

PROGETTAZIONE DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA CONNESSA ALLA
RIQUALIFICAZIONE E AL POTENZIAMENTO DEL PALASPORT DI VIA DELLE TAGLIATE MEDIANTE
SOSTITUZIONE EDILIZIA

COMMITTENTE



Città di Lucca

COMUNE DI LUCCA
Via S. Giustina n. 32 (Palazzo
Parensi) – 55100 Lucca

CUP: J68E23000100004
CIG: B19F986BDD

Responsabile Unico del Procedimento: Ing. Antonella Giannini

RTP - MANDATARIA

ATI | Project
CREATING A BETTER REALITY

ATI PROJECT S.R.L.
Via G.B. Picotti 12/14
56124 - Pisa
Tel.: +39 050578460

RTP - MANDANTI



HELIOPOLIS 21 ARCHITECTS
Via Turati 35/b
56017 Arena Metato (PISA)
Tel.: +39 050812007



3E INGEGNERIA
Via G. Volpe 92
56121 PISA
Tel.: +39 05044428



SAMA SCAVI ARCHEOLOGICI
Via Gasperina 45
00118 ROMA
Tel.: +39 0692091221



DOTT. AGRON. FABRIZIO BUTTÈ
Viale S.Anna 19
28922 Verbania (VCO)
Tel.: +39 0323502604

DATI DI PROGETTO

DATA	N° PROGETTO	NOME PROGETTO
06.11.2025	2706-24	PPP FTE D-N Palasport Lucca (LU)

REVISIONI

N°	MOTIVAZIONE	DATA
00	Consegna PFTE	31.07.2025
01	Revisione PFTE	06.11.2025

DOCUMENTO

Copyright © by ATIproject

STATO DI PROGETTO

Relazione geotecnica e delle fondazioni

Codice Elaborato:

2706_F_00_SP_ST00_D_19_IFD-0_01_01

Scala:

-

GLI ELABORATI DEFINITIVI ARCHITETTONICI SONO DA LEGGERSI UNITAMENTE A QUELLI STRUTTURALI ED IMPIANTISTICI. EVENTUALI DISCREPANZE PRESENTI TRA GLI ELABORATI DELLE VARIE DISCIPLINE DEVONO ESSERE COMUNICATE TEMPESTIVAMENTE AI PROGETTISTI.

È VIETATA LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE ELABORATO TECNICO CON QUALESiasi MEZZO, COMPRESO LA FOTOCOPIA, QUALORA NON AUTORIZZATA DA ATIPROJECT.

2706	F	00	SP	ST	00	D	19	IFD	0	01	01
CODICE	LIVELLO	EDIFICIO	STATO	DISCIPLINA	SOTTODISCIPLINA	CATEGORIA	TIPO	PIANO	SETTORE	PROGR	REV
LAVORO	PROGETTAZIONE						DOCUMENTO				

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA	6
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	6
7. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO.....	7
7.1 CAMPAGNA DI INDAGINI.....	7
7.2 ANALISI DELLE PROVE IN SITU.....	9
7.3 ANALISI DELLE PROVE DI LABORATORIO	16
7.4 STRATIGRAFIA TIPO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	16
8. DEFINIZIONE DELLE AZIONI.....	18
8.1 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	19
8.2 SOVRACCARICHI.....	20
8.3 AZIONI DI SPINTA DELLE TERRE	21
8.4 AZIONI DI SOTTOSPINTA IDRAULICA.....	24
9. METODI DI ANALISI	25
10. MODELLAZIONE NUMERICA	26
10.1 MODELLO 1	26
10.2 MODELLO 2	28
10.3 CODICI DI CALCOLO ED INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE	31
10.3.1 Software e hardware	31
10.3.2 Modalità di input e output	31
10.3.3 Validazione dei codici utilizzati	31
10.3.4 Definizione del modello numerico	31
10.3.4.1. Unità di misura e sistemi di riferimento	31
10.3.4.2. Nodi e gradi di libertà	31
10.3.4.3. Modello FEM	32
11. VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALE	34
11.1 GENERALITÀ.....	34

