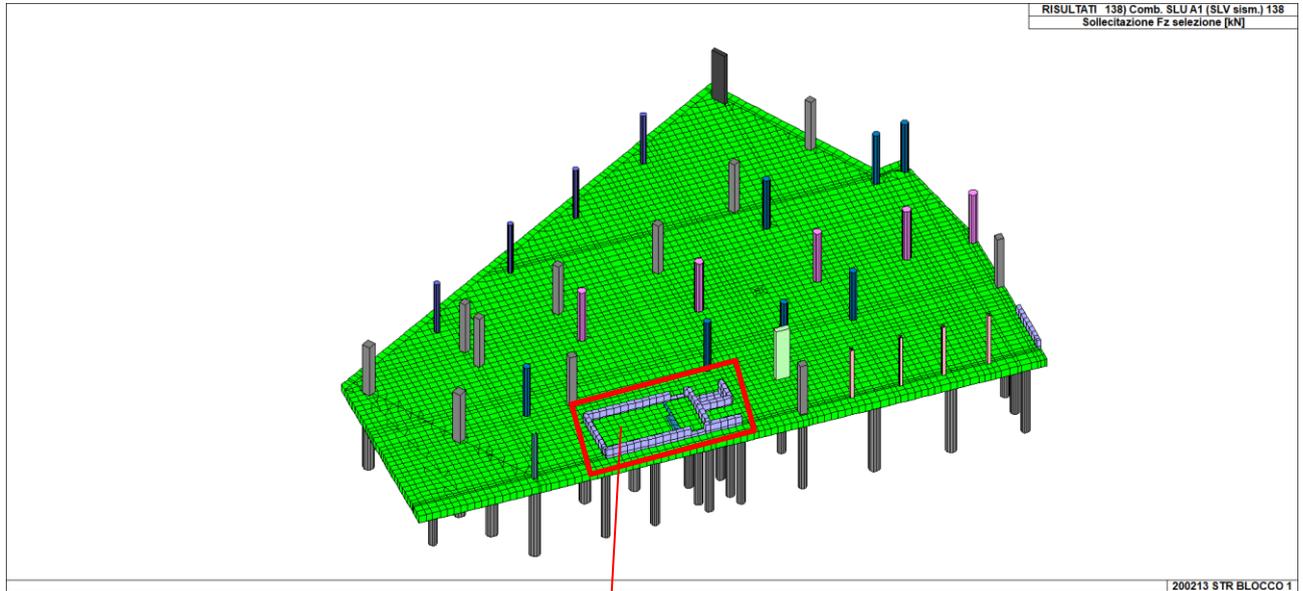


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

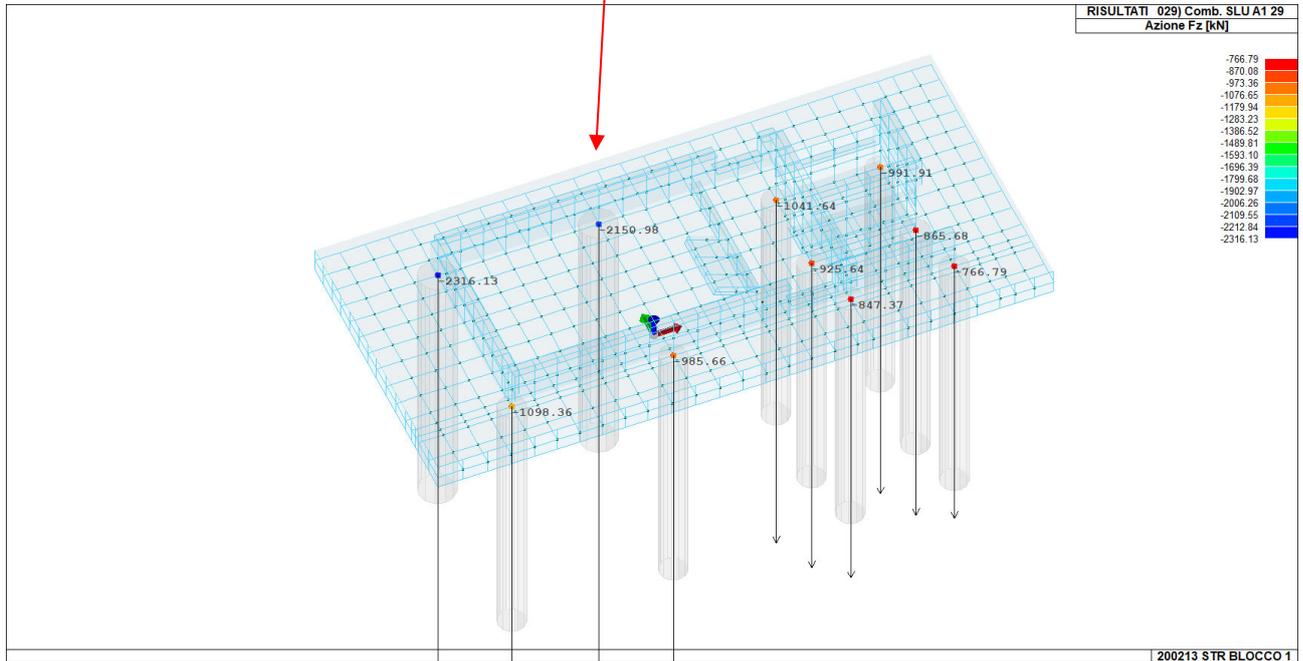


22.5.3

PUNZONAMENTO PALI-SETTO



Per i setti la reazione massima che si ha all'interfaccia palo-setti è pari 2316 kN.

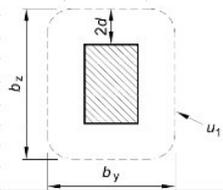
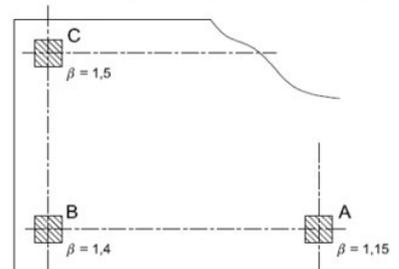




Si riportano le verifiche effettuate:

Si è utilizzato il $\beta = 1,15$ di pilastro interno in quanto la distanza dal bordo della piastra è maggiore di $2d$.

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO - PALO D60		MATERIALI								
pilastro interno	β	1,15	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	v_s	1,15	f_{yd}	391,3	[Mpa]
				B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0,19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	30	[cm]	Calcestruzzo	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1,5	f_{cd}	18,1	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	30	[cm]	C32/40	R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0,85	f_{ctm}	3,0	[Mpa]
Perimetro pilastro	u_0	120	[cm]		E_c	33346	[Mpa]			ϵ_{cu}	0,35%	
Altezza sezione	H	60	[cm]									
Copriferro	c	6,5	[cm]									
Altezza utile sezione	d	53,5	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	u_1	792	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]									
Coefficiente	k	1,61	[-]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2316	[kN]									
Area armatura dir1	A_s	12,72	[cm ²]	ρ_1	0,002							
Area armatura dir2	A_s	12,72	[cm ²]	ρ_2	0,002							
Percentuale armatura medio	ρ	0,002	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	120	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	4,15	[Mpa]									
Coefficiente	v	0,61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5,53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0,75										VERIFICATO
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0,63	[Mpa]									
	v_{min}	0,41	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0,38	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,41	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1,55										ARMATURA NECESSARIA

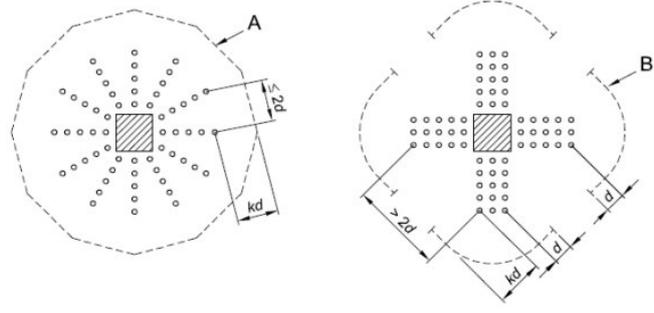


È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento									
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	40,1	[cm]		Diametro spilli	ϕ	10	[mm]	
Distanza spilli	s_r	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	7	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	16,1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	28	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	26,8	[cm]		Inclinazione armature	α	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	a_1	20	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	2199	[mm ²]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	1229,2	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	383,75	[Mpa]	
Distanza max dal pilastro	a_u	96,29	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	0,84	[Mpa]	
Numero di serie spilli	n	4	[-]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,75		VERIFICATO
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	110	[cm]	OK					

Legenda
A Perimetro u_{out}
B Perimetro $u_{out,ef}$

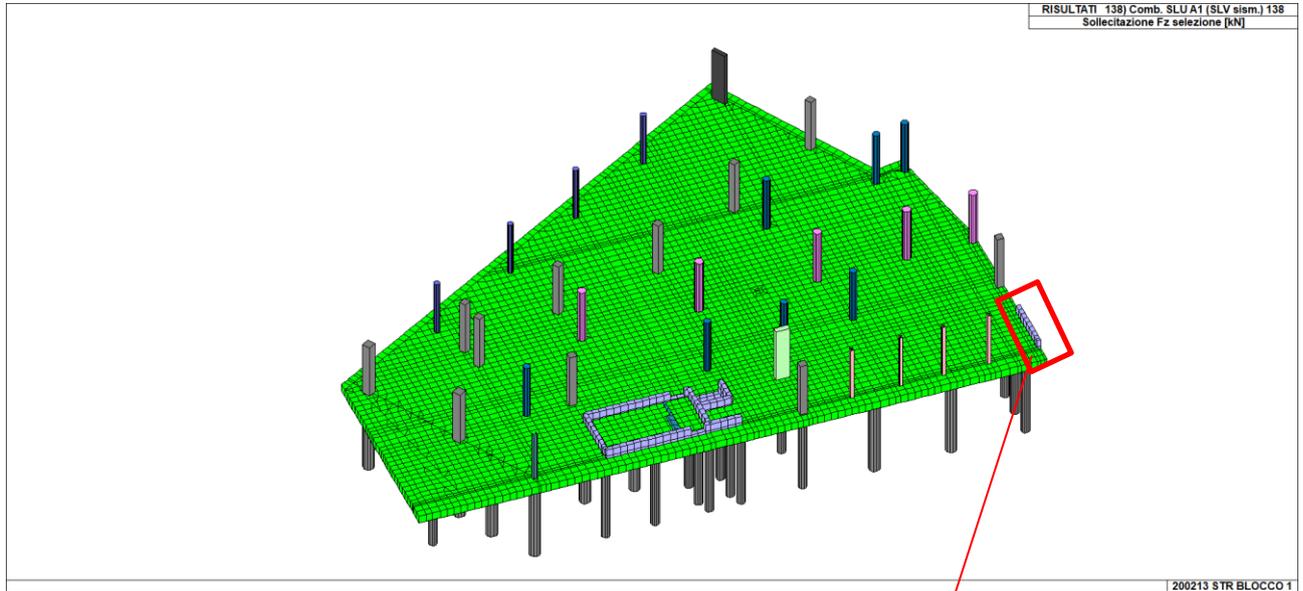


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

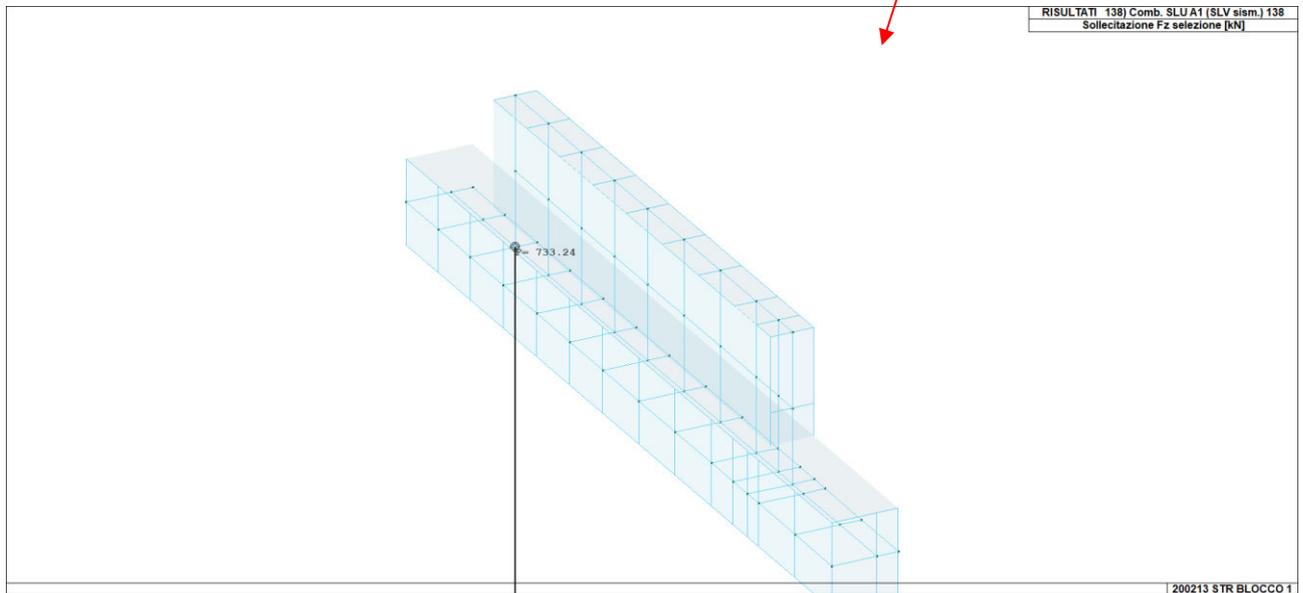


22.5.4

PUNZONAMENTO BORDI SETTO



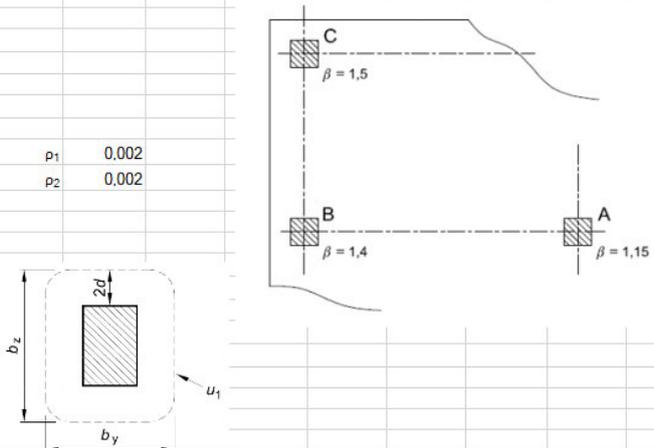
Si riporta la verifica dello spigolo del setto:





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO		MATERIALI								
pilastro di bordo	β	1.4	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	γ_s	1.15	f_{yd}	391,3	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c_1	30	[cm]	B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0,19%	
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c_2	30	[cm]	Calcestruzzo								
Perimetro pilastro	u_0	90	[cm]	C32/40	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1,5	f_{cd}	18,1	[Mpa]
Altezza sezione	H	60	[cm]		R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0,85	f_{ctm}	3,0	[Mpa]
Copriferro	c	6,5	[cm]		E_c	33346	[Mpa]					
Altezza utile sezione	d	53,5	[cm]		ϵ_{cu}	0,35%						
Perimetro a distanza 2d	u_1	426	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]									
Coefficiente	k	1,61	[-]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	733,24	[kN]									
Area armatura dir1	A_s	12,72	[cm ²]	ρ_1	0,002							
Area armatura dir2	A_s	12,72	[cm ²]	ρ_2	0,002							
Percentuale armatura medio	ρ	0,002	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	90	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2,13	[Mpa]									
Coefficiente	v	0,61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5,53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0,39										VERIFICATO
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0,45	[Mpa]									
	V_{min}	0,41	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0,38	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,41	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1,11										ARMATURA NECESSARIA



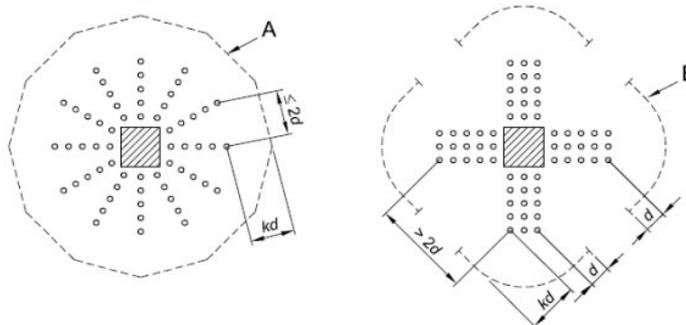
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento											
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	40,1	[cm]		Diametro spilli	ϕ	10	[mm]			
Distanza spilli	s_r	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	7	[-]			
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	16,1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	28	[-]			
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	26,8	[cm]		Inclinazione armature	α	90	[°]			
Distanza spilli dal pilastro	a_1	20	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	2199	[mm ²]			
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	473,8	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	383,75	[Mpa]			
Distanza max dal pilastro	a_u	56,30	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1,29	[Mpa]			
Numero di serie spilli	n	4	[-]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,35				VERIFICATO
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	110	[cm]	OK							

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$

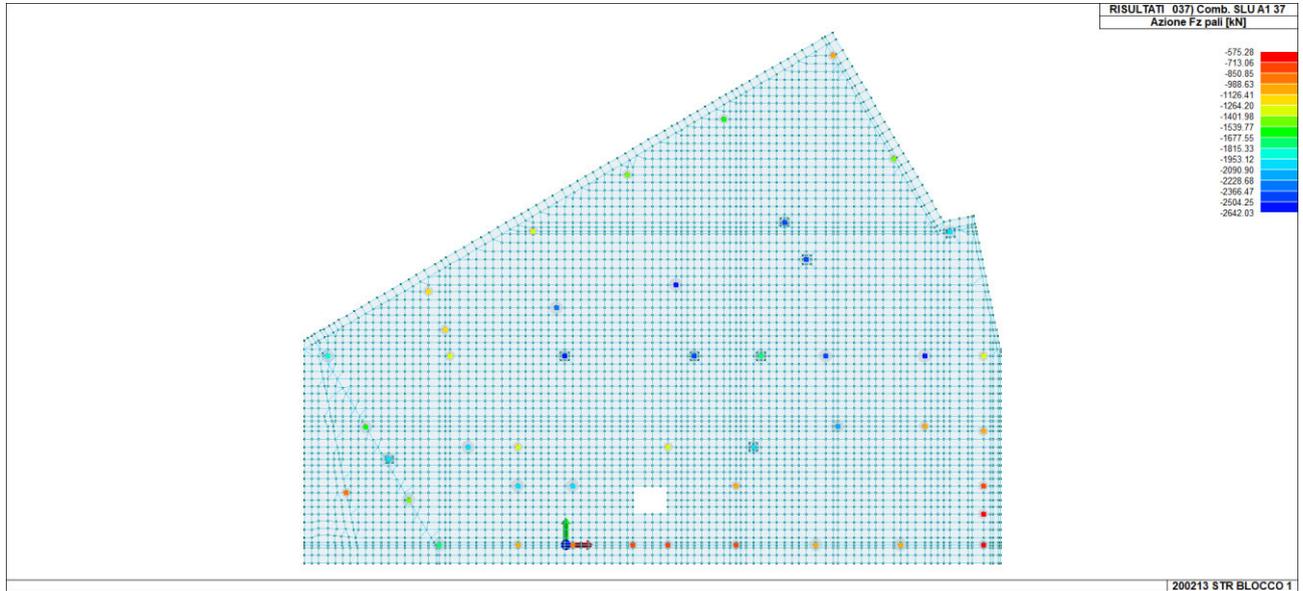


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

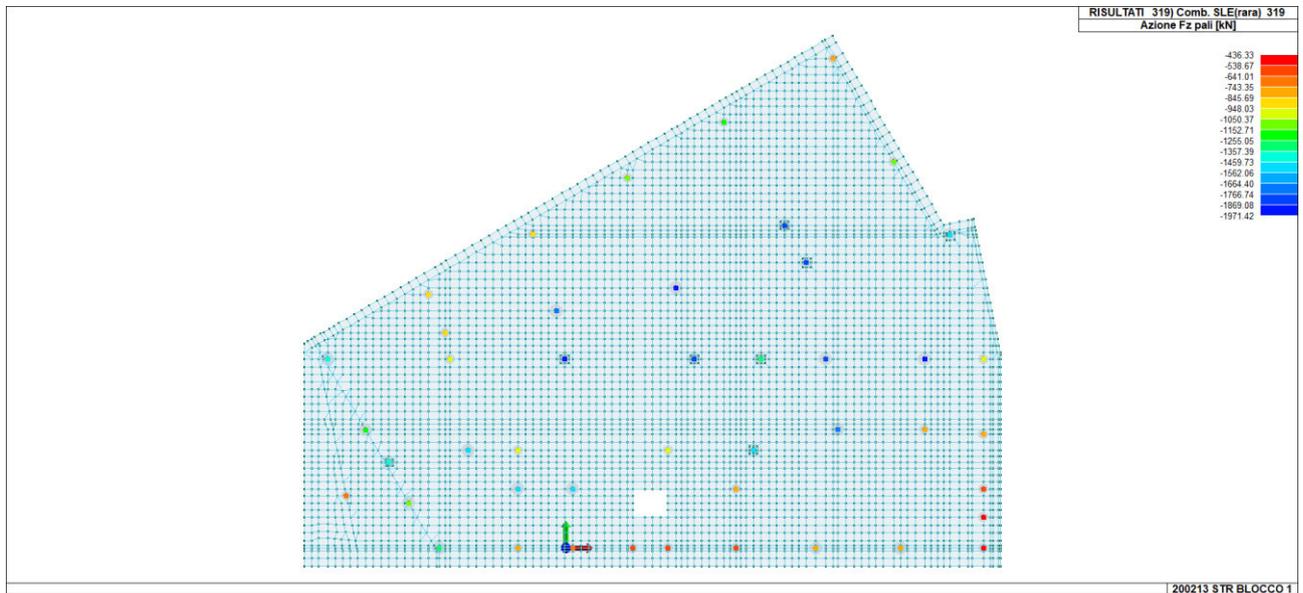


22.6 AZIONI SUI PALI

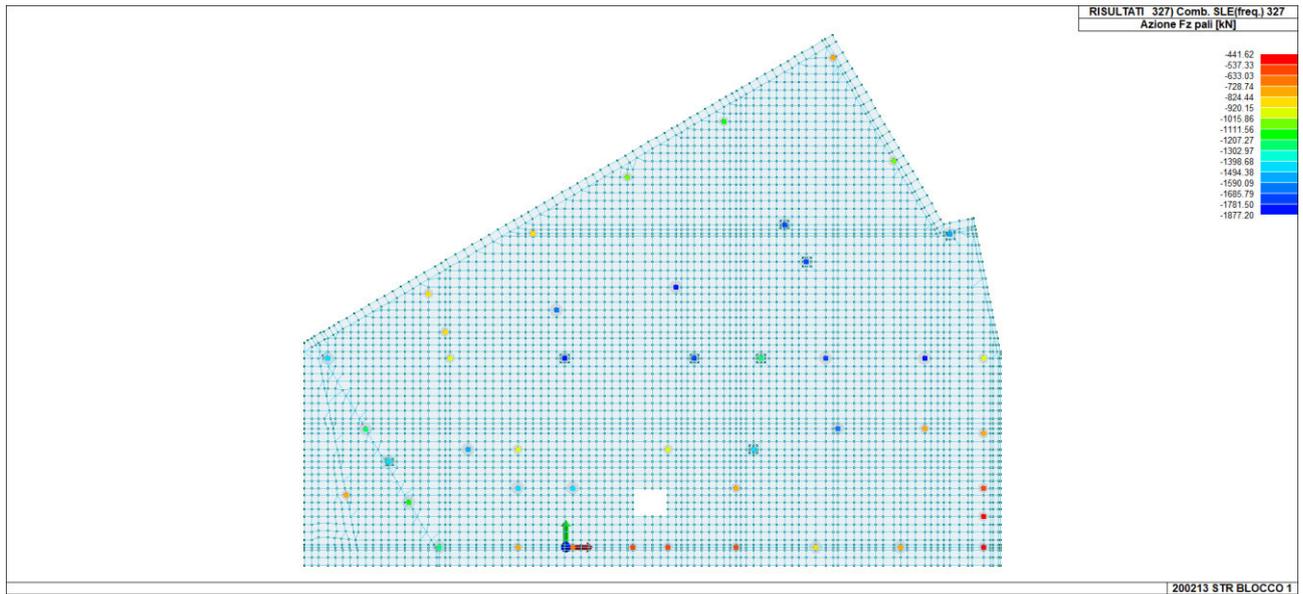
Si riporta il riepilogo delle azioni verticali sui pali



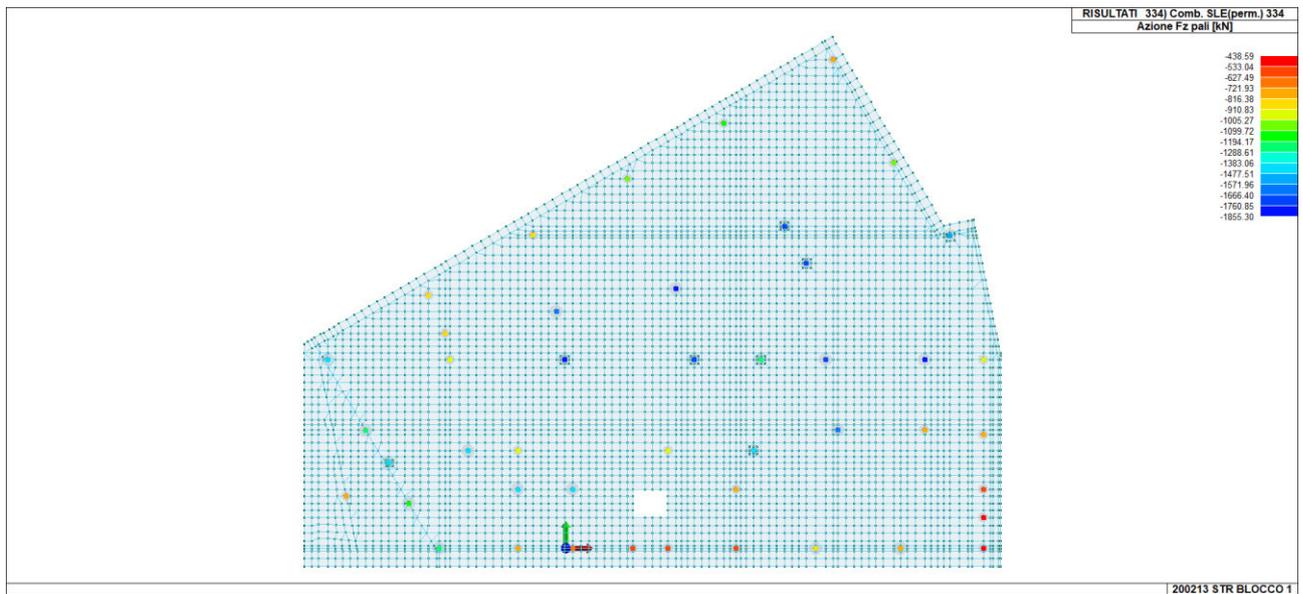
AZIONI FZ MAX SLU



AZIONI FZ MAX SLE - RARA



AZIONI FZ MAX SLE - FREQUENTE



AZIONI FZ MAX SLE - QUASI PERMANENTE



22.7 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D60 L=650 CM

Si riportano di seguito le sezioni maggiormente sollecitate dei pali. **Tutte le sezioni dei pali risultano correttamente progettate e verificate.**

Diametro palo = 60,0 cm
 Armatura corrente: 10 Ø 16 = 20,1 cmq
 Armatura aggiuntiva da quota 0 a quota -600 + 6 Ø 16
 Armatura a taglio - st. circolari:
 tratto sup. (600 cm) Ø8 / 12, tratto inf. Ø8 / 12

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO:

Ver. N/M = rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali
 Ver. (25) = rapporto Nd/Nu, dove Nu viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd
 Ver.V = verifica a taglio, rapporto Vd/Vrd
 (Verifica positiva per valori inferiori a 1)

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	V (daN)	M (daN cm)	Ver. N/M	Ver.(25)	Ver.V
1324	51	1324	0,0	-29307,9	11966,3	2428207,0	0,988	0,065	0,377
1025	29	1025	-650,0	-135697,3	135,5	0,0	0,000	0,334	0,004

S/Su massime:

Ver. N/M = 0,988 < 1 Ok
 Ver. (25) = 0,334 < 1 Ok
 Ver. V = 0,377 < 1 Ok

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO:Combinazioni di tipo: **SLE condizioni rare.**

Tensione lim. CLS = 199,2 daN/cm²
 Tensione lim. acciaio = 3600,0 daN/cm²

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm ²)	Ten.SLE A (daN/cm ²)
6804	305	6804	0,0	-68765,1	1128555,0	-72,0	-918,5

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 72,0 daN/cm² < Ten. lim. CLS Ok
 Ten.massima acciaio = -918,5 daN/cm² < Ten. lim. acciaio Ok

Combinazioni di tipo: **SLE condizioni frequenti.**

Fessure: Wk amm. < 0,3 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Wk (mm)
319	323	319	0,0	-93619,0	354411,8	0,0000
2615	330	2615	0,0	-91185,8	525570,5	0,0000
71	332	71	-650,0	-74130,7	0,0	0,0000

Valori massimi:

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

Combinazioni di tipo: **SLE condizioni quasi permanenti.**

Tensione lim. CLS = 149,4 daN/cm²
 Fessure: Wk amm. < 0,2 mm



Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm ²)	Wk (mm)
319	333	319	0,0	-92342,4	347623,6	-49,6	0,00
319	334	319	0,0	-92593,5	350576,5	-41,6	0,00

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 49,6 daN/cm² < Ten. lim. CLS Ok

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

22.8 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D60 L=1000 CM

Diametro palo = 60,0 cm

Armatura corrente: 10 Ø 16 = 20,1 cm²

Armatura aggiuntiva da quota 0 a quota -600 + 5 Ø 16

Armatura a taglio - st. circolari:

tratto sup. (600 cm) Ø8 / 12, tratto inf. Ø8 / 12

VERIFICHE VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO:

Ver. N/M = rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali

Ver. (25) = rapporto Nd/Nu, dove Nu viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd

Ver.V = verifica a taglio, rapporto Vd/Vrd

(Verifica positiva per valori inferiori a 1)

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	V (daN)	M (daN cm)	Ver. N/M	Ver.(25)	Ver.V
4450	62	4450	0,0	-74489,0	13260,9	2471422,0	0,811	0,167	0,418
4988	14	4988	-1000,0	-166447,9	57,1	0,0	0,273	0,409	0,002
4450	70	4450	0,0	-78001,1	13287,4	2478278,0	0,800	0,175	0,419

S/Su massime:

Ver. N/M = 0,811 < 1 Ok

Ver. (25) = 0,409 < 1 Ok

Ver. V = 0,419 < 1 Ok

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO:Combinazioni di tipo: **SLE condizioni rare.**Tensione lim. CLS = 199,2 daN/cm²Tensione lim. acciaio = 3600,0 daN/cm²

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm ²)	Ten.SLE A (daN/cm ²)
4450	322	4450	0,0	-81148,9	1583874,0	-103,3	-1284,6
4450	314	4450	0,0	-83060,3	1583133,0	-103,1	-1285,6
4450	306	4450	0,0	-78962,8	1575891,0	-103,0	-1276,8

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 103,3 daN/cm² < Ten. lim. CLS OkTen.massima acciaio = -1285,6 daN/cm² < Ten. lim. acciaio OkCombinazioni di tipo: **SLE condizioni frequenti.**

Fessure: Wk amm. < 0,3 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Wk (mm)
4450	331	4450	0,0	-80993,9	1065873,0	0,0000

Valori massimi:

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

Combinazioni di tipo: **SLE condizioni quasi permanenti.**Tensione lim. CLS = 149,4 daN/cm²

Fessure: Wk amm. < 0,2 mm



Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm ²)	Wk (mm)
4988	333	4988	0,0	-112954,4	377980,3	-58,2	0,00
4988	334	4988	0,0	-118986,4	376169,5	-51,1	0,00

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 58,2 daN/cm² < Ten. lim. CLS Ok

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

22.9 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE D80 L=650 CM

Si riportano di seguito le sezioni maggiormente sollecitate dei pali. Tutte le sezioni dei pali risultano correttamente progettate e verificate.

Diametro palo = 80,0 cm

Armatura corrente: 14 Ø 16 = 28,1 cm²

Armatura aggiuntiva da quota 0 a quota -800 + 11 Ø 16

Armatura a taglio - st. circolari:

tratto sup. (800 cm) Ø8 / 12, tratto inf. Ø8 / 12

VERIFICHE VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO:

Ver. N/M = rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali

Ver. (25) = rapporto Nd/Nu, dove Nu viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd

Ver.V = verifica a taglio, rapporto Vd/Vrd

(Verifica positiva per valori inferiori a 1)

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	V (daN)	M (daN cm)	Ver. N/M	Ver.(25)	Ver.V
1271	51	1271	0,0	-83319,5	14467,7	4544858,0	0,742	0,107	0,336
3499	37	3499	-650,0	-264202,6	36,7	0,0	0,000	0,339	0,001

S/Su massime:

Ver. N/M = 0,742 < 1 Ok

Ver. (25) = 0,339 < 1 Ok

Ver. V = 0,336 < 1 Ok

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO:Combinazioni di tipo: **SLE condizioni rare.**Tensione lim. CLS = 199,2 daN/cm²Tensione lim. acciaio = 3600,0 daN/cm²

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm ²)	Ten.SLE A (daN/cm ²)
3844	314	3844	0,0	-155681,9	2602343,0	-72,1	-980,0

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 72,1 daN/cm² < Ten. lim. CLS OkTen.massima acciaio = -980,0 daN/cm² < Ten. lim. acciaio OkCombinazioni di tipo: **SLE condizioni frequenti.**

Fessure: Wk amm. < 0,3 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Wk (mm)
3844	331	3844	0,0	-152010,3	1938047,0	0,0000

Valori massimi:

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

Combinazioni di tipo: **SLE condizioni quasi permanenti.**Tensione lim. CLS = 149,4 daN/cm²

Fessure: Wk amm. < 0,2 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:



PI.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cmq)	Wk (mm)
3844	334	3844	0,0	-150979,9	1314317,0	-47,7	0,00

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 47,7 daN/cm² < Ten. lim. CLS Ok

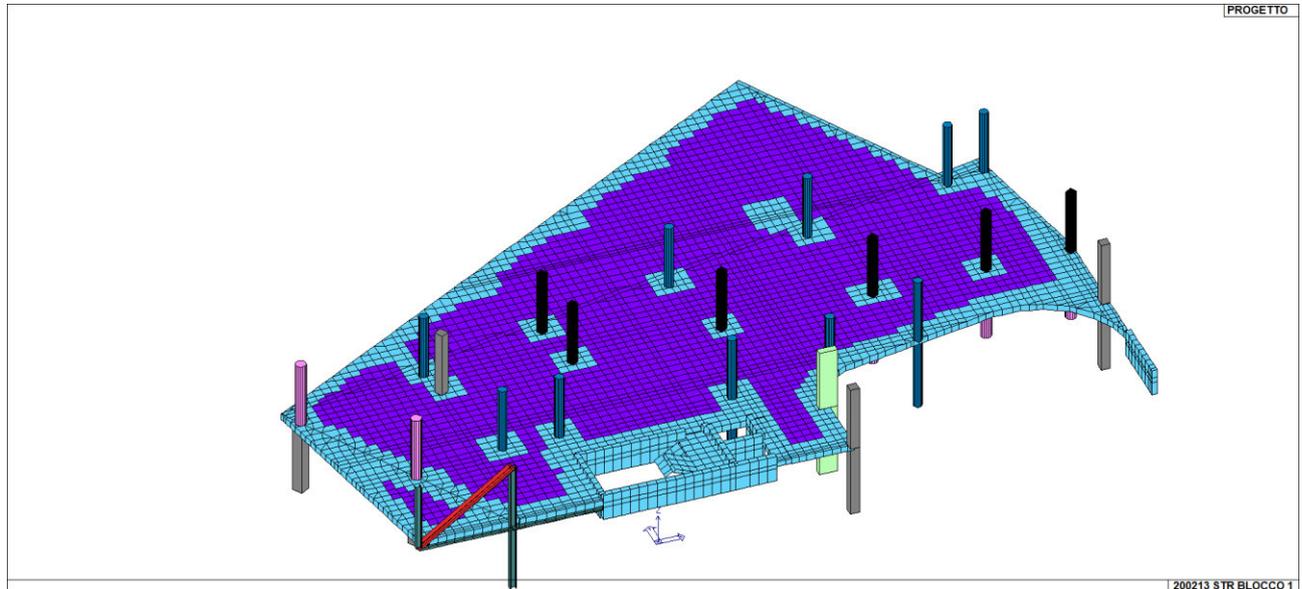
Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok



23. VERIFICA SOLAIO PRIMO PIANO

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 36 cm



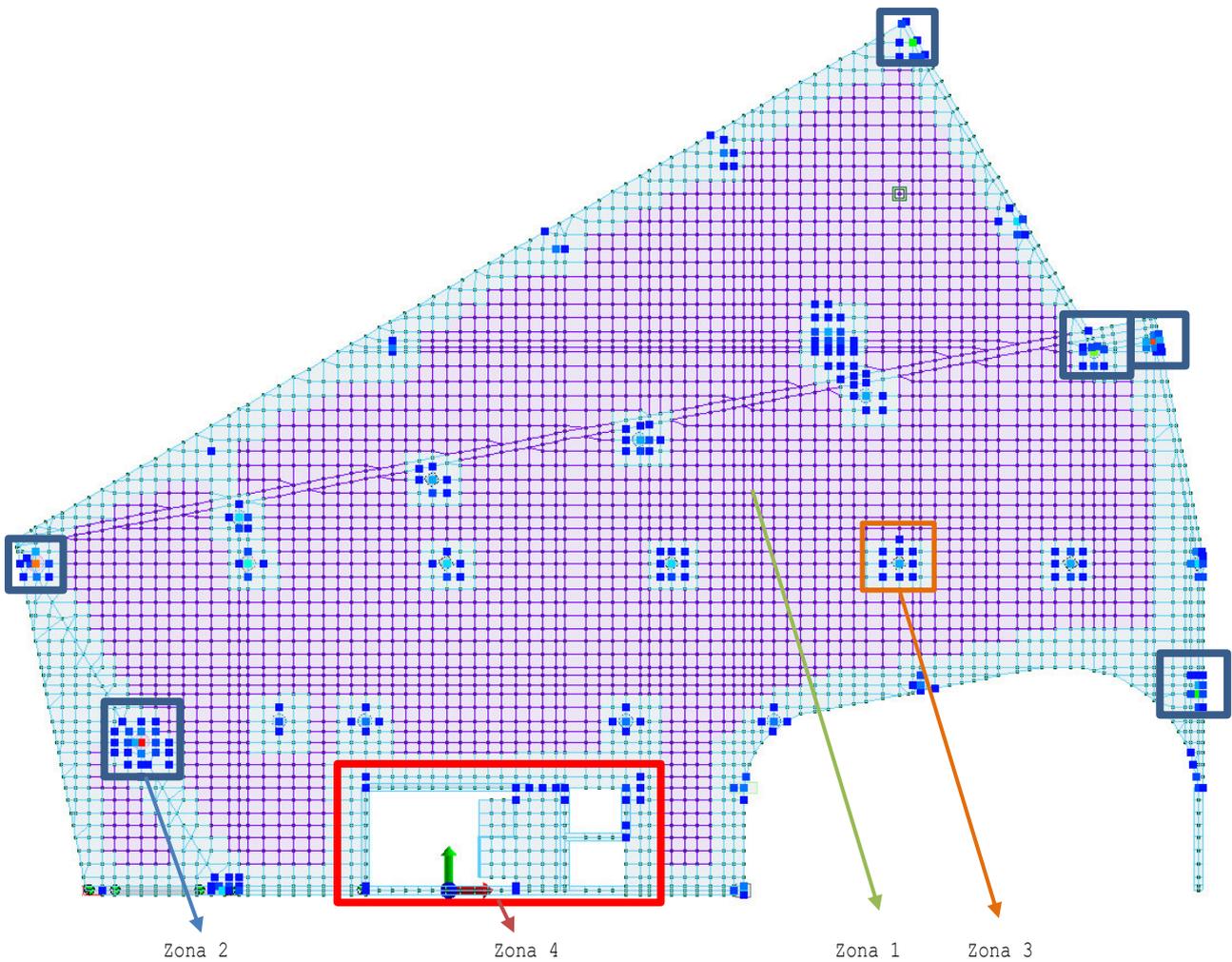
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,17\% \rightarrow 100 * 36 * 0,0017 = 6,12 \text{ cm}^2$. Si è scelto di utilizzare come armatura di base $12,18 \text{ cm}^2$ che corrisponde a $1\phi 16/16,5$.

Per le verifiche si sono individuate 3 macro zone:

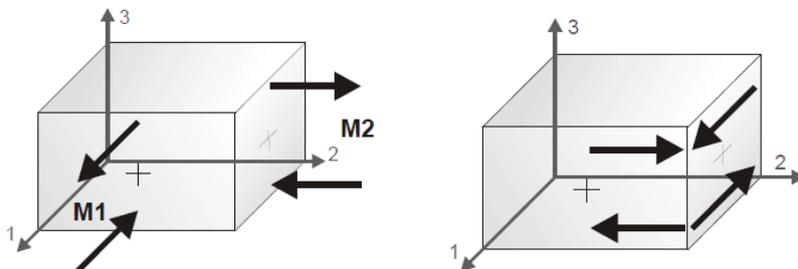
- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura integrativa pilastri più sollecitati;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa vano scala;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa tutti pilastri.