11.2 COPRIFERRO ELEMENTI A PIASTRA E MODIMENTONALI.....	35
11.3 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE PLATEE IN CALCESTRUZZO	36
11.3.1 Verifiche di resistenza a flessione	36
11.3.1.1. Platea spessore 80 cm	37
11.3.1.2. Platea spessore 60 cm	43
11.3.1.3. Platea spessore 30 cm	47
11.3.2 Verifiche di resistenza a taglio – punzonamento	50
11.3.2.1. Platea spessore 80 cm	50
11.3.2.2. Platea spessore 60 cm	57
11.3.2.3. Platea spessore 30 cm	61
11.4 VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI A PIASTRA DEI MURI CONTRO TERRA	65
11.4.1 Muro con vincolo sommitale	65
11.4.1.1. Verifica a flessione	65
11.4.1.2. Verifica a taglio	71
11.4.2 Muro senza vincolo sommitale	73
11.4.2.1. Verifica a flessione	75
11.4.2.2. Verifica a taglio	76
12. VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE.....	77
12.1 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE	79
12.1.1 Scelta dei parametri di resistenza del terreno	81
12.1.2 Metodologia di verifica.....	81
12.1.3 Capacità portante in condizioni DRENATE	83
12.1.4 Capacità micropali.....	88
12.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI	90
12.2.1 Calcolo dei cedimenti assoluti	90
12.2.2 Costante di sottofondo	95
12.2.3 Calcolo dei cedimenti differenziali	96
12.3 AGGOTTAMENTO ACQUA IN FASE DI CANTIERE	99

1. PREMESSA

La presente Relazione Geotecnica e delle fondazioni è parte del progetto di fattibilità tecnico-economica delle opere strutturali per la realizzazione dell'edificio in oggetto.

Tipologia edificio	Impianto sportivo
Denominazione	Palasport di Via delle Tagliate
Luogo (comune e provincia)	Lucca (LU)

Lo scopo della relazione in oggetto è quello di illustrare tutte le ipotesi generali poste alla base del calcolo, sviluppate per l'analisi delle fondazioni, dell'interazione terreno struttura e per le verifiche geotecniche, le azioni prese in conto, le principali caratteristiche meccaniche dei materiali e del terreno, i principi di modellazione utilizzati, i tipi di analisi svolte ed i modelli costitutivi dei materiali utilizzati.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I principali riferimenti normativi adottati per lo svolgimento dell'incarico e, in particolare, per la redazione del presente documento sono contenuti all'interno della Relazione Tecnica delle Strutture alla quale si rimanda.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'arena, di superficie complessiva di circa 5500 mq, presenta un piano interrato di circa 4 m e un'elevazione fuori terra di circa 12 m in gronda e 15 al colmo.

Le strutture di fondazione sono costituite da una platea con differenti spessori a estradosso costante. In particolare, la platea presenta uno spessore di 80 cm sotto i pilastri più esterni e 60 cm sotto i pilastri più interni, 30 cm sotto la zona da gioco. Le pareti controterra presentano uno spessore di 35 cm.

La struttura ha dimensioni in pianta circa 70x84 m, il blocco principale è progettato come un telaio in calcestruzzo armato con pilastri esterni 60x150 cm, pilastri interni 60x100 e trave porta gradoni 60x80, trave di collegamento dei telai L 32x80-40x107 cm. I gradoni sono di tipo prefabbricato a sezione a L 13x45-10x84 cm. La soletta di piano terra presenta spessore 30 cm e nelle zone di aggetto presenta delle mensole di irrigidimento collegate ai pilastri di dimensioni 60x60 cm con stesso estradosso della soletta.

Nel lato est sono presenti due nuclei simmetrici in c.a. di dimensioni lorde 6.2 x 8.5 m e altezza dal piano di fondazione di circa 12 m, strutturalmente indipendenti dal blocco principale con setti di spessore 25 cm.

Sull'intero perimetro dell'edificio si sviluppa una facciata realizzata con cuscini in ETFE sostenuti da una struttura metallica di altezza massima pari a circa 12 m vincolata agli elementi verticali in calcestruzzo armato e alla copertura in acciaio.

La copertura a falde è realizzata tramite una rete reticolare spaziale in acciaio ad altezza variabile con giunti a nodi sferici. Presenta un'altezza all'imposta di circa 2.5 m e di circa 5 m in mezzeria e una luce di circa 63 m. Le sezioni sono di tipo tubolare e presentano diametri e spessori variabili. La copertura poggia su 18 elementi verticali in calcestruzzo armato distribuiti uniformemente sul perimetro tramite appoggi scorrevoli nelle direzioni trasversali.

4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA

Per i valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica assunti per il caso in oggetto si rimanda alla Relazione Tecnica delle Strutture.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le specifiche sulle caratteristiche dei materiali si rimanda alla Relazione Tecnica delle Strutture.

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Si rimanda alla Relazione Tecnica delle Strutture per le considerazioni sulla valutazione della sicurezza, criteri di verifica, obiettivi e metodi.

7. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO

Per la redazione di questo capitolo e per la definizione dei parametri geotecnici utili ai fini del calcolo e delle verifiche di cui in oggetto viene fatto riferimento a quanto riportato nella Relazione Geologica comprensivamente delle relazioni tecniche allegate dei risultati delle prove in situ e di laboratorio.

7.1 CAMPAGNA DI INDAGINI

La caratterizzazione geotecnica del terreno in esame è stata effettuata grazie alle indagini geotecniche eseguite tra il mese di maggio e giugno dell'anno 2025.

Allo scopo di determinare le caratteristiche litologiche e stratigrafiche dei terreni presenti sono state condotte le seguenti indagini per la cui ubicazione si rimanda alle planimetrie di dettaglio presenti nella Relazione Geologica.

- n. 9 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) andate tutte a rifiuto a profondità comprese tra 4.40 e 9 m dal p.c.;
- n. 1 sondaggio geognostico a caroggio continuo spinto sino alla profondità di 35 m dal p.c. attrezzato per prova Down hole;
- n. 1 sondaggio geognostico a caroggio continuo spinto sino alla profondità di 20 m dal p.c. allestito con piezometro a tubo aperto;
- n. 1 sondaggio geognostico a caroggio continuo spinto sino alla profondità di 20 m dal p.c. allestito con piezometro a tubo aperto;
- n. 1 sondaggio geognostico a caroggio continuo spinto sino alla profondità di 3 m dal p.c.;
- n. 5 prove SPT in foro;
- Prelievo n. 2 campioni indisturbati da ogni sondaggio profondo;
- Prelievo n. 2 campioni rimaneggiati da ogni sondaggio profondo;
- Installazione di n.1 piezometro a tubo aperto in PVC, di lunghezza pari a 20 m;
- Installazione di n.1 tubo in PVC, di lunghezza pari a 35, per predisposizione prova geofisica Down-Hole;
- Prove di laboratorio per la caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- n.1 prospezioni sismiche con metodo Down-Hole;
- n.2 indagini geofisiche MASW;
- n.1 Misure di rumore a stazione singola (HVSR).

Oltre alle suddette indagini sono stati utilizzati i profili sismici acquisiti nel lotto adiacente acquisiti nell'ambito del progetto di realizzazione della palestra di pugilato.

Il report completo delle indagini e delle analisi svolte è riportato nella Relazione Geologica.