Di seguito è riportata la mappa delle zone in cui l'armatura di base non è sufficiente:



Per la convenzione del software il momento negativo sulle piastre tende le fibre inferiori inoltre la direzione X è la direzione orizzontale rispetto al piano della platea mentre la direzione Y è la direzione verticale rispetto al piano della platea.



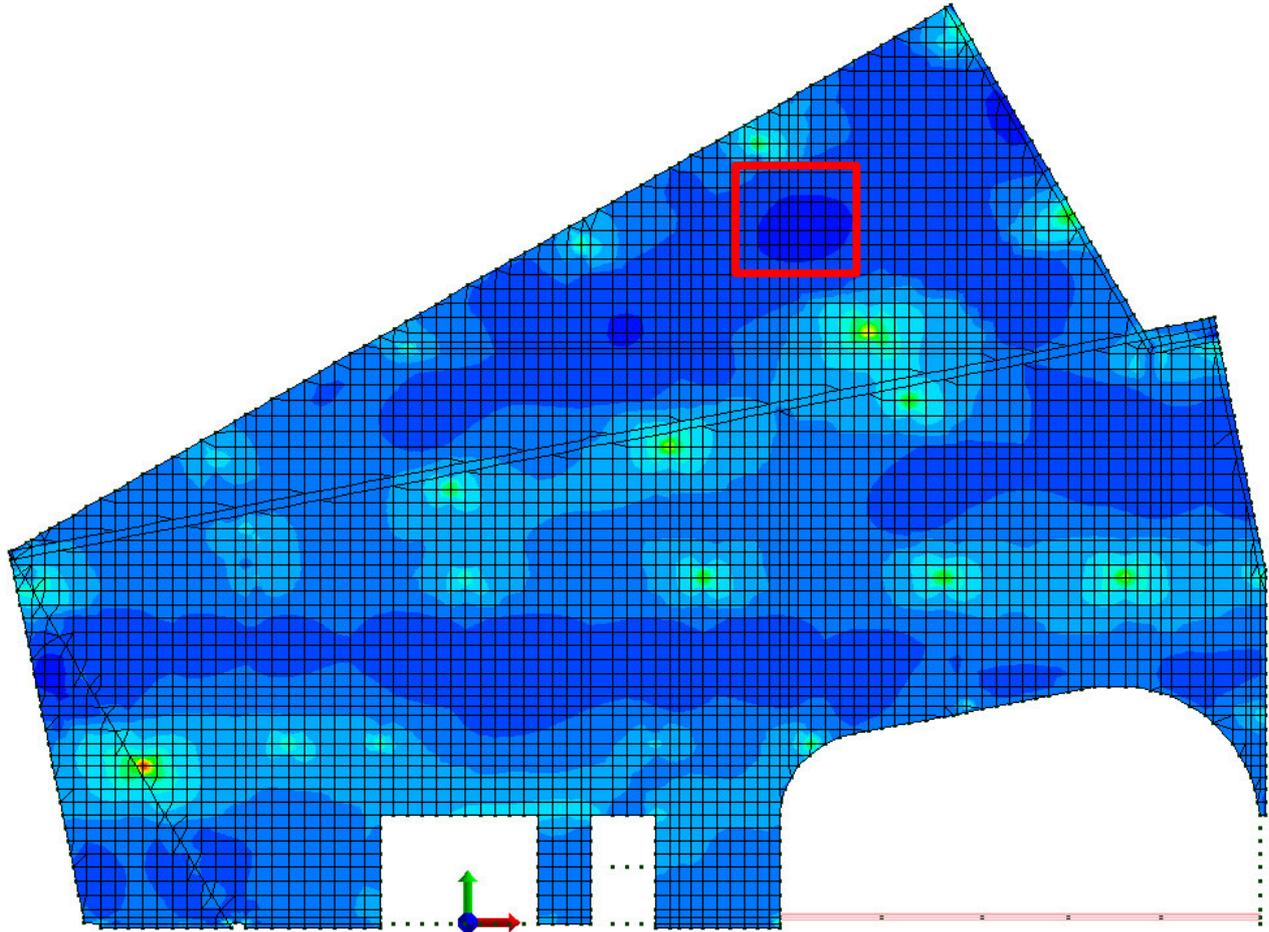
Le sollecitazioni che il programma restituisce sono:

- Somma M1-1 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 in direzione x e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto;
- Somma M2-2 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 in direzione y e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto.



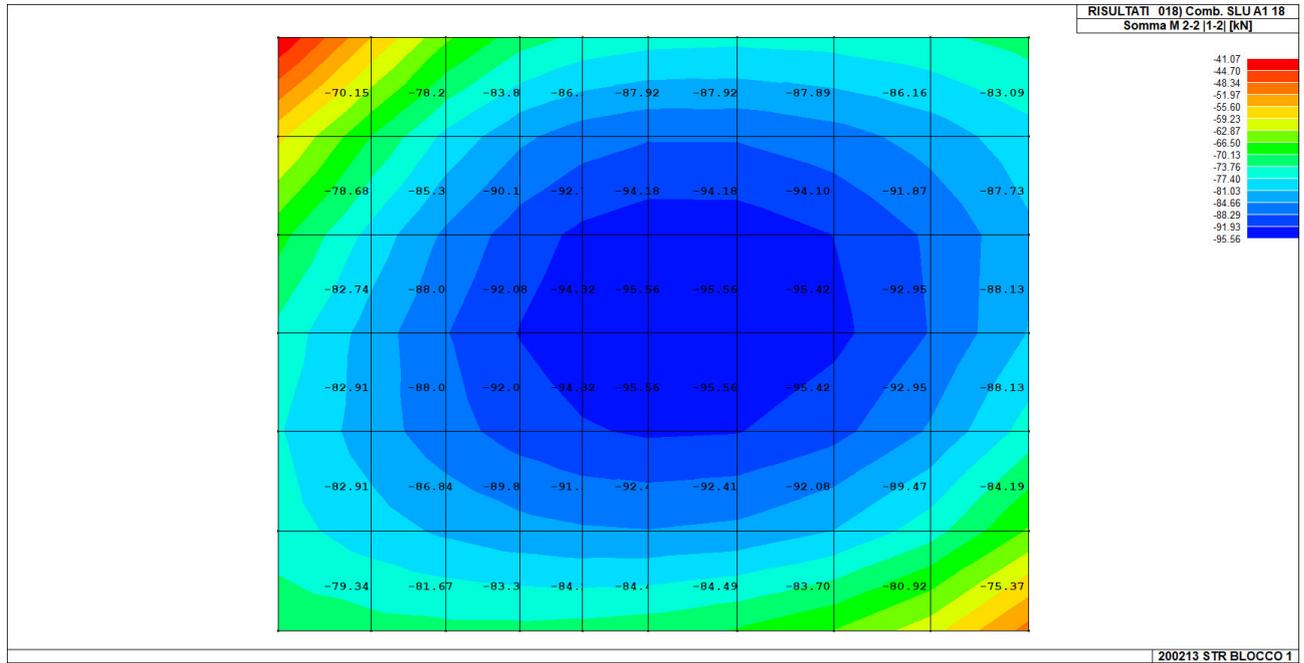
23.1 VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5

Si è considerato la porzione di soletta con le sollecitazioni maggiori.



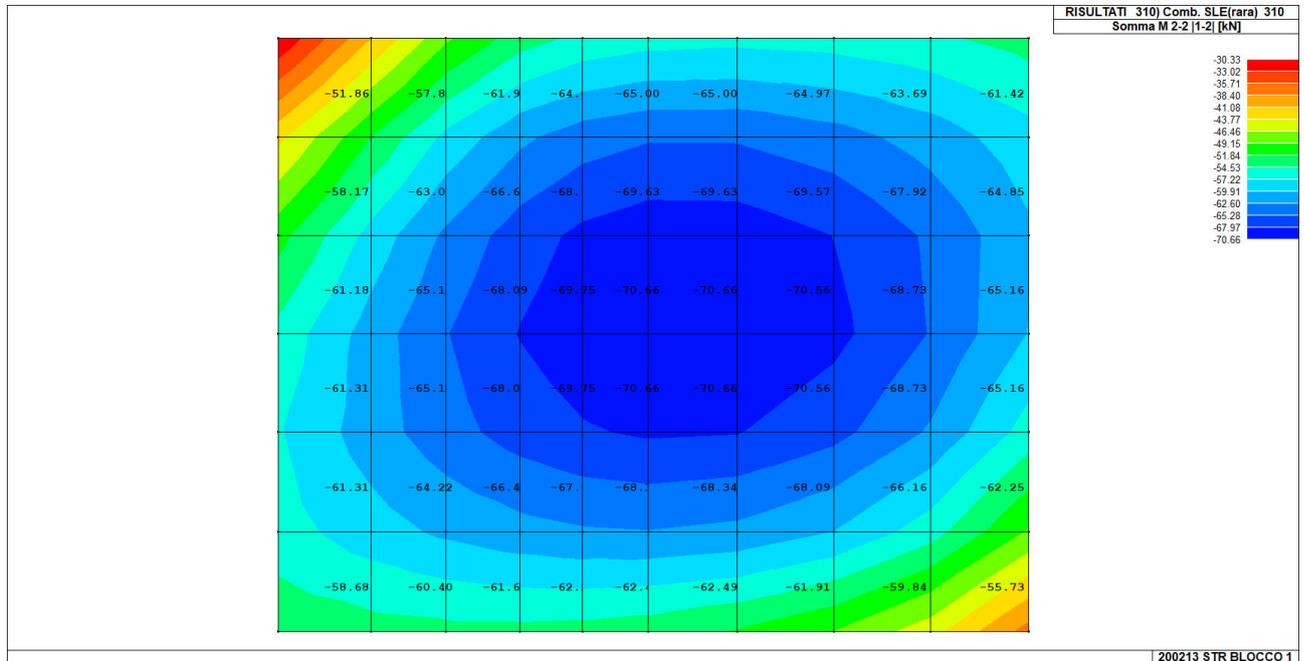


MOMENTO MAX SLU



Il momento max è in direzione x ed è pari a -95,56 kNm/m

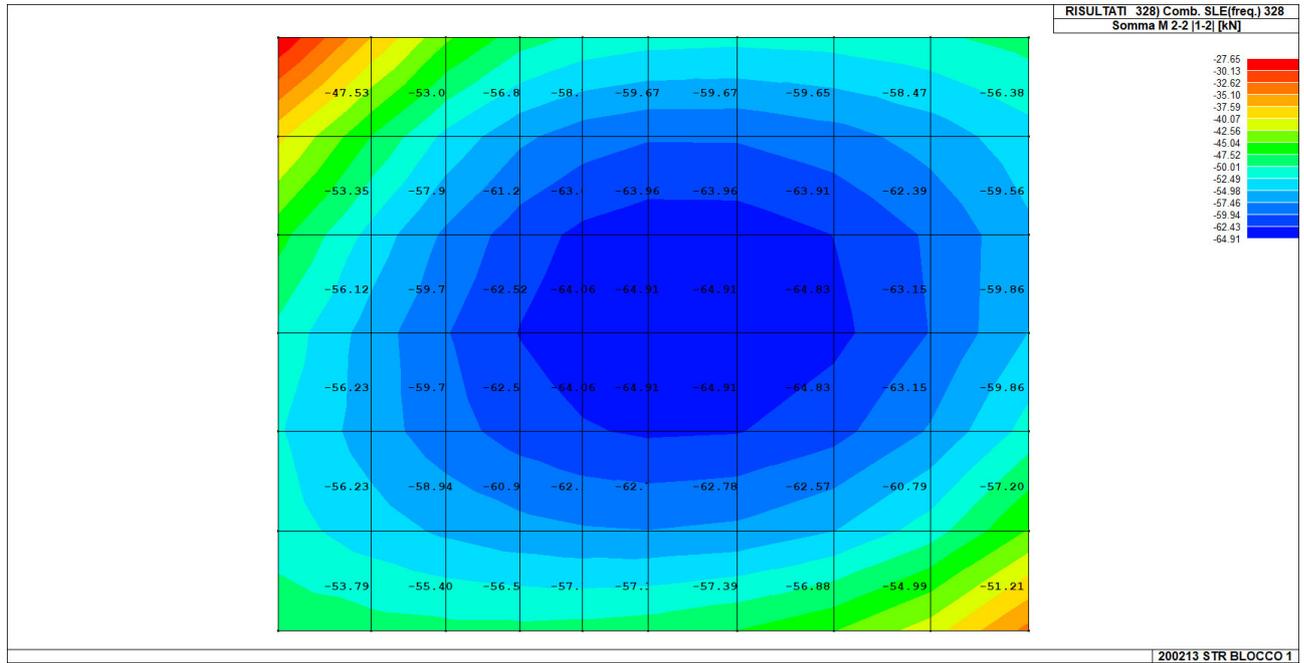
MOMENTO SLE - RARA



Il momento considerato è pari a -70,66 kNm/m

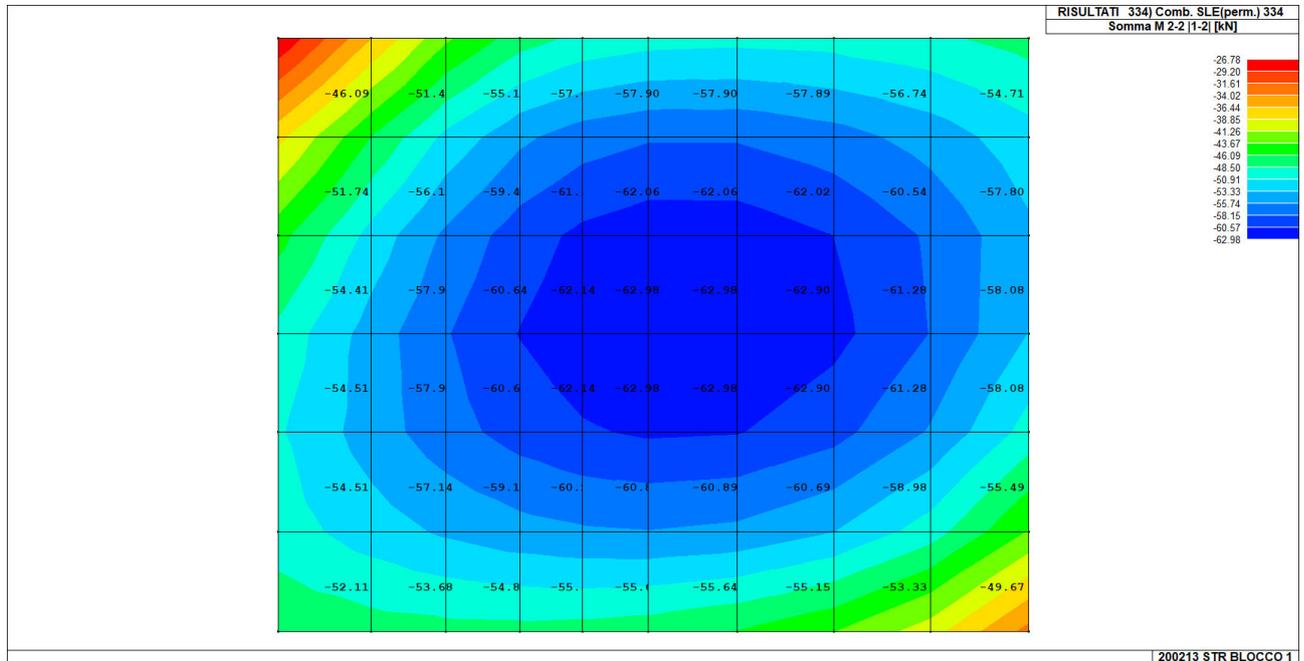


MOMENTO SLE - FREQUENTE



Il momento considerato è pari a -64,91 kNm/m

MOMENTO SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento considerato è pari a -62,98 kNm/m



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

Nella verifica si sono considerati i valori di ϵ_{su} , ϵ_{c2} e ϵ_{cu} in modo da calcolare il momento ultimo elastico.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta alleggerita campata

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

TITOLO: Verifica soletta alleggerita sp. 36 campata

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
8	0	36
9	0	28
10	26	28
11	26	8
12	0	8

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12,18	33	5,4
2	12,18	33	30,6

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN M_{xEd}: 95,56 kNm M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipologia rottura: Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali: B450C C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su} [%]	1,86	1,8
ϵ_{c2} [%]		1,8
f_{yd} [N/mm²]	391,3	
E_s [N/mm²]	210.000	
E_s/E_c	15	
ϵ_{syd} [%]	1,863	
$\sigma_{s,adm}$ [N/mm²]	255	
f_{cd} [N/mm²]		18,13
f_{cc}/f_{cd}		0,8
$\sigma_{c,adm}$		12,25
τ_{co}		0,7333
τ_{c1}		2,114

M_{xRd}: 129,1 kNm

σ_c : -12,31 N/mm² σ_s : 390,6 N/mm² ϵ_c : 0,7799 % ϵ_s : 1,86 %

d: 30,6 cm x: 9,04 x/d: 0,2954 δ : 0,8093

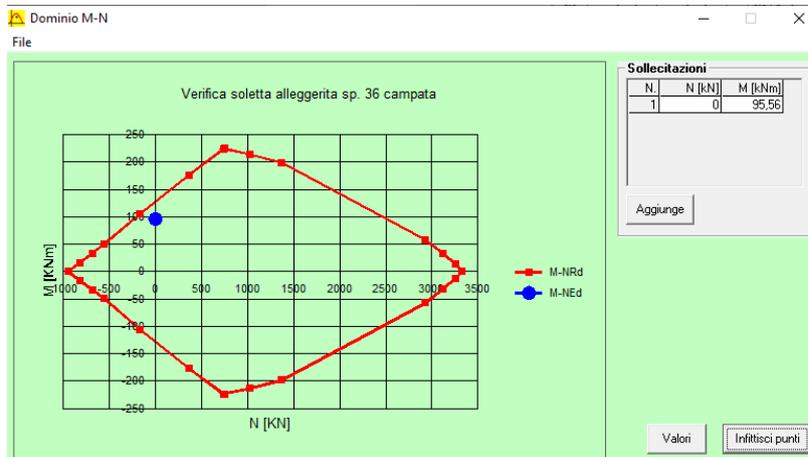
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N L₀: 0 cm Col. modello

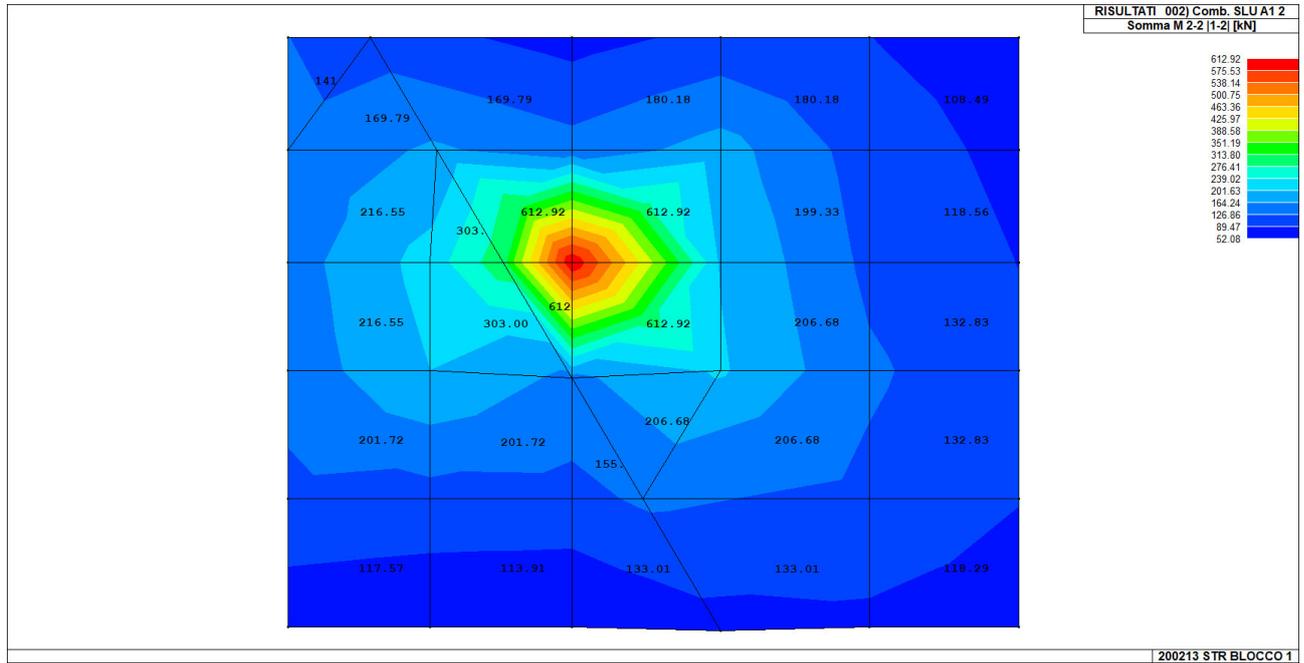
Precompresso



L'armatura di base è costituita da una maglia di $\phi 16/16,5$ superiore ed inferiore in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