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione delle indagini eseguite ex novo:

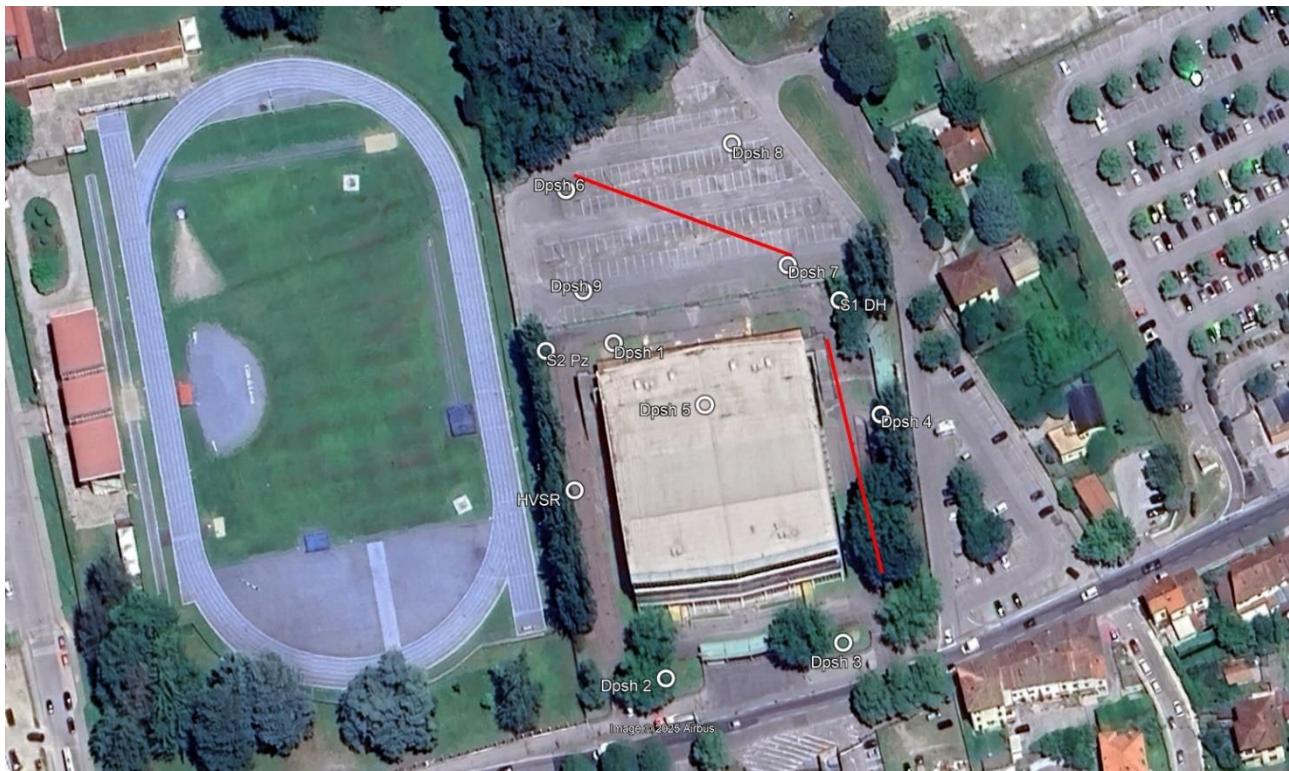


Figura 7-1 - Ubicazione indagini eseguite ex novo

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione delle indagini esistenti:

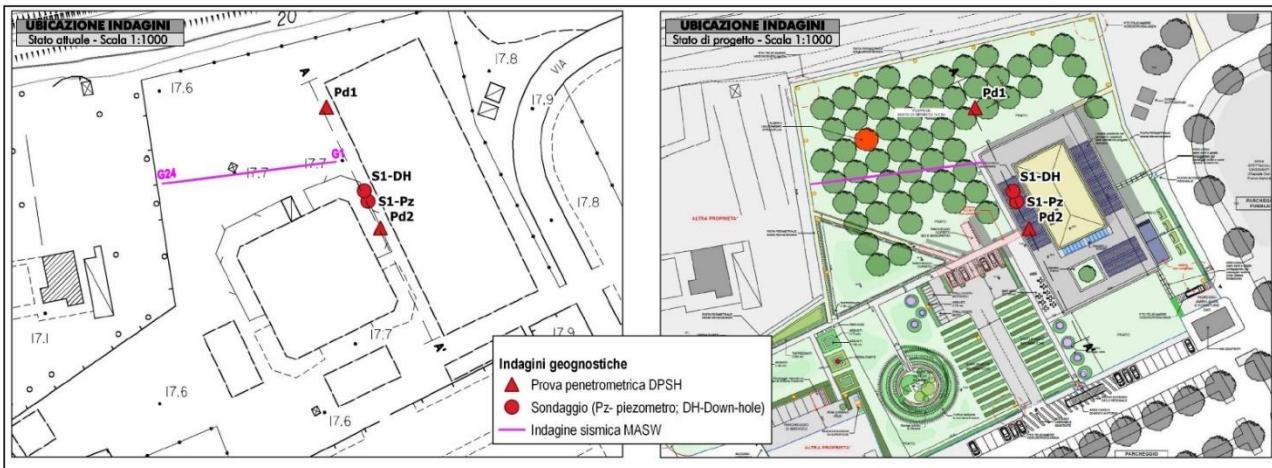


Figura 7-2 Ubiacazione indagini esistenti eseguite per la realizzazione della palestra di pugilato

Per una completa disamina sui risultati delle prove si rimanda alla *Relazione Geologica*; tali risultati costituiscono la base della definizione del modello geotecnico di calcolo descritto nei paragrafi successivi.

7.2 ANALISI DELLE PROVE IN SITU

Per la definizione dell'angolo di resistenza al taglio si fa riferimento alle correlazioni di Schmertmann (1978) e a quanto sintetizzato da Youd e Idriss (2001) per ciò che concerne la normalizzazione del numero di colpi a N_{1,60}. In sostanza, nel caso in oggetto si può pensare di riscrivere la relazione come segue.

$$N_{1,60} = C_N \cdot N_{60}$$

$$N_{60} = C_E C_R(z) C_{AP} \cdot N$$

Dove:

$$C_E = \frac{ER}{60}$$

coefficiente correttivo rendimento energetico strumentale. Nel

caso delle prove DPSH lo strumento ha un rendimento pari al 73%, di conseguenza il fattore assume valore pari a 1.22, mentre nel caso di prova penetrometrica standard il fattore è unitario.

$$C_R(z) = \begin{cases} 0.75 & z < 3m \\ 0.80 & 3m < z \leq 4m \\ 0.85 & 4m < z \leq 6m \\ 0.95 & 6m < z \leq 10m \\ 1.00 & z > 10m \end{cases} \quad \text{correzione del rendimento energetico per lunghezza aste}$$

$$C_N = \min \left| \sqrt{\frac{98.1}{\gamma' z}} \right| \quad \text{coefficiente correttivo tensione litostatica}$$

$$C_{AP} = \frac{AP_{SPT}}{AP_{prova}} \quad \text{coefficiente correttivo avanzamento punta. Nel caso delle prove DPSH}$$

l'avanzamento per il quale si misurano i colpi è pari a 20 cm, di conseguenza il fattore assume valore pari a 1.5, mentre nel caso di prova penetrometrica standard il fattore è unitario.

Una volta ricavato N_{1,60} e nota la litologia, si può applicare Skempton (1986) per determinare la densità relativa:

$$DR = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{c_d}} [\%]$$

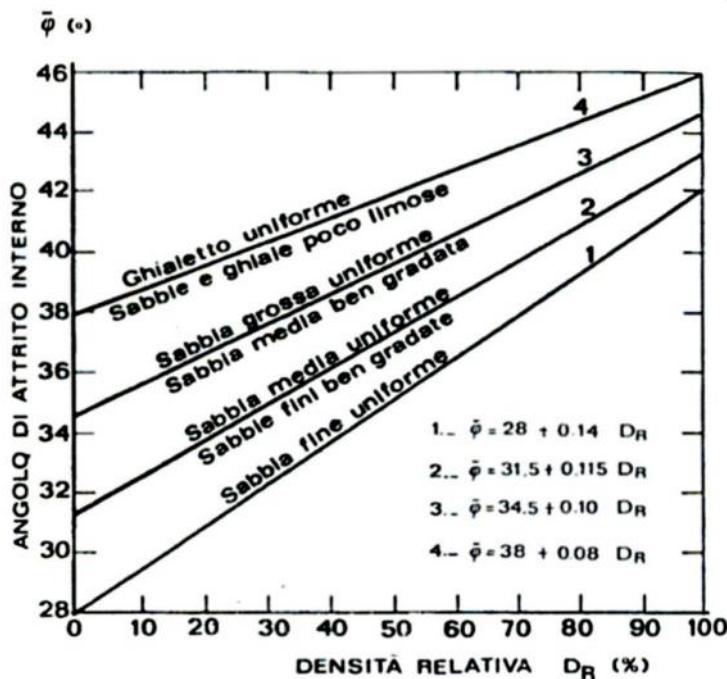


Figura 3: Schmertmann (1978)

Si considerano le due litologie individuate. Fino a 5 m circa, per lo strato di limi sabbiosi si utilizza la curva 1 relativa a sabba fine uniforme, e successivamente per le ghiaie si utilizza la curva 4 relativa a ghiaietto uniforme/ghiaie poco limose. Rispettivamente il parametro c_d assume valore 55 e 65.

Di seguito i calcoli relativi alle prove SPT.

S1												<i>min</i>	34.0
Profondità	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	curva	φ'
z (m)	Nr colpi	CR(z)	CE	CN	CAP CE CN	N1,60	c_d	DR	curva	-	-	-	-
1.5	9	0.75	0.7500	1.50	1.125	10.1	55	42.9	1	-	-	34.0	
3	18	0.8	0.8000	1.35	1.078	19.4	55	59.4	1	-	-	36.3	
4.5	31	0.85	0.8500	1.10	0.935	29.0	55	72.6	1	-	-	38.2	
7.5	53	0.95	0.9500	0.85	0.810	42.9	65	81.3	4	-	-	44.5	
12	59	1	1.0000	0.67	0.674	39.8	65	78.2	4	-	-	44.3	
S2												<i>min</i>	35.1
Profondità	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	curva	φ'
z (m)	Nr colpi	CR(z)	CE	CN	CAP CE CN	N1,60	c_d	DR	curva	-	-	-	-
1.5	39	0.75	0.7500	1.50	1.125	43.9	55	89.3	1	-	-	40.5	
3	13	0.8	0.8000	1.35	1.078	14.0	55	50.5	1	-	-	35.1	
4.5	41	0.85	0.8500	1.10	0.935	38.4	55	83.5	1	-	-	39.7	
7.5	52	0.95	0.9500	0.85	0.810	42.1	65	80.5	4	-	-	44.4	
12	55	1	1.0000	0.67	0.674	37.1	65	75.5	4	-	-	44.0	