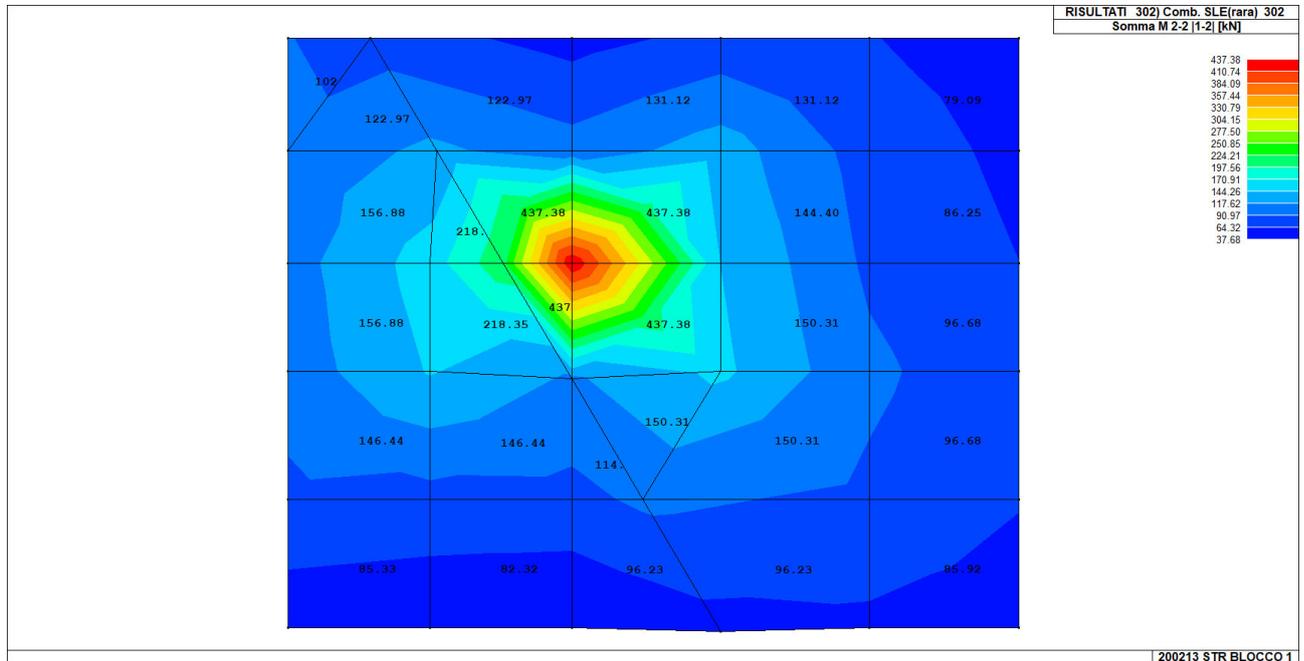


MOMENTO MAX SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(303+612,92*2+206,68)/4=433,88$ kNm/m

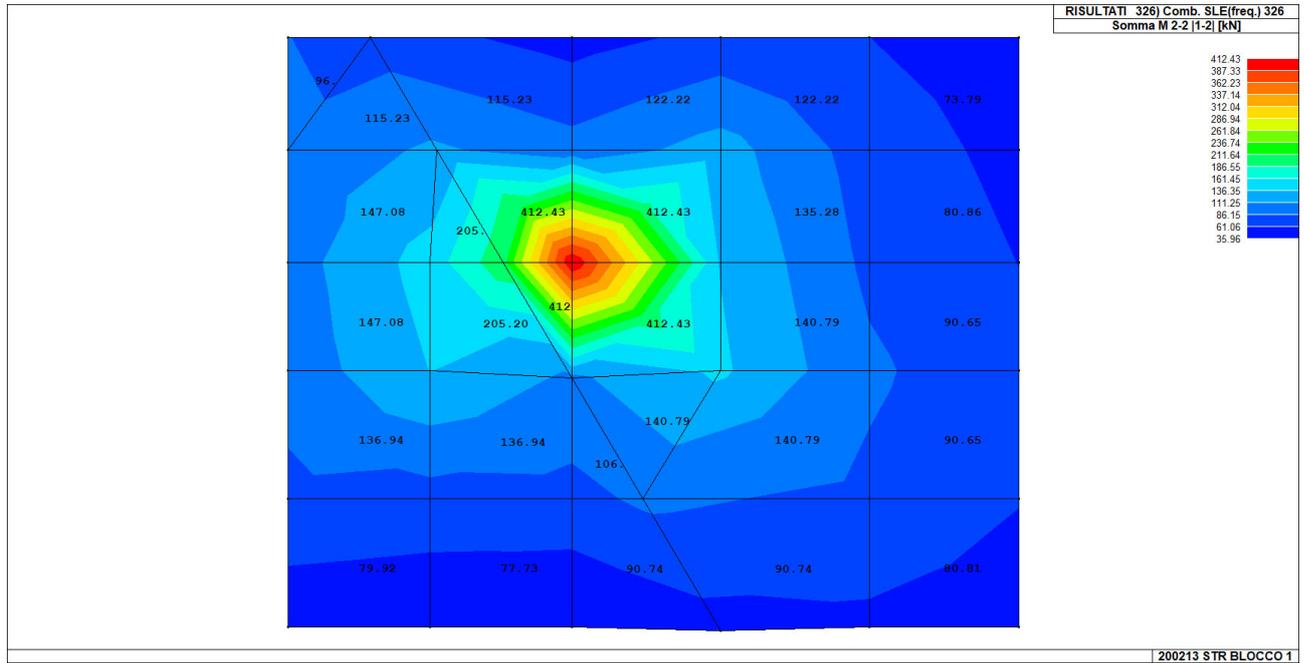
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(218,35+437,38*2+150,31)/4=310,86$ kNm/m

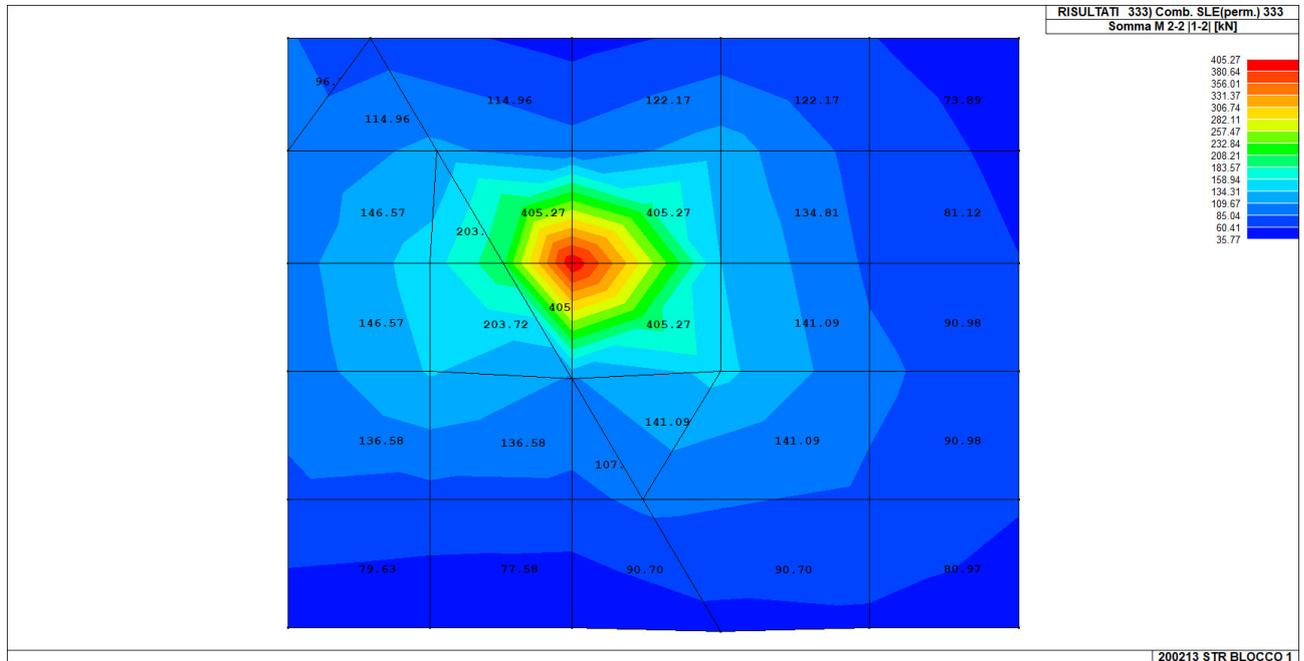


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(205,20+412,43*2+140,79)/4=292,71$ kNm/m

MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(203,72+405,27*2+141,09)/4=288,84$ kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI						
VERIFICA SOLETTA P1 SP - 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 2										
SEZIONE										
				Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	γ_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]
				B450C	E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%
Larghezza trave	b_u	100 [cm]		Calcestruzzo			Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	36 [cm]		C32/40	f_{ck}	32 [Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	c'	5.4 [cm]			R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{od,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	30.6 [cm]			ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA M_{ed}			
x	8.73		
x/d	0.285		
ϵ_s	0.88%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

			n'	ϕ	Area		n'	ϕ	Area	
N_{ed}	0	[kN]	Armatura compressa	6.06	16	12.18	Armatura	6.06	16	12.18
M_{ed}	433.88	[kNm]		6.06	16	12.18	Tesa	12.12	20	38.08
M_{Rd}	518.3	[kNm]								
σ'_s	281	[Mpa]			$A's$	24.37 [cm ²]			A_s	50.26 [cm ²]
σ_s	391	[Mpa]			$\mu=A's/A_s$	48.48%			$\rho=A_s/bd$	1.40%
					$\rho=A's/bd$	0.68%	OK		ρ_{min}	0.17%
									ρ_{max}	1.45%

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di $\phi 20/8,25$ in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE			
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15	
Sezione interamente reagente			
Asse neutro	x	19.04 [cm]	
Inerzia sezione interamente reagente	I	561448 [cm ⁴]	
Momento prima fessurazione	M_{cr}	100 [kNm]	
Sezione fessurata			
Asse neutro	x_p	13.8 [cm]	
Inerzia sezione parzializzata	I_p	326175 [cm ⁴]	
Tensione armatura in trazione	σ_s	77 [Mpa]	
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.7 [cm]	
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	565 [cm ²]	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	22.15 [cm ²]	k1 0.8
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.09 [-]	k2 0.5
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	129 [mm]	k3 3.4
			k4 0.425

Combinazione rara			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	310.86 [kNm]	Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	13.2 [Mpa]	0.69
Tensione armatura sup	σ'_s	-121	0.33
Tensione armatura inf	σ_s	240 [Mpa]	0.67
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.10% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.229 [mm]	

Combinazione frequente			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	292.71 [kNm]	
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	12.4 [Mpa]	
Tensione armatura sup	σ'_s	-113	
Tensione armatura inf	σ_s	226 [Mpa]	
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.10% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.214 [mm]	

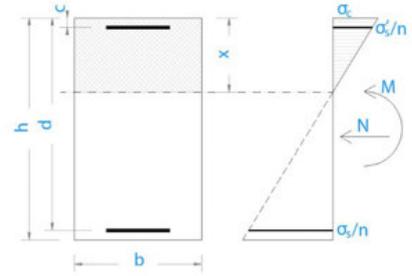
Combinazione quasi permanente			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	288.84 [kNm]	Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	12.2 [Mpa]	0.85
Tensione armatura sup	σ'_s	-112	
Tensione armatura inf	σ_s	223 [Mpa]	
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.10% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.211 [mm]	

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



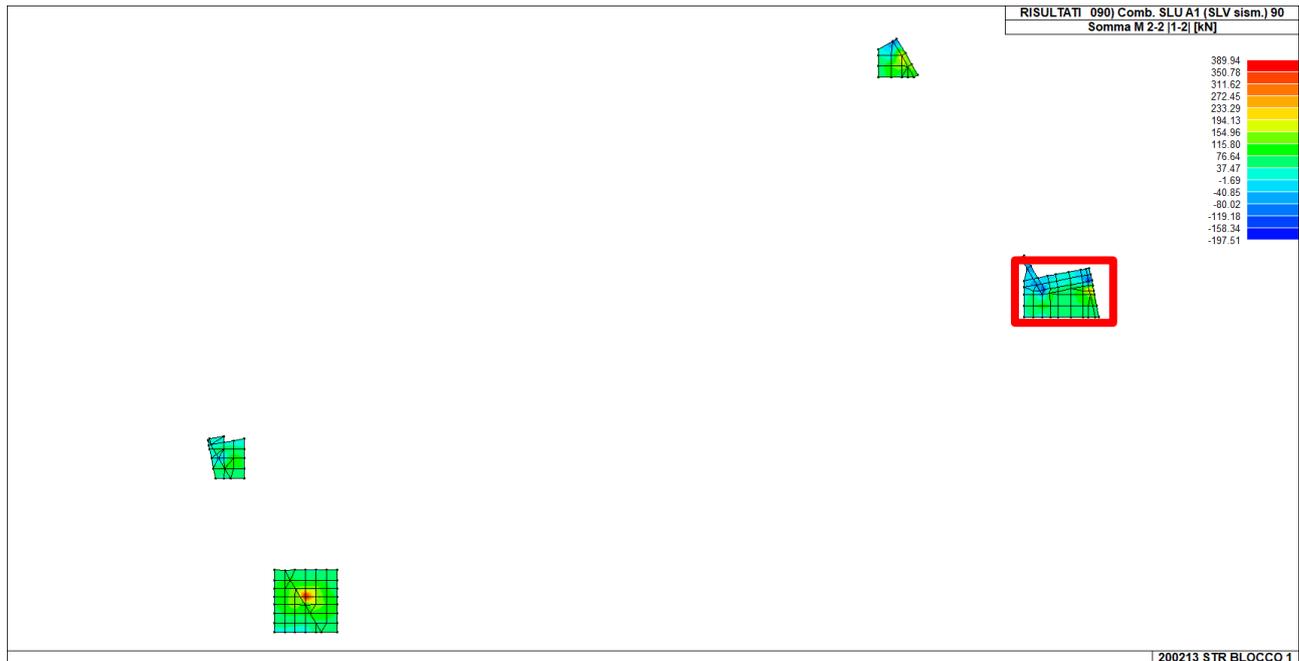
VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO					
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0.18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/E_{cy}	
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}	
Asse neutro	x	15	[cm]		
Inerzia sezione	I	405900	[cm ⁴]		
tensione calcestruzzo	σ_c	-16.00	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	σ'_s	-207	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0.10%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	σ_s	339	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0.161%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK



La sezione si trova in campo elastico.

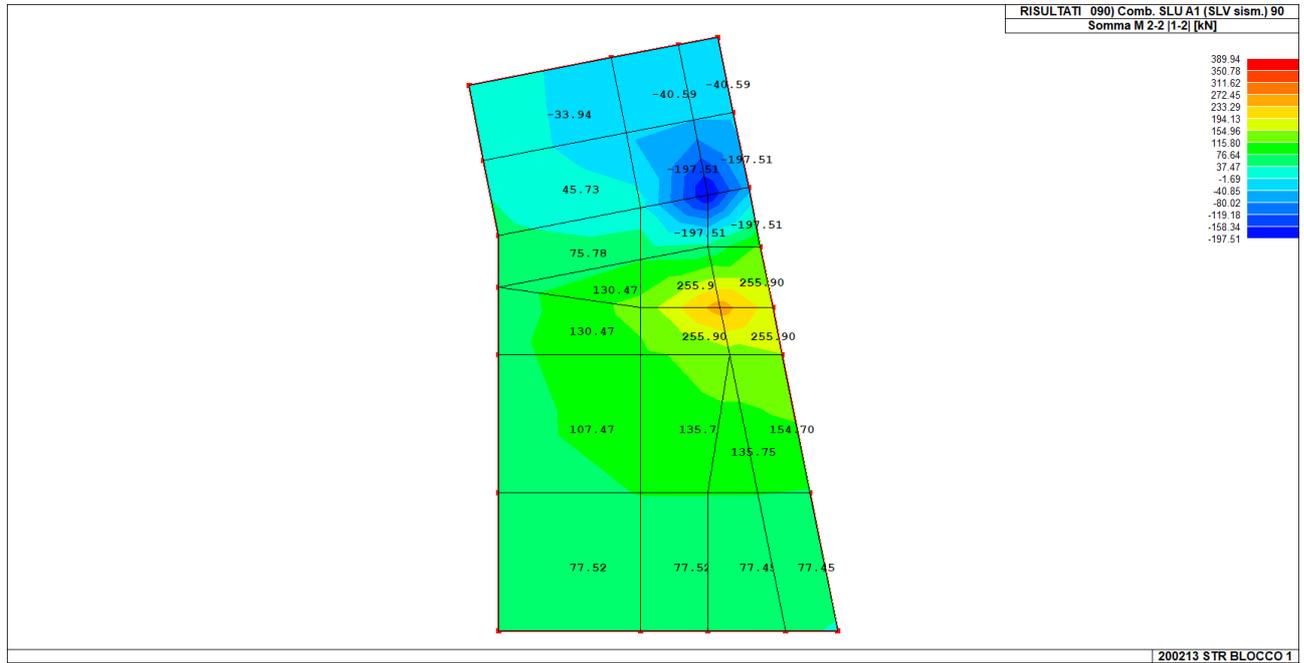
23.2.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



200213 STR BLOCCO 1

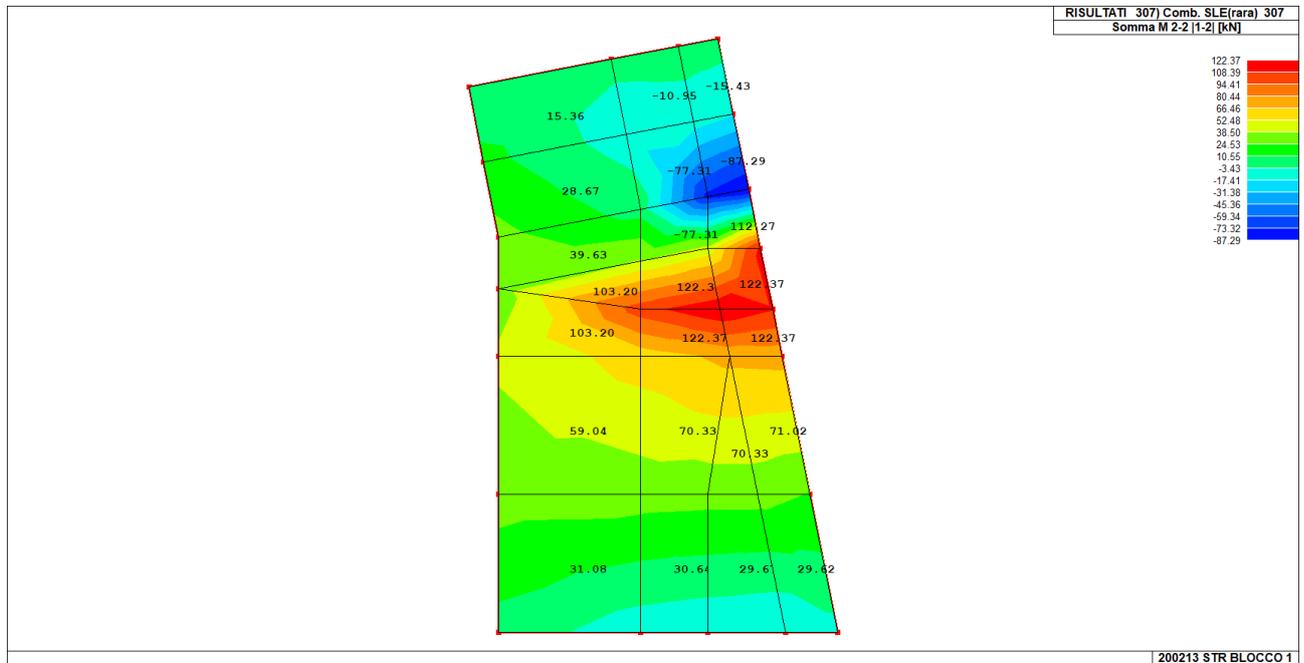


MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato -197,51 kNm/m

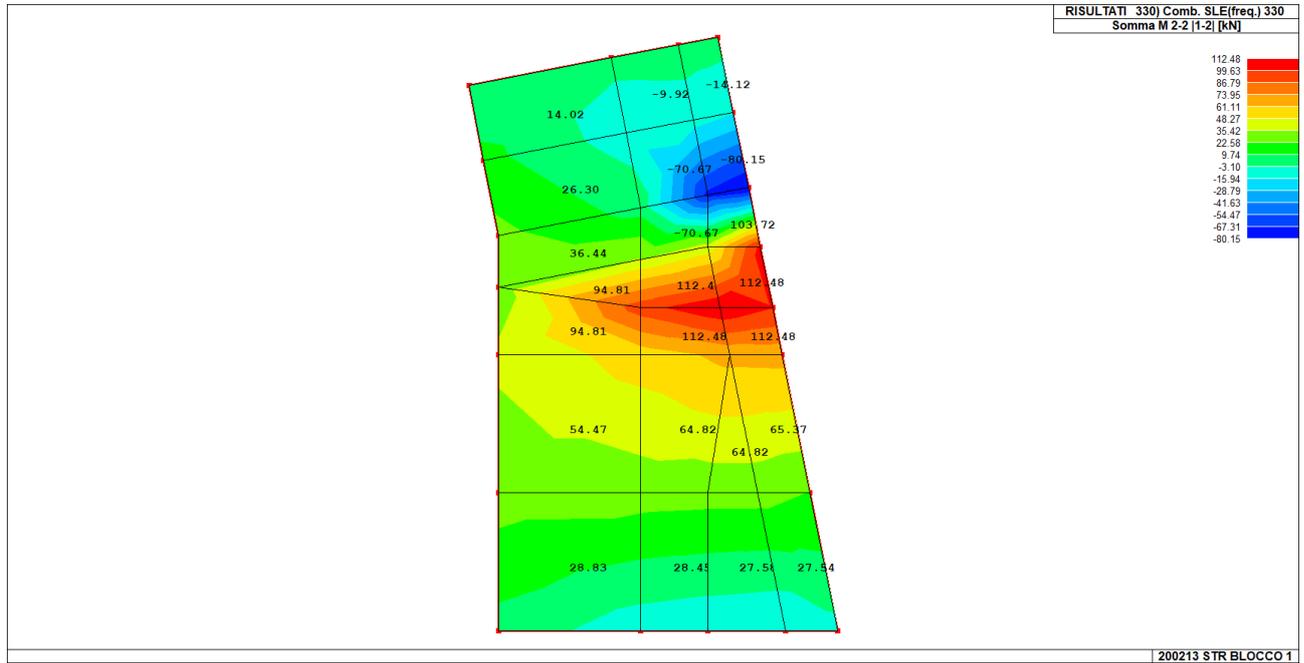
MOMENTO MIN SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato -87,29 kNm/m

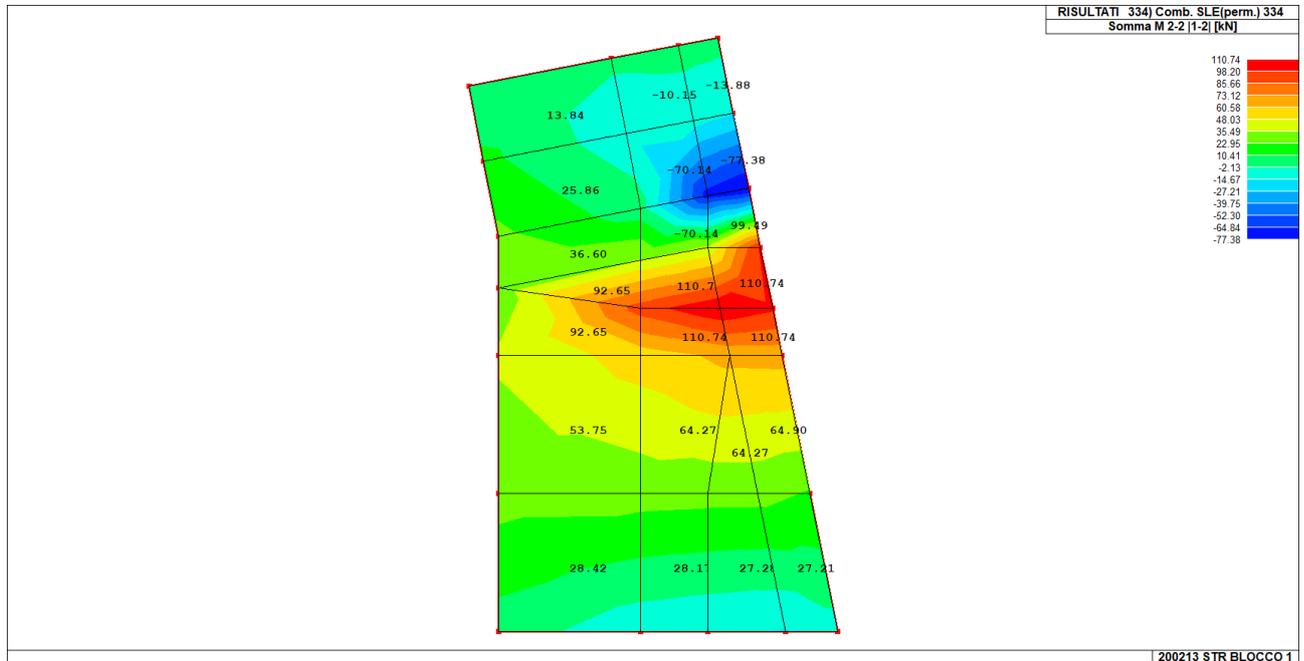


MOMENTO MIN SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato -80,15 kNm/m

MOMENTO MIN SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato -77,38 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE															
VERIFICA SOLETTA P1 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA INFERIORE ZONA 2															
SEZIONE					MATERIALI										
					Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	V_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]				
					B450C	E_s	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		ϵ_s	0.19%				
Larghezza trave	b_u	100 [cm]			Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]				
Altezza	H	36 [cm]			C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]				
Copripetto asse armatura compressa	c'	5.4 [cm]			Tensione in comb. Rara		E_c	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-rara}$	19.2 [Mpa]			
Copripetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			ϵ_{cu}	0.35%			$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]					
Altezza utile	d	30.6 [cm]													
VERIFICA FLESSIONE SLU															
CALCOLA M_{ed}															
x	5.60														
x/d	0.183														
es	1.56%														
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato															
N_{ed}	0 [kN]	Armatura compressa	n'	6.06	ϕ	16	Area	12.18	Armatura tesa	n'	6.06	ϕ	16	Area	12.18
M_{ed}	197.51 [kNm]			12.12		20		38.08			6.06		16		12.18
M_{Rd}	265.6 [kNm]	74%				$A's$	50.26 [cm ²]	A_s	24.37 [cm ²]				$p=As/bd$	0.68%	OK
σ'_s	26 [Mpa]				$\mu=A's/As$	206.25%	$\rho=A's/bd$	1.40%	OK	p_{min}	0.17%	p_{max}	2.17%		
σ_s	391 [Mpa]														

L'armatura integrativa inferiore è costituita da una maglia di $\phi 16/16,5$ in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	15								
Sezione interamente reagente										
Asse neutro	x	16.96 [cm]								
Inerzia sezione interamente reagente	I	561448 [cm ⁴]								
Momento prima fessurazione	M_{cr}	89 [kNm]								
Sezione fessurata										
Asse neutro	x_p	9.6 [cm]								
Inerzia sezione parzializzata	I_p	203984 [cm ⁴]								
Tensione armatura in trazione	σ_s	138 [Mpa]	k1	0.8						
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	6.3 [cm]	k2	0.5						
Area di calcestruzzo nella zona tesa	A_{ct}	635 [cm ²]	k3	3.4						
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	13.90 [cm ²]	k4	0.425						
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.04 [-]								
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	150 [mm]								
Combinazione rara										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	87.29 [kNm]							Limitazione tensioni	
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.1 [Mpa]							0.21	
Tensione armatura sup	σ'_s	-27							0.07	
Tensione armatura inf	σ_s	135 [Mpa]							0.38	
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.05% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.116 [mm]								
Combinazione frequente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	80.15 [kNm]								
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.8 [Mpa]								
Tensione armatura sup	σ'_s	-24								
Tensione armatura inf	σ_s	124 [Mpa]								
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.04% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.103 [mm]								
Combinazione quasi permanente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	77.38 [kNm]							Limitazione tensioni	
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3.6 [Mpa]							0.25	
Tensione armatura sup	σ'_s	-24								
Tensione armatura inf	σ_s	120 [Mpa]								
Deformazione unitaria	ϵ_{sm}	0.04% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	w_k	0.098 [mm]								

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO

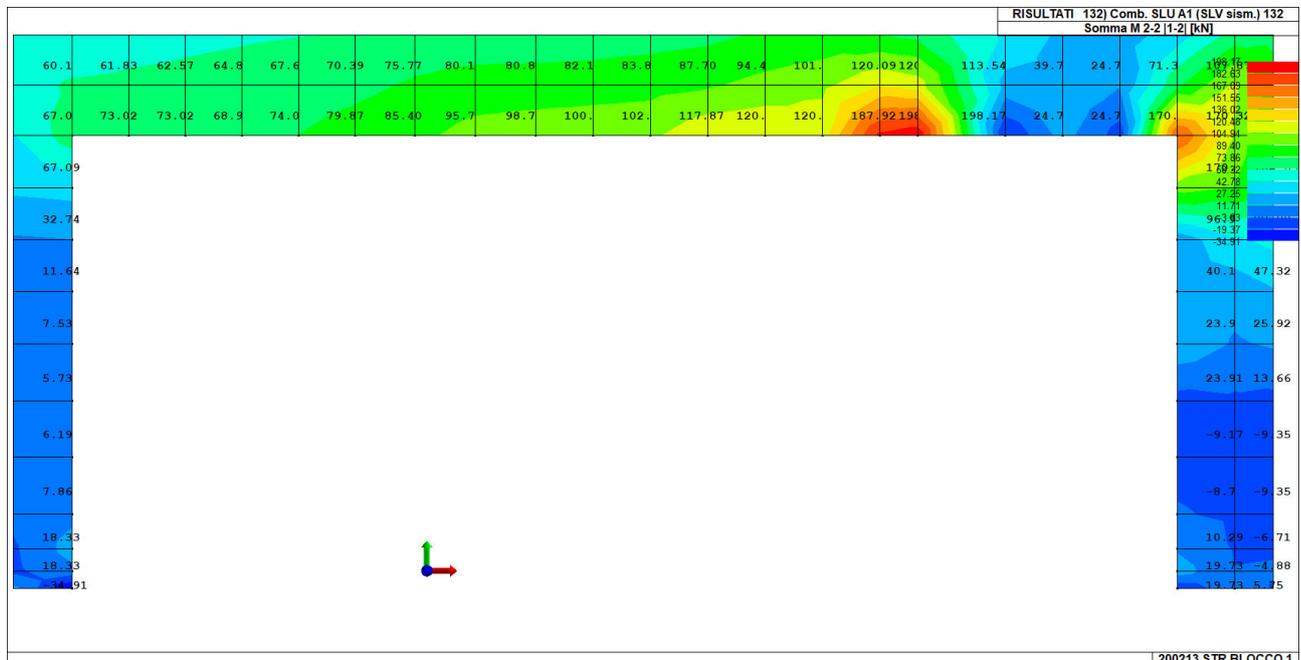
Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.					
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0,18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362	[Mpa]	f_{cd}/ϵ_{cy}		
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20	[-]	E_s/E_{cy}		
Asse neutro	x	10	[cm]			
Inerzia sezione	I	264371	[cm ⁴]			
tensione calcestruzzo	σ_c	-7,62	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK	
tensione acciaio superiore	σ'_s	-73	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0,03%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK	
tensione acciaio inferiore	σ_s	309	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0,147%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK	

La sezione si trova in campo elastico.

23.3 VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura integrativa è disposta perpendicolarmente al bordo del vano scala ed è costituita da barre $\phi 16/16,5$. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

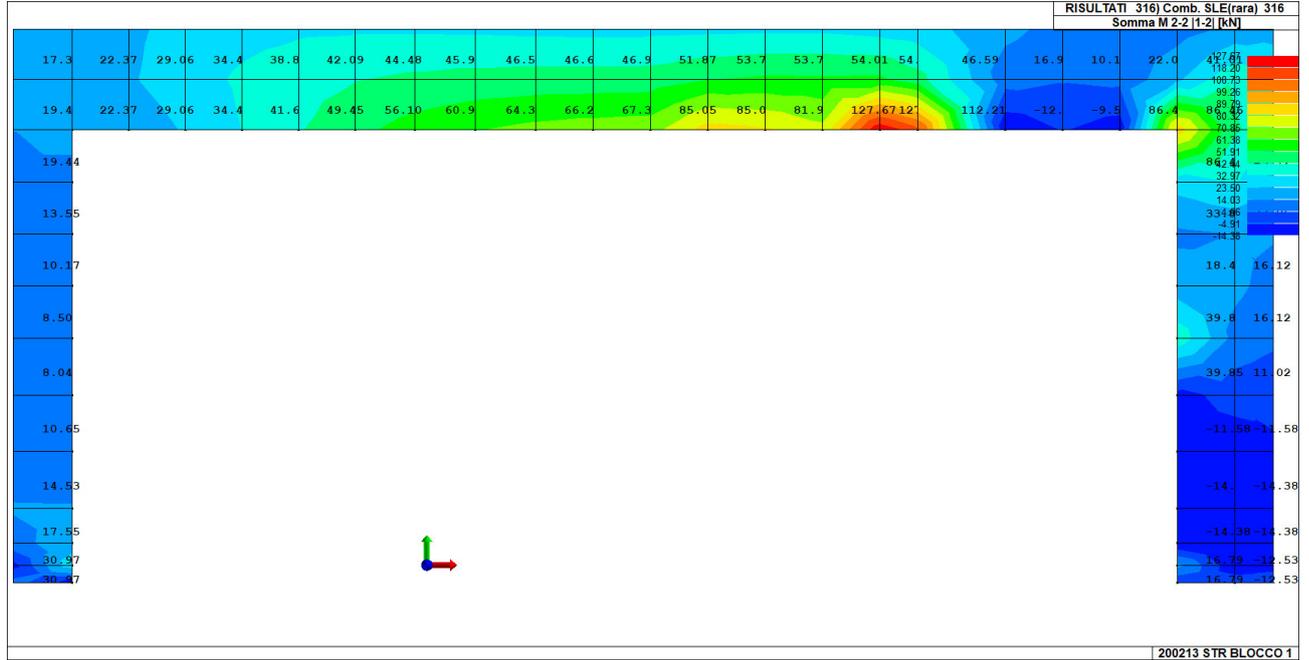
MOMENTO MAX SLU



Il momento di calcolo considerato è pari a 198,17 kNm/m

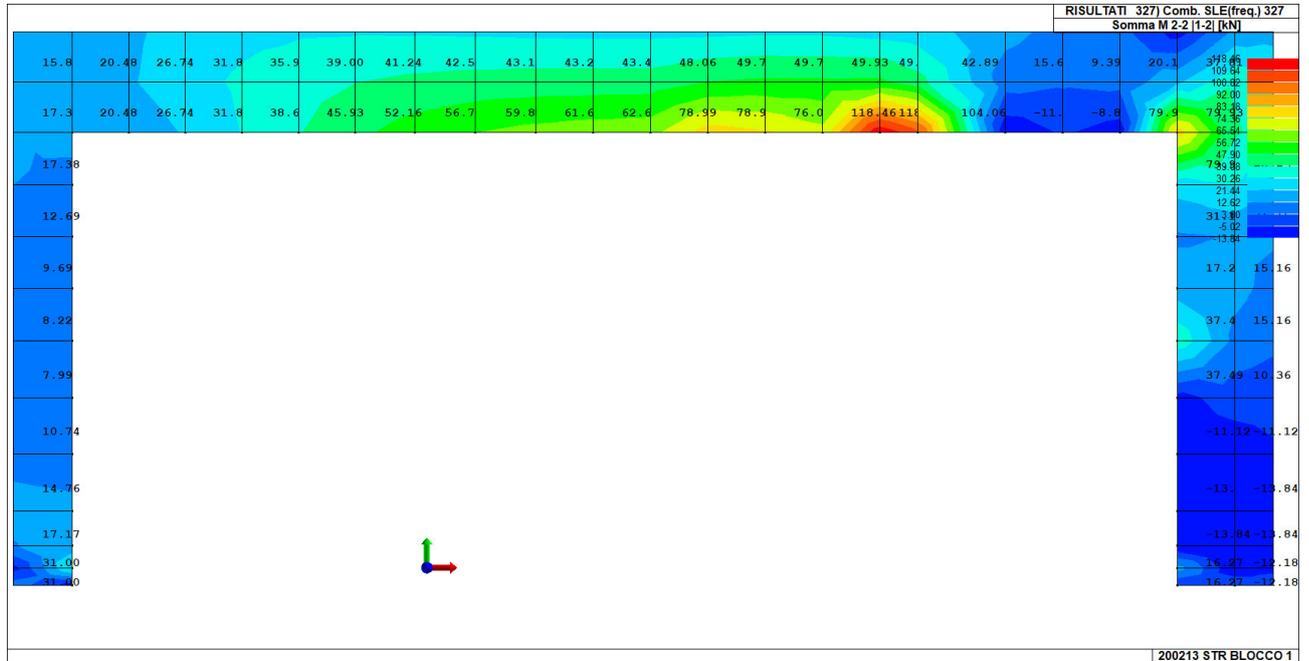


MOMENTO MAX SLE - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 127,67 kNm/m

MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



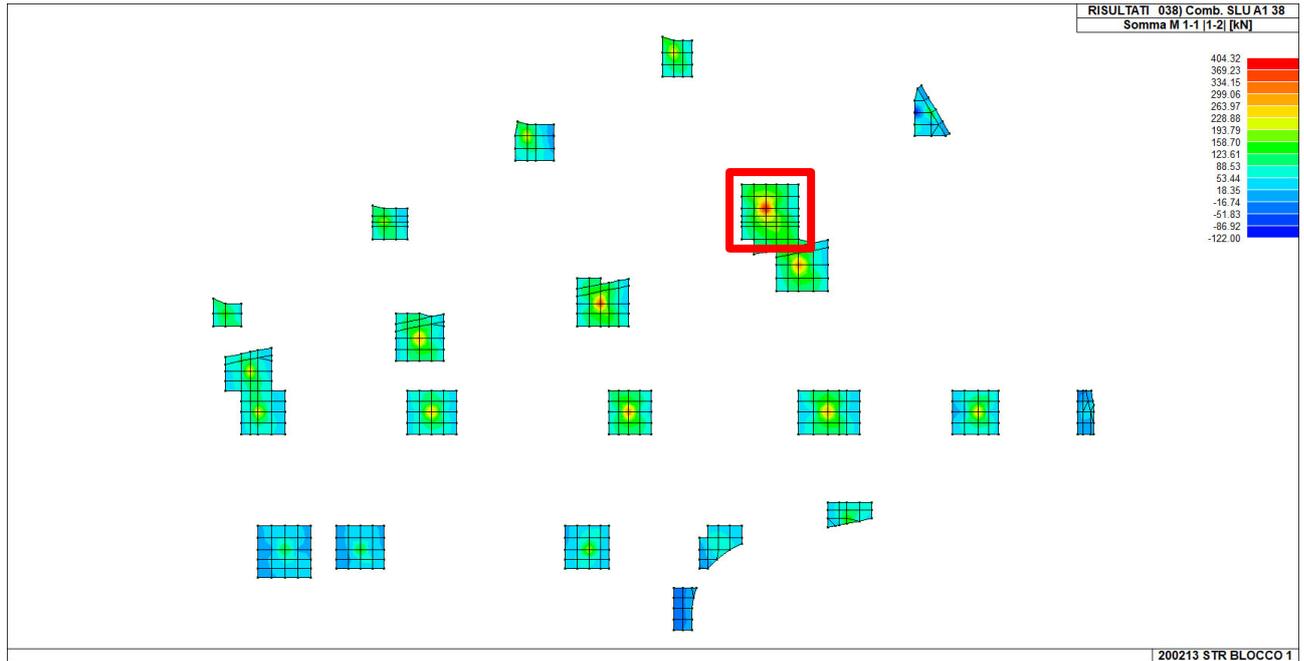
Il momento di calcolo considerato è pari a 118,46 kNm/m



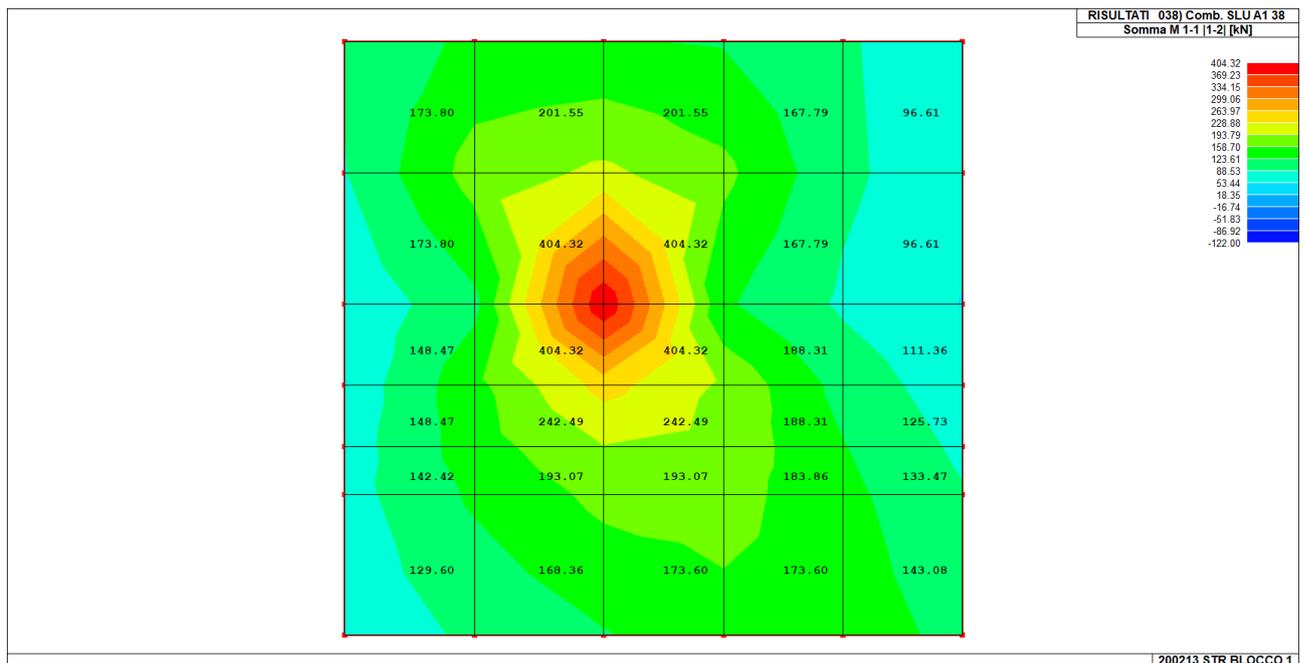
23.4 VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura superiore è costituita da $\phi 20/16,5$ mentre l'armatura inferiore da $\phi 16/16,5$ disposte in entrambe le direzioni. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

23.4.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME



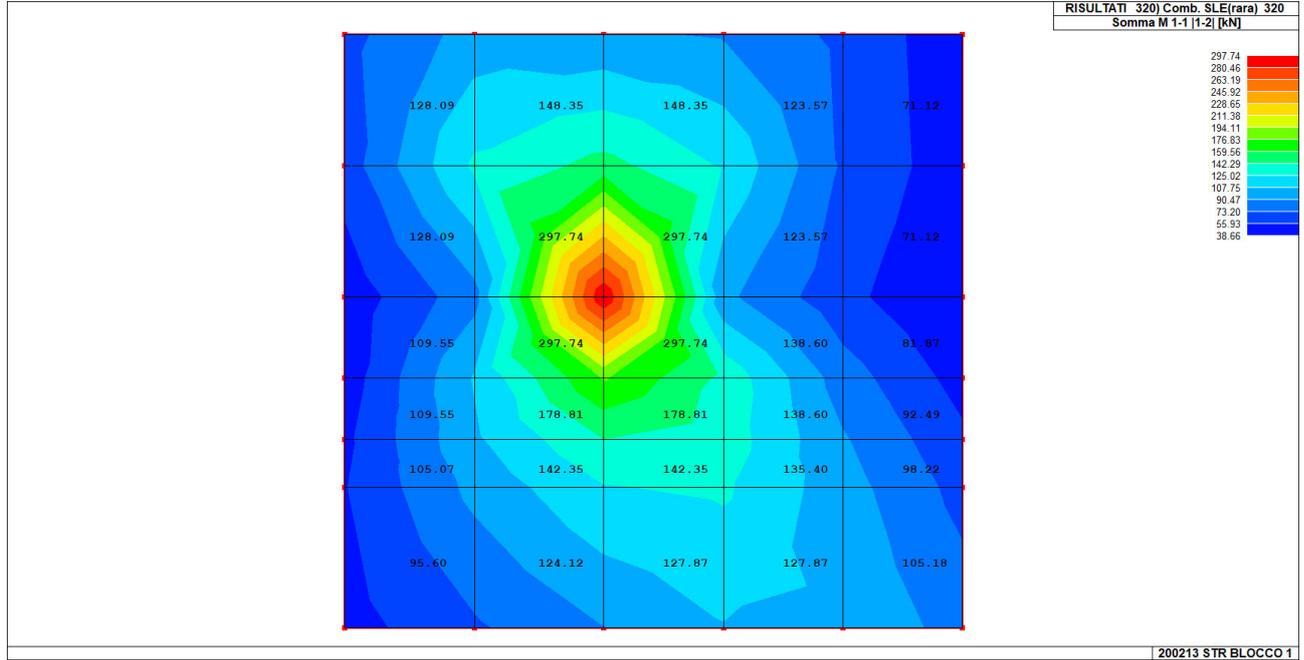
MOMENTO MAX SLU



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(173,80+404,32*2+167,79)/4=287,55$ kNm/m

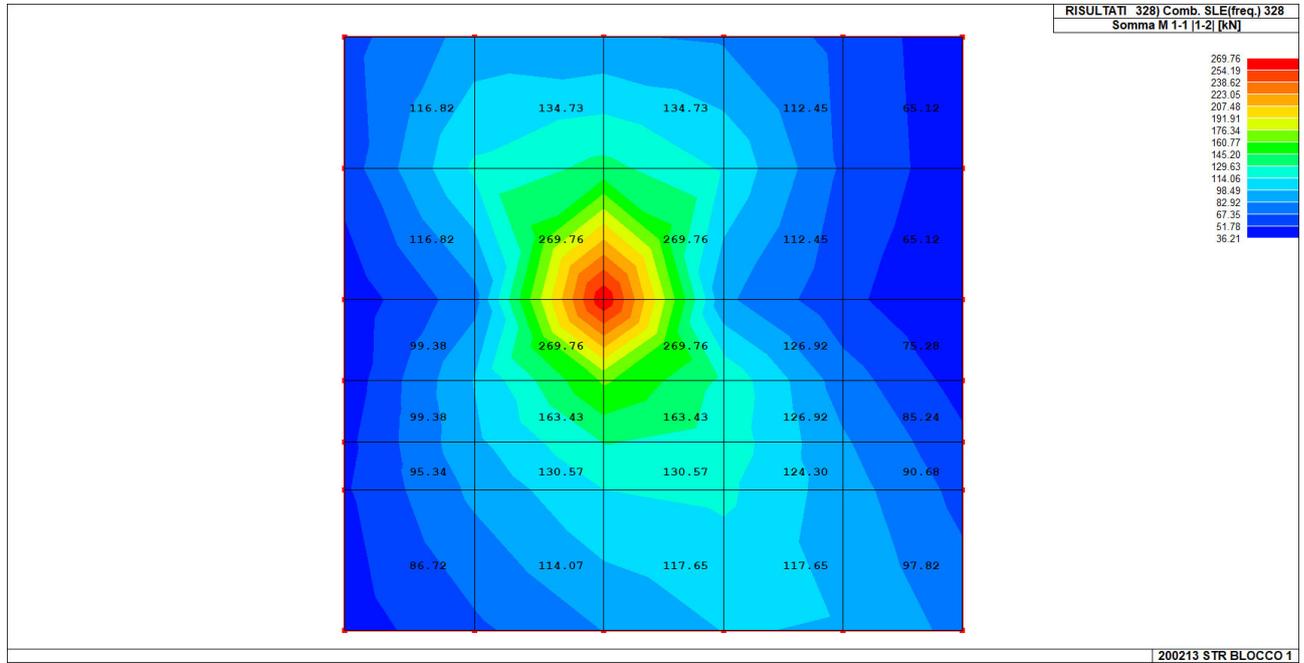


MOMENTO MAX SLE - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(128,09+297,74*2+123,57)/4=211,79$ kNm/m

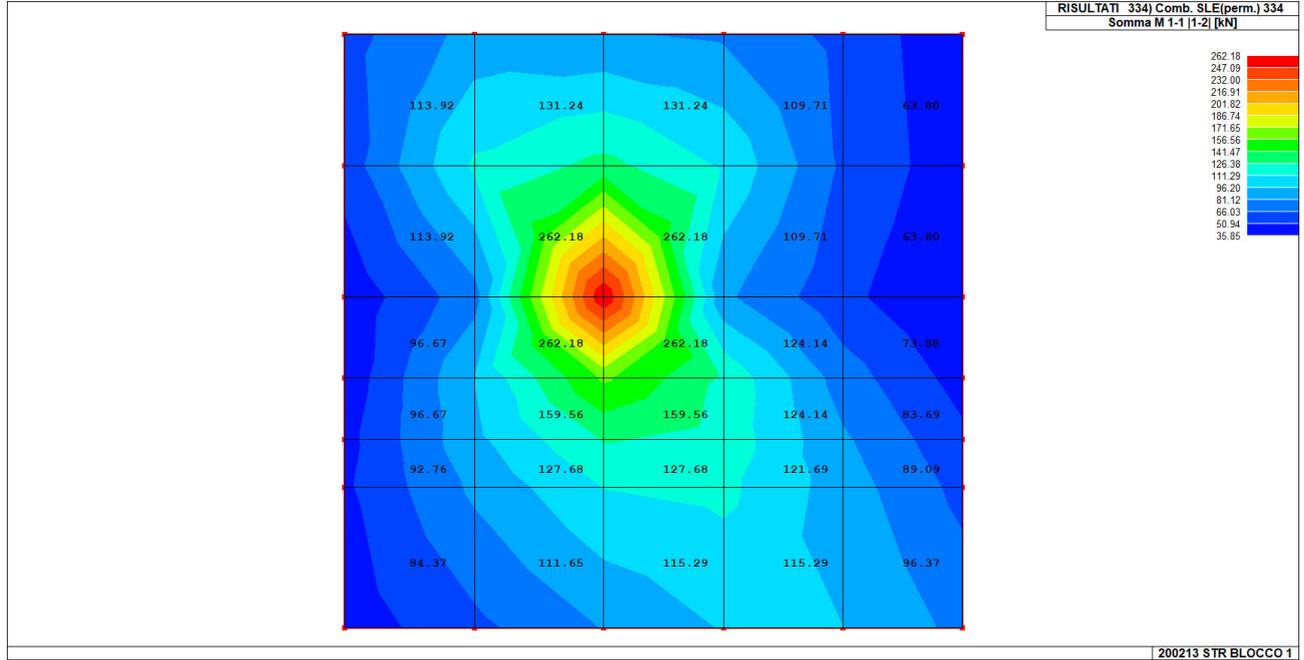
MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(116,82+269,76*2+112,45)/4=192,20$ kNm/m



MOMENTO MAX SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio $(113,92+262,18*2+109,71)/4=187$ kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE
VERIFICA SOLETTA P1 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 4

SEZIONE		MATERIALE	
Larghezza trave	b_u 100 [cm]	Acciaio	f_{yk} 450 [Mpa]
Altezza	H 36 [cm]	B450C	E_s 210000 [Mpa]
Copriferro asse armatura compressa	c' 5,4 [cm]	Calcestruzzo	ν_s 1,15
Copriferro asse armatura tesa	c 5,4 [cm]	C32/40	f_{yd} 391,3 [Mpa]
Altezza utile	d 30,6 [cm]		ϵ_s 0,19%
			Tensione in comb. Rara $f_{yd,rara}$ 360 [Mpa]
			γ_c 1,5
			f_{cd} 18,1 [Mpa]
			α_{cc} 0,85
			f_{ctm} 3,0 [Mpa]
			Tensione in comb. Rara $f_{cd,rara}$ 19,2 [Mpa]
			Tensione in comb. Q. P. $f_{cd-Q.P.}$ 0,45 [Mpa]
			f_{ck} 32 [Mpa]
			R_{ck} 40 [Mpa]
			E_c 33346 [Mpa]
			ϵ_{cu} 0,35%

VERIFICA FLESSIONE SLU

CALCOLA M_{rd}

x 6.40
 x/d 0.209
 ϵ_s 1.32%

Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato

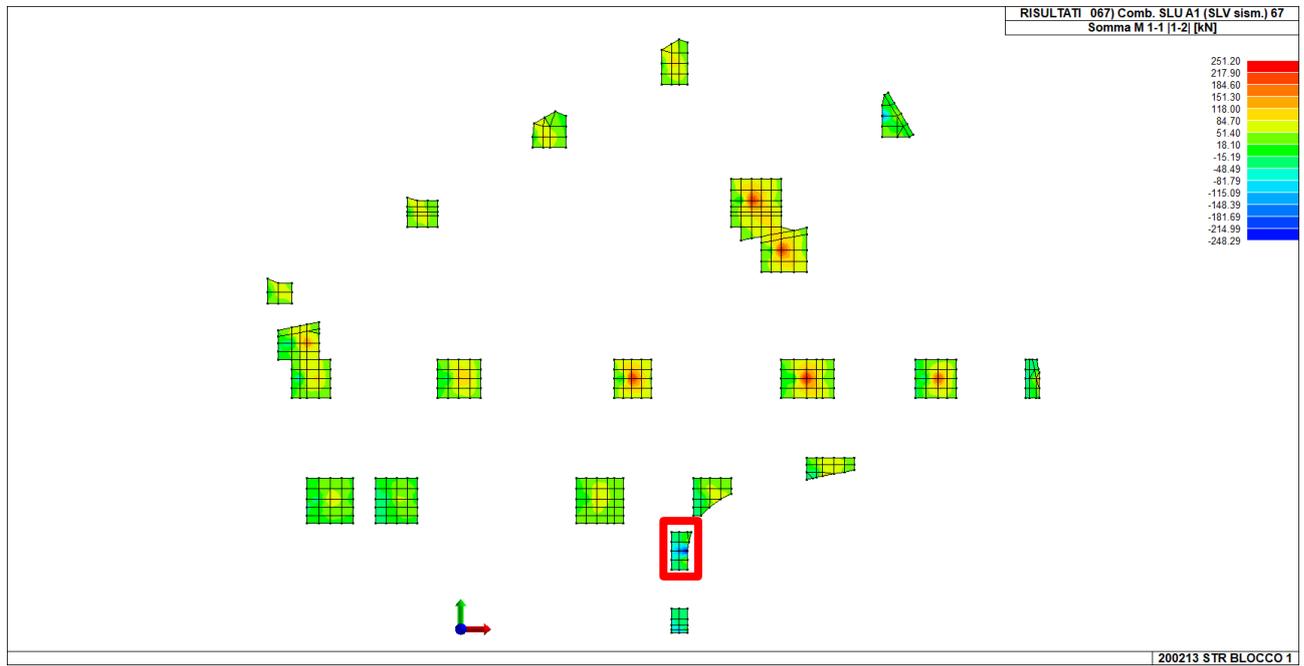
			n^*	ϕ	Area		n^*	ϕ	Area	
N_{ed}	0	[kN]	Armatura compressa	6.06	16	12.18	Armatura	6.06	16	12.18
M_{ed}	287.55	[kNm]		6.06	16	12.18	Tesa	6.06	20	19.04
M_{Rd}	333.6	[kNm]								
σ_s	115	[Mpa]			$A's$	24.37 [cm ²]			A_s	31.22 [cm ²]
σ_s	391	[Mpa]			$\mu=A's/A_s$	78.05%			$\rho=A_s/bd$	0.87% OK
					$\rho'=A's/bd$	0.68%	OK		ρ_{min}	0.17%
									ρ_{max}	1.45%

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di $\phi 20/16,5$ in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

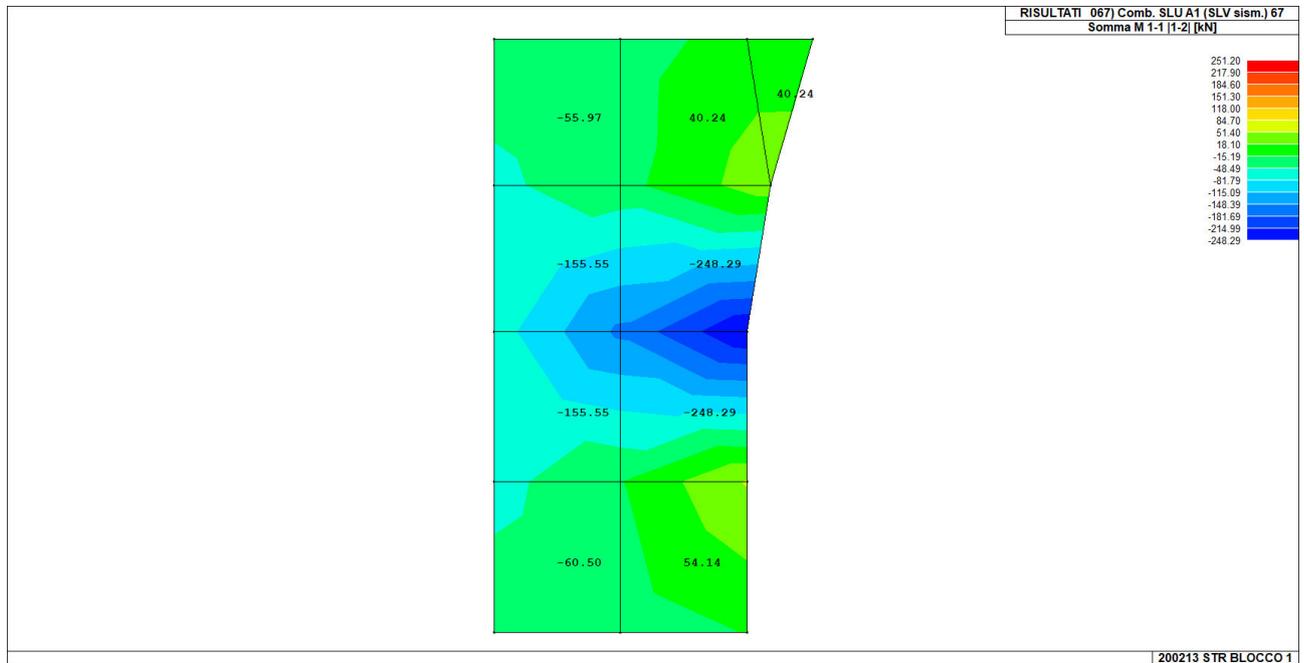


23.4.2

SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



MOMENTO MIN SLU



Il momento di calcolo è stato considerato -248,29 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE													
VERIFICA SOLETTA P1 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA INFERIORE ZONA 4													
SEZIONE					MATERIALI								
					Acciaio	f_{yk}	450 [Mpa]	ν_s	1.15	f_{yd}	391.3 [Mpa]		
					B450C	E_s	210000 [Mpa]			ϵ_s	0.19%		
Larghezza trave	b_u	100 [cm]			Calcestruzzo	f_{ck}	32 [Mpa]	Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]			
Altezza	H	36 [cm]			C32/40	R_{ck}	40 [Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1 [Mpa]		
Coprifetto asse armatura compressa	c'	5.4 [cm]				E_c	33346 [Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0 [Mpa]		
Copriferro asse armatura tesa	c	5.4 [cm]				ϵ_{cu}	0.35%	Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]			
Altezza utile	d	30.6 [cm]						Tensione in comb. Q. P.	$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]			
VERIFICA FLESSIONE SLU													
CALCOLA M_{rd}													
x	5.69												
x/d	0.186												
ϵ_s	1.53%												
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato													
N_{ed}	0 [kN]				n'	ϕ	Area		n'	ϕ	Area		
M_{ed}	248 [kNm]				Armatura compressa	6.06	16	12.18	Armatura Tesa	6.06	16	12.18	
M_{Rd}	265.6 [kNm]	93%				6.06	20	19.04		6.06	16	12.18	
σ'_s	38 [Mpa]						A's	31.22 [cm ²]			As	24.37 [cm ²]	
σ_s	391 [Mpa]				$\mu=A's/As$	128.13%	$\rho=A's/bd$	0.87%	OK		$\rho=As/bd$	0.68%	OK
										ρ_{min}	0.17%	ρ_{max}	1.65%

L'armatura integrativa inferiore è costituita da una maglia di $\phi 16/16,5$ in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICA CAMPO ELASTICO

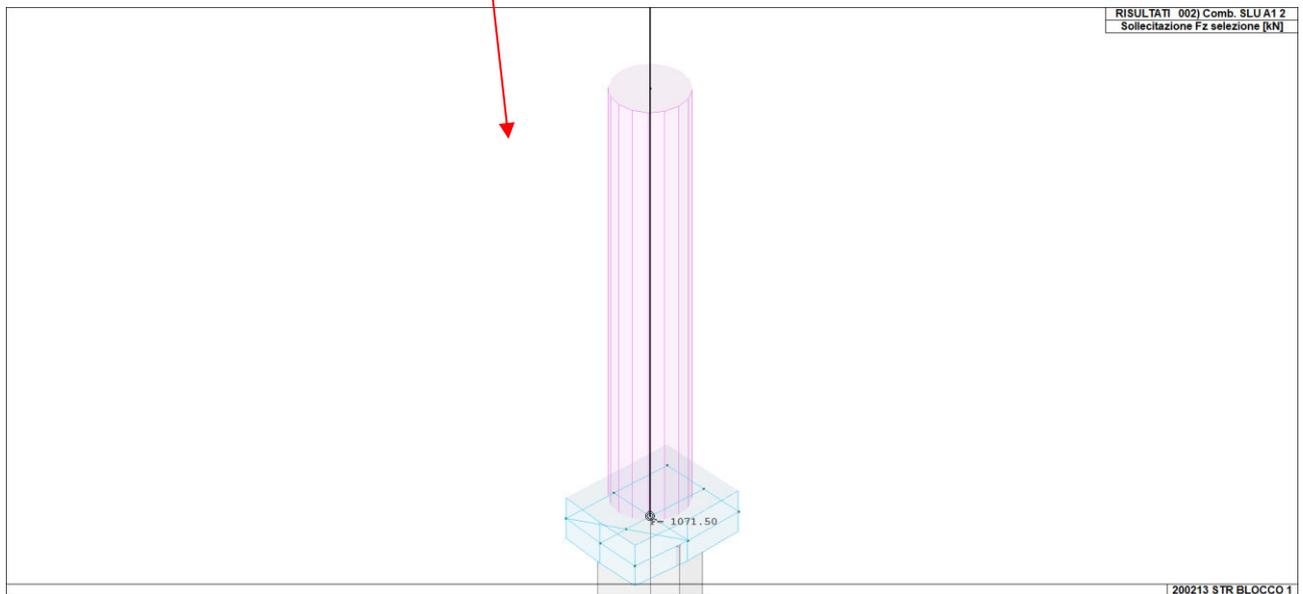
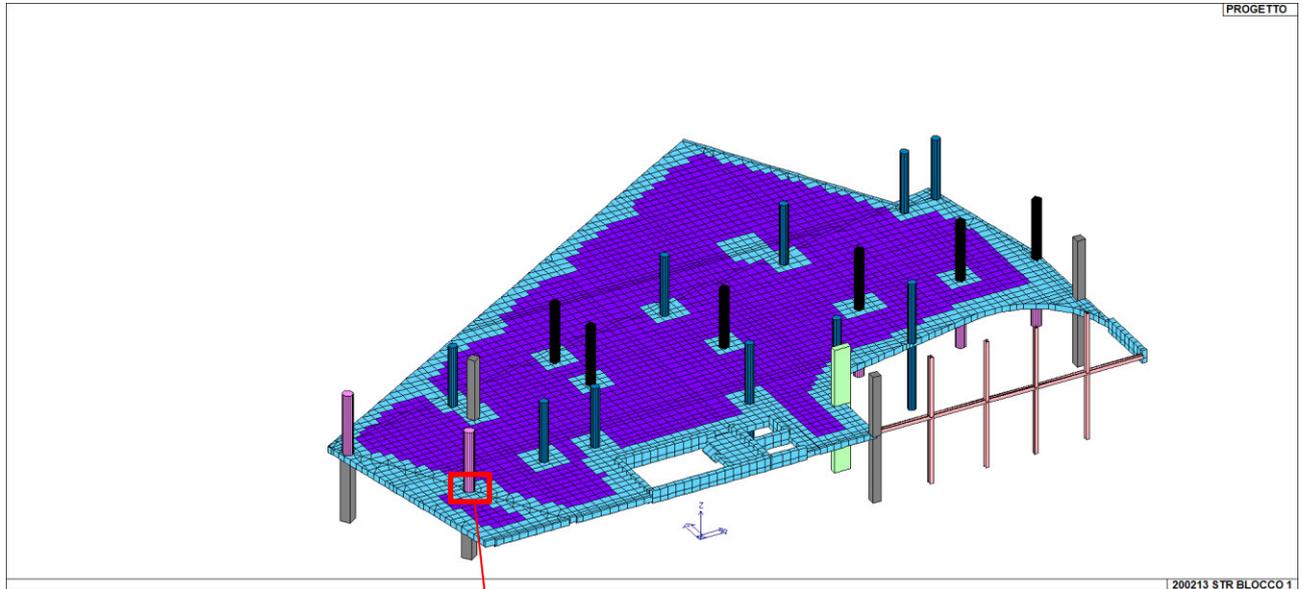
VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO									
Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.								
Deformazione elastica	ϵ_{cy}	0.18%							
Modulo elastico calcestruzzo	E_{cy}	10362 [Mpa]			f_{cd}/E_{cy}				
Coefficiente di omogenizzazione	n_0	20			E_s/E_{cy}				
Asse neutro	x	11 [cm]							
Inerzia sezione	I	253932 [cm ⁴]							
tensione calcestruzzo	σ_c	-10.78 [Mpa]			$< f_{cd}$	OK			
tensione acciaio superiore	σ'_s	-112 [Mpa]			$< f_{yd}$	OK			
Deformazione acciaio superiore	ϵ'_s	0.05% [Mpa]			$< 0.186\%$	OK			
tensione acciaio inferiore	σ_s	387 [Mpa]			$< f_{yd}$	OK			
Deformazione acciaio inferiore	ϵ_s	0.184% [Mpa]			$< 0.186\%$	OK			

La sezione si trova in campo elastico.



23.5 VERIFICA PUNZONAMENTO

23.5.1 PUNZONAMENTO PILASTRO CENTRALE

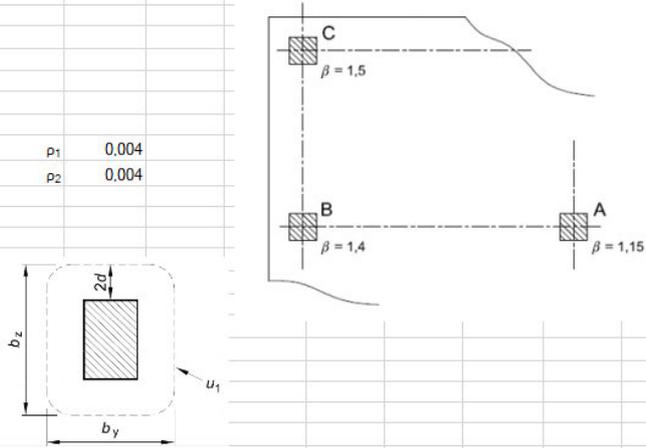


Sul pilastro più sollecitato centrale agisce una N pari a 1071,50 kN



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO 60x60		MATERIALI								
pilastro interno	β	1.15	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	v_s	1.15	f_{yd}	391.3	[Mpa]
				B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0.19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	60	[cm]	Calcestruzzo								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	60	[cm]	C32/40	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]		R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		E_c	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	5.4	[cm]		ϵ_{cu}	0.35%						
Altezza utile sezione	d	30.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	u_1	625	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.81	[-]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	1071.5	[kN]									
Area armatura dir1	A_s	12.18	[cm ²]	ρ_1	0.004							
Area armatura dir2	A_s	12.18	[cm ²]	ρ_2	0.004							
Percentuale armatura medio	ρ	0.004	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	240	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{Ed}	1.68	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.30	VERIFICATO									
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0.64	[Mpa]									
	v_{min}	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.27	ARMATURA NECESSARIA									



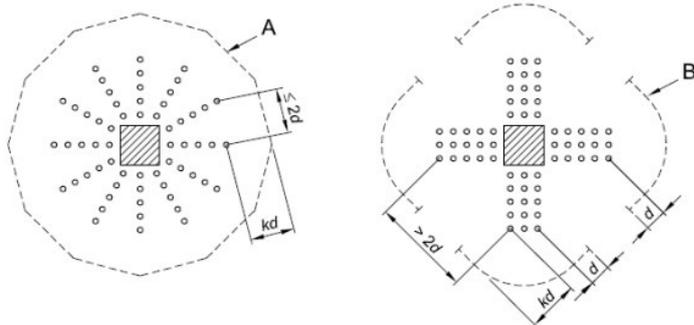
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento									
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	23.0	[cm]			Diametro spilli	ϕ	10	[mm]
Distanza spilli	s_r	20	[cm]	OK		Numero spilli serie su perimetro	n	12	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	9.2	[cm]			Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	36	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	15.3	[cm]			Inclinazione armature	α	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	a_1	15	[cm]	OK		Area totale armatura taglio	A_{sw}	2827	[mm ²]
						Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	326.5	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	794.6	[cm]						
Distanza max dal pilastro	a_u	42.36	[cm]			Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.49	[Mpa]
							$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.43	VERIFICATO
Numero di serie spilli	n	3	[-]						
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	55	[cm]	OK					

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$

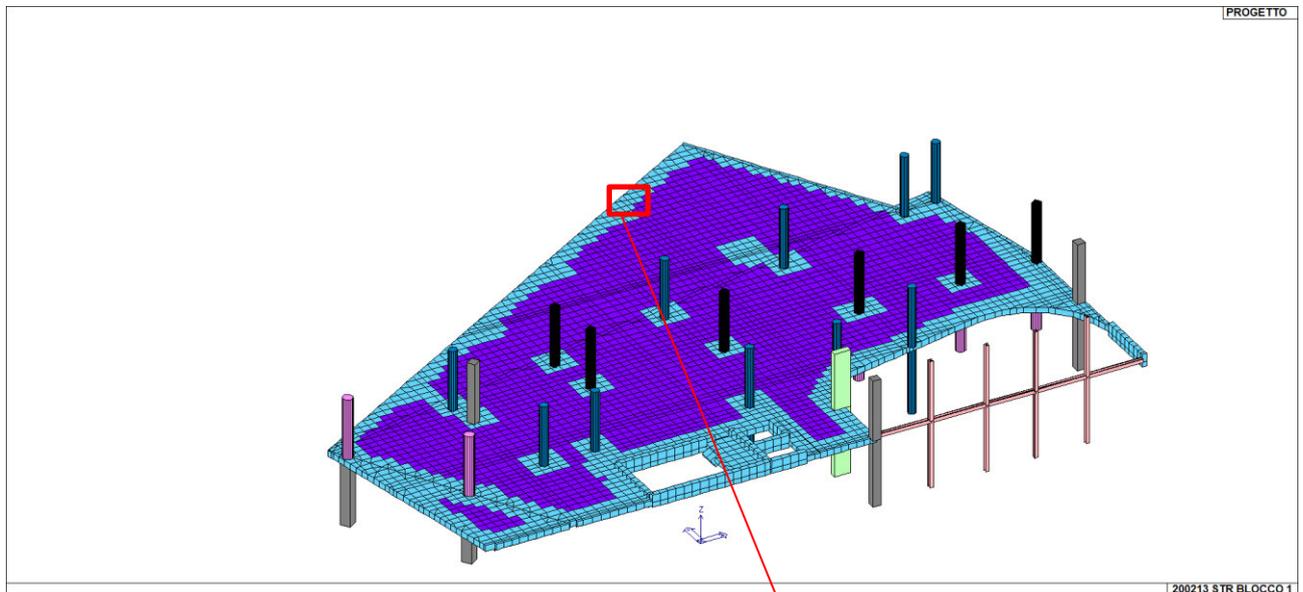


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

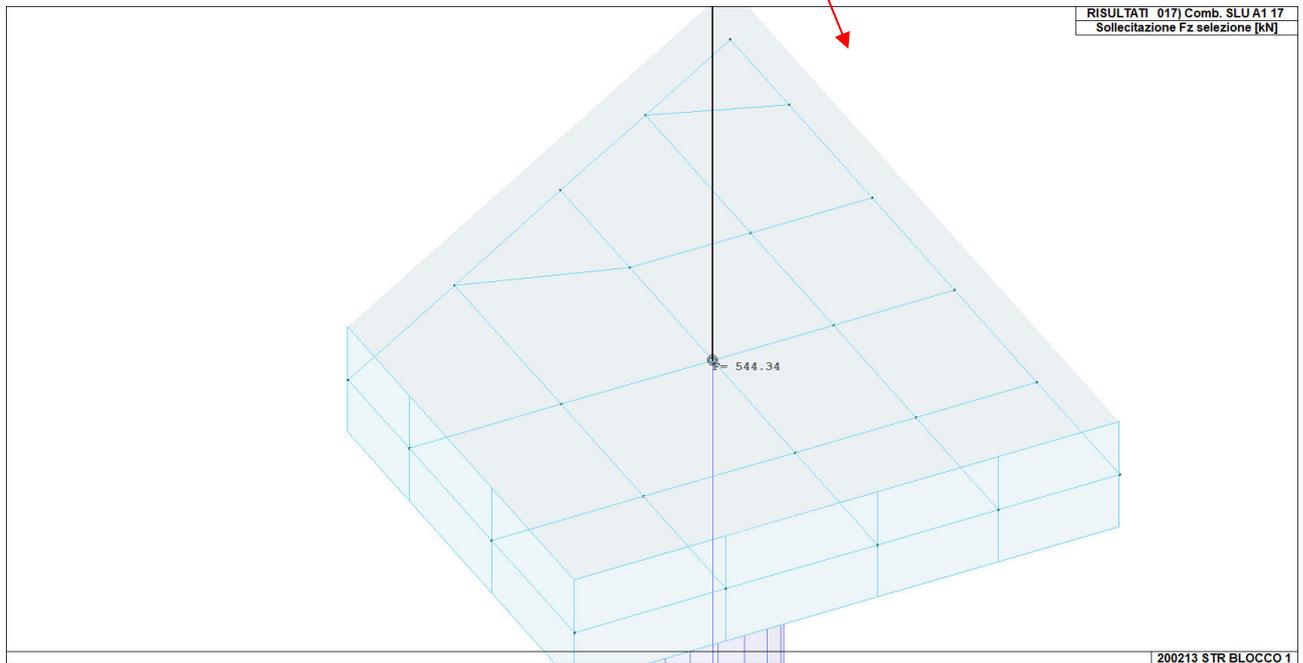


23.5.2

PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO



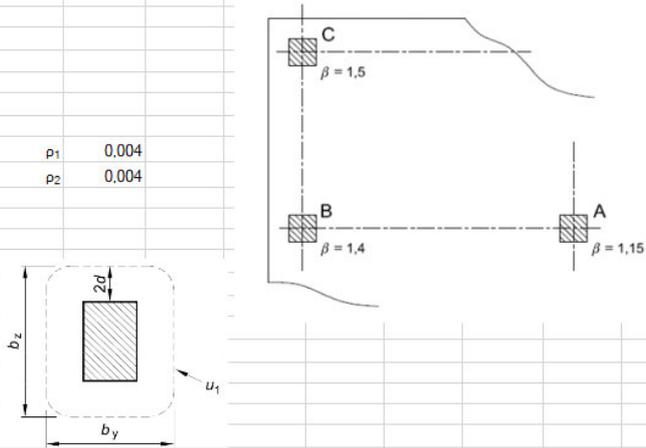
Per pilastro di bordo la reazione massima è pari 544,34 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO D40		MATERIALI			
pilastro di bordo	β	1.4	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c_1	40	[cm]	B450C	E_s	210000	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c_2	40	[cm]		ν_s	1.15	
Perimetro pilastro	u_0	120	[cm]	Calcestruzzo	f_{cd}	391.3	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]	C32/40	ϵ_s	0.19%	
Copriferro	c	5.4	[cm]		γ_c	1.5	f_{cd}
Altezza utile sezione	d	30.6	[cm]		α_{cc}	0.85	f_{ctm}
Perimetro a distanza 2d	u_1	312	[cm]		E_c	33346	[Mpa]
					ϵ_{cu}	0.35%	
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]				
Coefficiente	k	1.81	[-]				
Taglio sollecitante	V_{Ed}	544.34	[kN]				
Area armatura dir1	A_{s1}	12.18	[cm ²]	ρ_1	0.004		
Area armatura dir2	A_{s2}	12.18	[cm ²]	ρ_2	0.004		
Percentuale armatura medio	ρ	0.004	[-]				
Verifica filo pilastro							
Perimetro pilastro	u_0	120	[cm]				
Taglio sollecitante	V_{Ed}	2.08	[Mpa]				
Coefficiente	v	0.61	[-]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.38	VERIFICATO				
Verifica a distanza 2d							
Taglio sollecitante	V_{Ed}	0.80	[Mpa]				
	v_{min}	0.48	[Mpa]				
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.57	ARMATURA NECESSARIA				



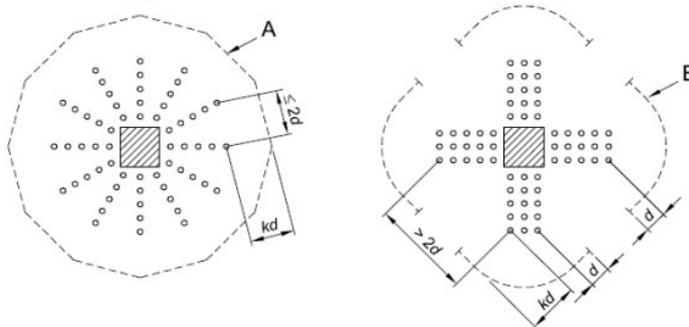
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento							
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	23,0	[cm]	Diametro spilli	ϕ	10	[mm]
Distanza spilli	s_r	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	8
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	9,2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	24
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	15,3	[cm]		Inclinazione armature	α	90
Distanza spilli dal pilastro	a_1	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	1885
					Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	326.5
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	491.4	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.86
Distanza max dal pilastro	a_u	6.84	[cm]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.43
							VERIFICATO
Numero di serie spilli	n	3	[-]				
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	55	[cm]	OK			

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$

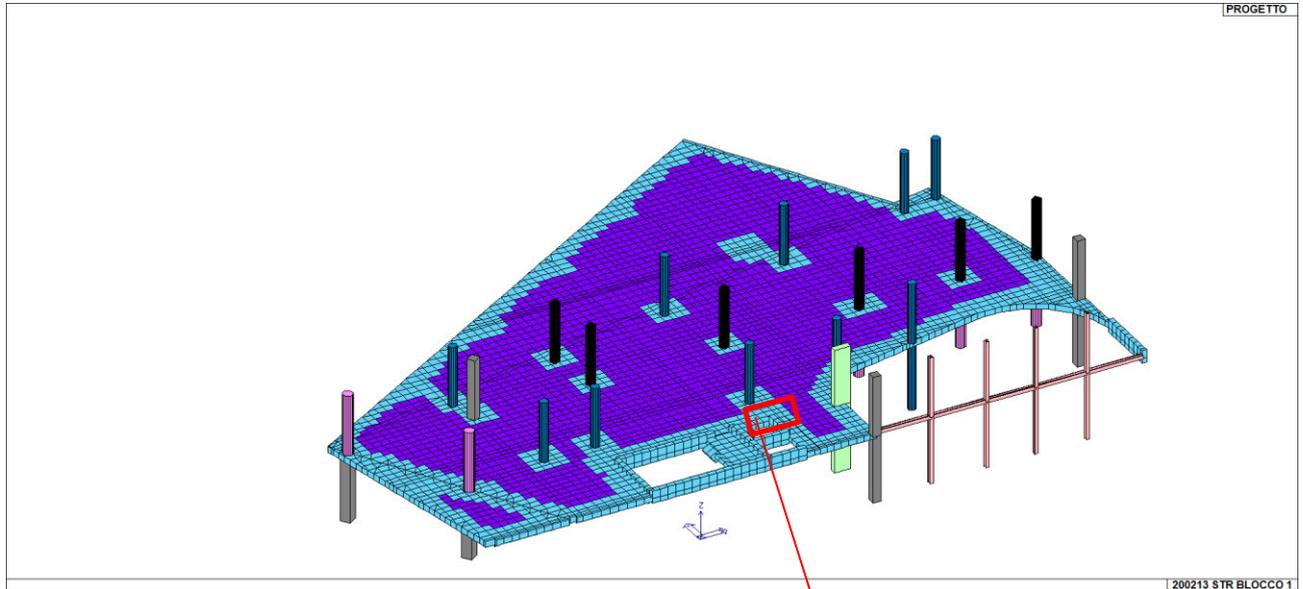




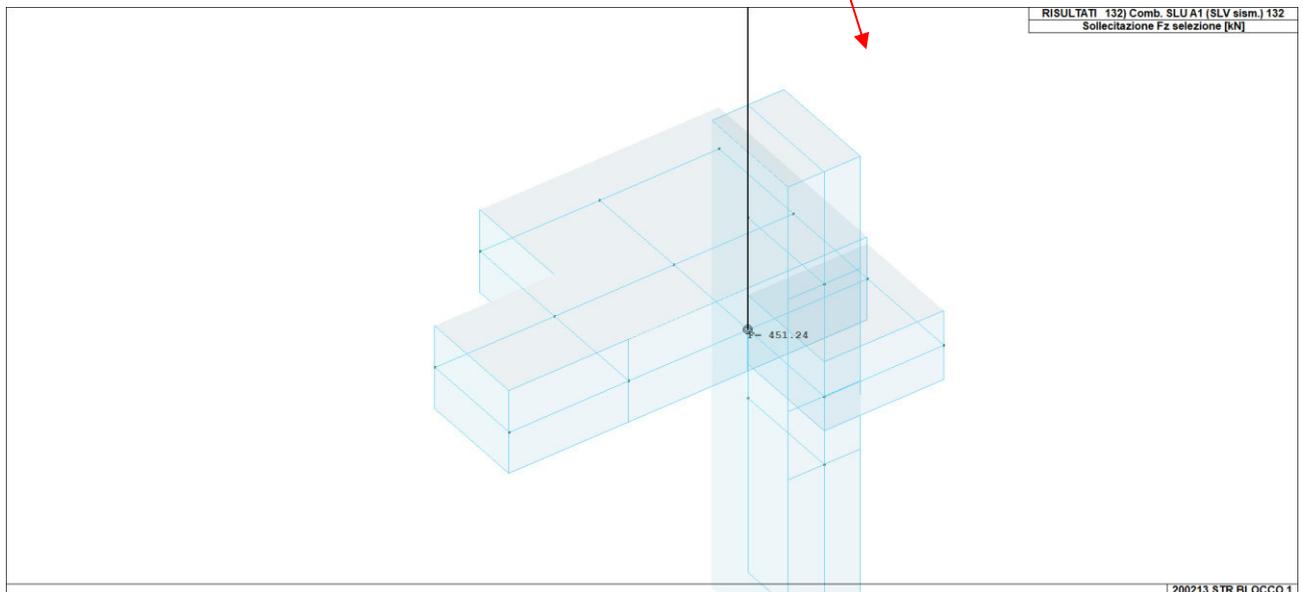
Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

23.5.3

PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO



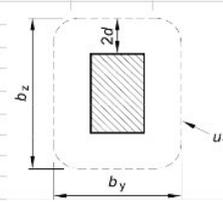
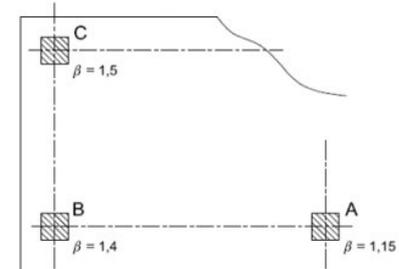
Per i setti la reazione massima sullo spigolo è pari 451,24 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO SETTO		MATERIALI								
pilastro d'angolo	β	1.5	[-]	Acciaio	f_{yk}	450	[Mpa]	v_s	1.15	f_{yd}	391.3	[Mpa]
				B450C	E_s	210000	[Mpa]			ϵ_s	0.19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c_1	30	[cm]	Calcestruzzo	f_{ck}	32	[Mpa]	γ_c	1.5	f_{cd}	18.1	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c_2	30	[cm]	C32/40	R_{ck}	40	[Mpa]	α_{cc}	0.85	f_{ctm}	3.0	[Mpa]
Perimetro pilastro	u_0	60	[cm]		E_c	33346	[Mpa]			ϵ_{cu}	0.35%	
Altezza sezione	H	36	[cm]									
Copriferro	c	5.4	[cm]									
Altezza utile sezione	d	30.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	u_1	156	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.81	[-]									
Taglio sollecitante	V_{ed}	451	[kN]									
Area armatura dir1	A_s	12.18	[cm ²]	ρ_1	0.004							
Area armatura dir2	A_s	12.18	[cm ²]	ρ_2	0.004							
Percentuale armatura medio	ρ	0.004	[-]									
Verifica filo pilastro												
Perimetro pilastro	u_0	60	[cm]									
Taglio sollecitante	V_{ed}	3.68	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.67	VERIFICATO									
Verifica a distanza 2d												
Taglio sollecitante	V_{ed}	1.42	[Mpa]									
	v_{min}	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	2.79	ARMATURA NECESSARIA									



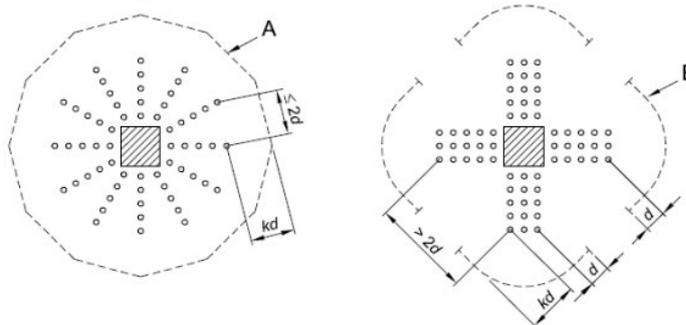
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento								
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	23.0	[cm]		Diametro spilli	ϕ	10	[mm]
Distanza spilli	s_r	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	7	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	a_{1min}	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	21	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	a_{1max}	15.3	[cm]		Inclinazione armature	α	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	a_1	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	A_{sw}	1649	[mm ²]
					Resistenza di progetto efficace acc	f_{ywd}	326.5	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	u_{out}	436.2	[cm]					
Distanza max dal pilastro	a_u	4.43	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	2.97	[Mpa]
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.48	VERIFICATO
Numero di serie spilli	n	3	[-]					
Distanza ultima serie spilli	a_{ud}	55	[cm]	OK				

Legenda

- A Perimetro u_{out}
- B Perimetro $u_{out,ef}$



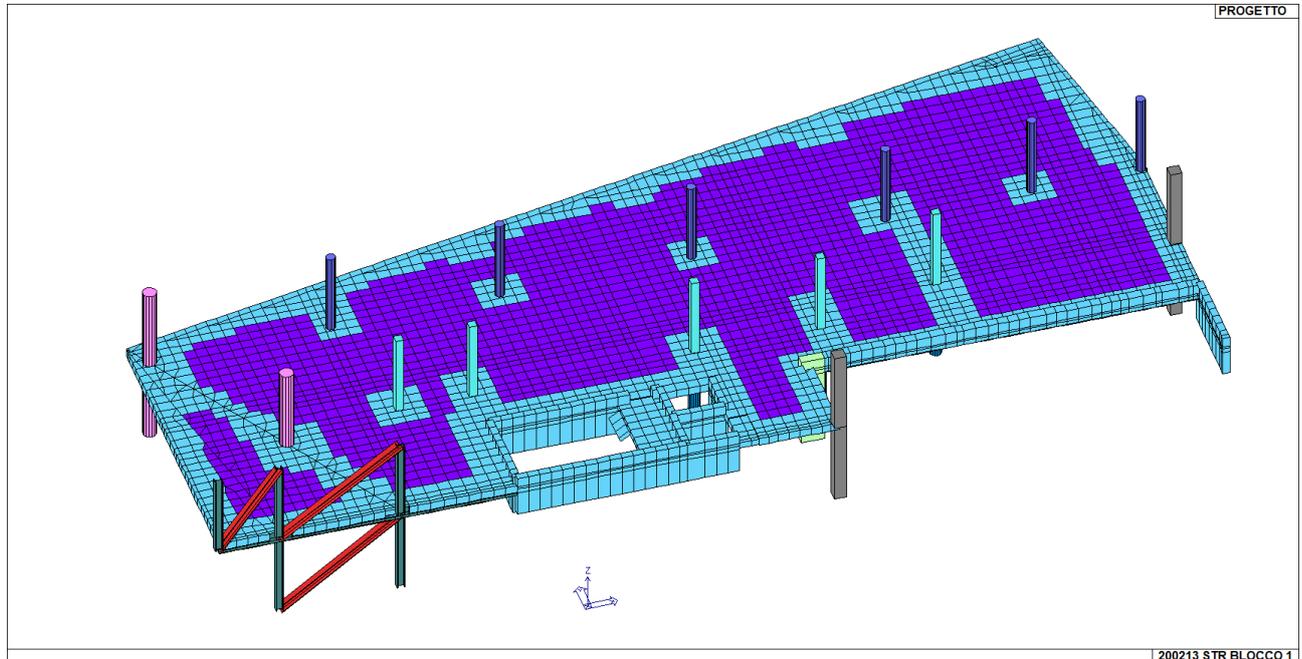
Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.



24. VERIFICA SOLAIO SECONDO PIANO

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 36 cm



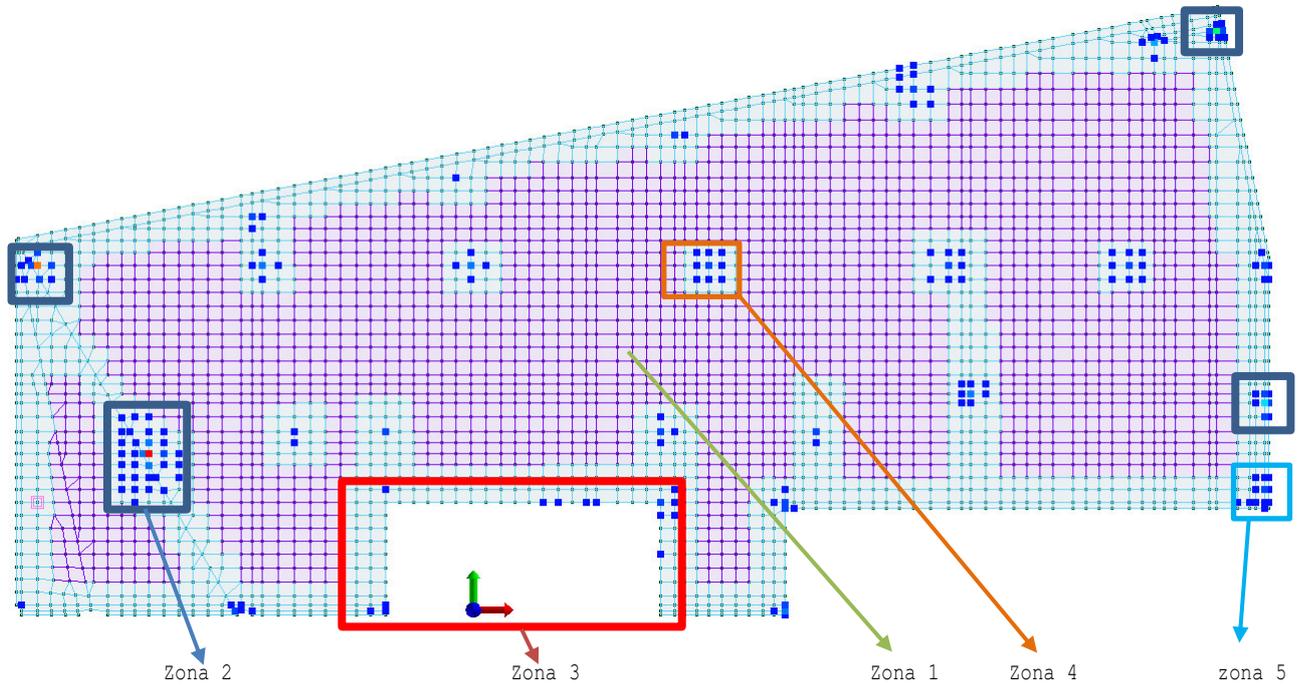
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,17\% \rightarrow 100*36*0,0017 = 6,12\text{cm}^2$. Si è scelto di utilizzare come armatura di base $12,18\text{cm}^2$ che corrisponde a $1\phi 16/16,5$.

Per le verifiche si sono individuate 3 macro zone:

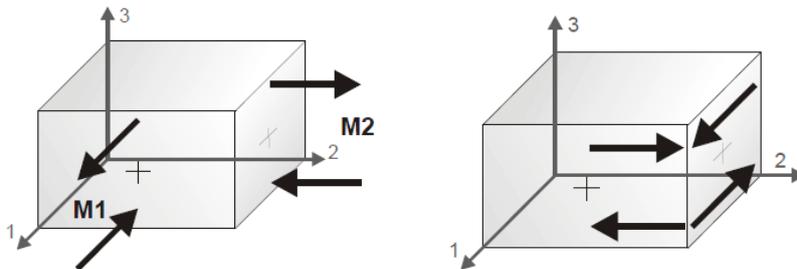
- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura integrativa pilastri più sollecitati;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa vano scala;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa tutti pilastri;
- Zona 5 - verifica armatura integrativa setto laterale.



Di seguito è riportata la mappa delle zone in cui l'armatura di base non è sufficiente:



Per la convenzione del software il momento negativo sulle piastre tende le fibre inferiori inoltre la direzione X è la direzione orizzontale rispetto al piano della platea mentre la direzione Y è la direzione verticale rispetto al piano della platea.



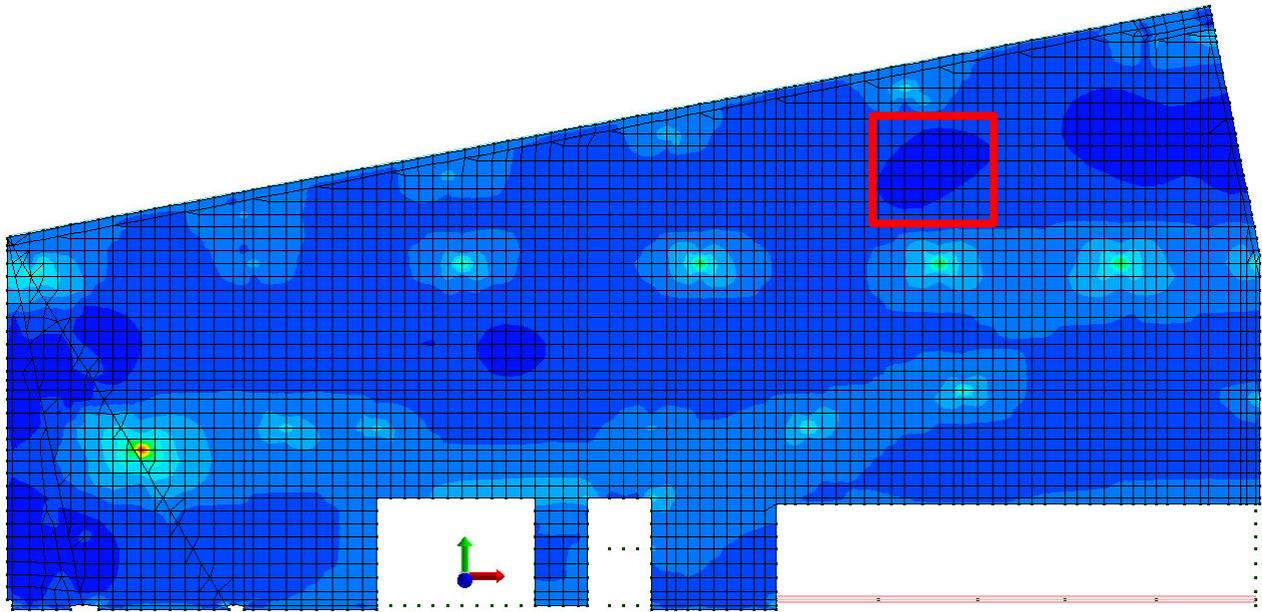
Le sollecitazioni che il programma restituisce sono:

- Somma M1-1 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 in direzione x e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto;
- Somma M2-2 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 in direzione y e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto.



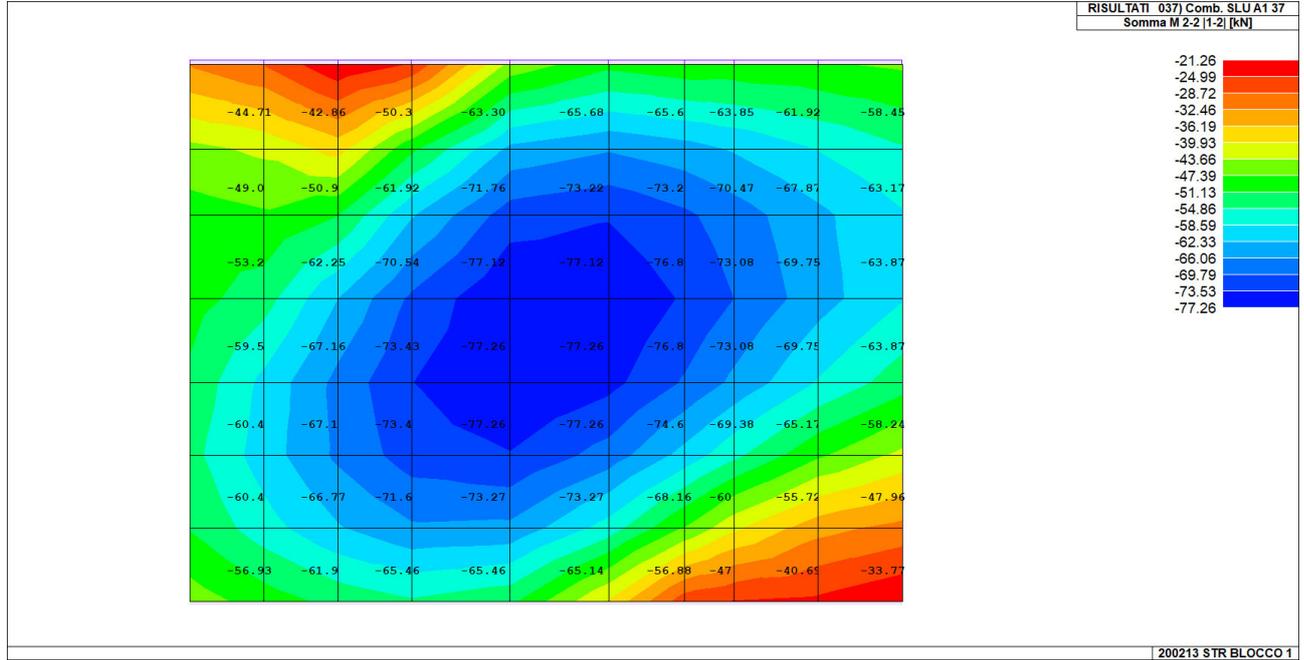
24.1 VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5

Si è considerato la porzione di soletta con le sollecitazioni maggiori.



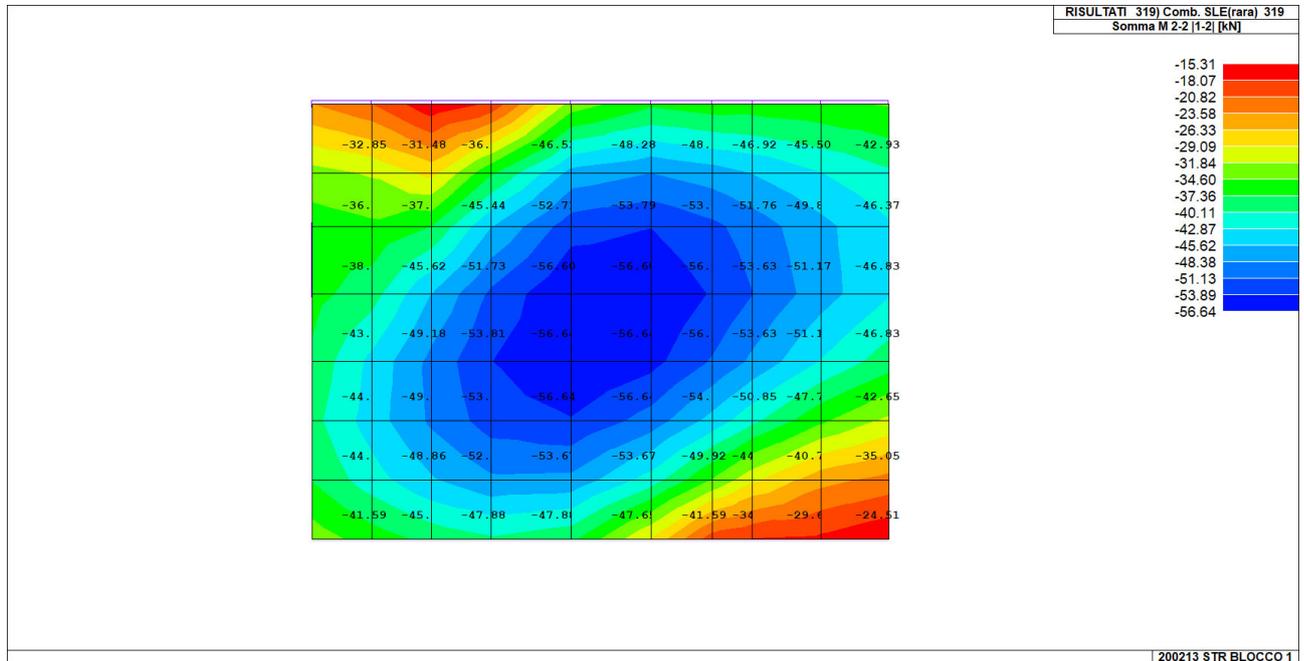


MOMENTO MAX SLU



Il momento max è in direzione x ed è pari a -77,26 kNm/m

MOMENTO SLE - RARA



Il momento considerato è pari a -56,64 kNm/m