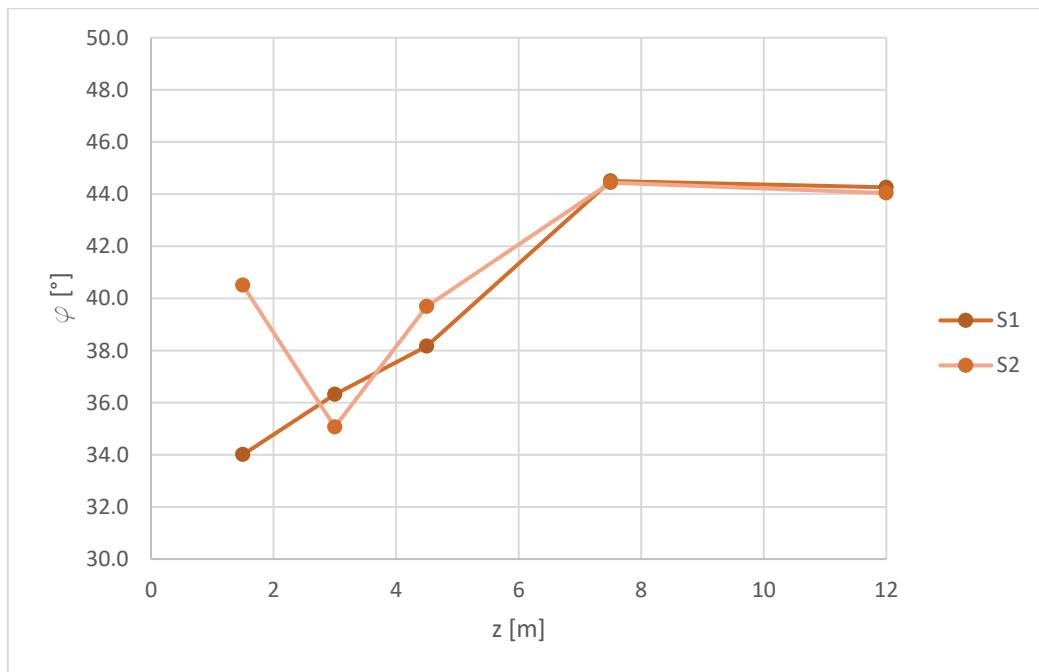


Figura 4: Grafico rappresentante la distribuzione dei valori dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità relativamente alle prove SPT.

Di seguito i calcoli relativi alle prove DPSH.

Profondità z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	N ₂₀
0.2	1	1	1	1	4	36	32	34	44	
0.4	2	1	1	1	7	13	16	27	20	
0.6	2	1	3	1	7	23	16	30	8	
0.8	3	1	7	1	7	13	5	14	5	
1	3	1	7	1	6	7	4	5	6	
1.2	4	1	5	1	7	4	3	3	3	
1.4	5	1	3	1	7	3	2	2	4	
1.6	2	1	2	1	5	2	4	3	3	
1.8	2	2	1	3	7	4	3	3	4	
2	3	2	3	2	7	4	4	13	3	
2.2	3	2	3	3	7	4	3	20	3	
2.4	3	3	2	8	8	7	7	14	3	
2.6	3	2	2	11	7	10	10	10	3	
2.8	5	2	2	6	9	37	11	8	9	
3	7	2	1	5	11	31	12	10	9	
3.2	5	2	2	7	16	10	7	23	7	
3.4	7	2	1	7	14	16	8	22	8	
3.6	5	2	1	8	17	5	9	12	9	
3.8	7	7	2	21	21	3	31	7	3	
4	14	8	10	21	19	6	27	4	9	
4.2	26	3	7	27	18	8	24	3	11	
4.4	21	10	10	31	17	7	18	4	8	
4.6	27	21	14	17	50	7	11	15	18	
4.8	14	7	13	17		14	12	21	17	
5	13	10	21	7		6	13	50	20	
5.2	8	7	16	7		8	14		13	
5.4	9	14	13	12		8	11		14	
5.6	14	21	4	13		10	12		12	
5.8	17	17	6	14		20	13		18	
6	21	19	14	14		29	14		11	
6.2	21	24	21	17		25	27		9	
6.4	50	22	26	24		24	32		9	
6.6	50	24	27		12	50			10	
6.8		11	27		12				21	
7		4	50		18				24	
7.2		11			18				27	
7.4		11			16				50	
7.6		9			4					
7.8		24			4					
8		29			9					
8.2		37			9					
8.4		50			3					
8.6					2					
8.8					14					
9					50					
9.2										

Prove DPSH: Distribuzione degli N₂₀ al variare della profondità per ogni prova.

Profondità z (m)	CR(z)	CE	CN	CAP CE CN	Cd	curva	1	2	3	4	5 N_{1,60}	6	7	8	9
0.2	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	2.1	2.1	2.1	2.1	8.2	73.9	65.7	69.8	90.3
0.4	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	4.1	2.1	2.1	2.1	14.4	26.7	32.9	55.4	41.1
0.6	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	4.1	2.1	6.2	2.1	14.4	47.2	32.9	61.6	16.4
0.8	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	6.2	2.1	14.4	2.1	14.4	26.7	10.3	28.7	10.3
1	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	6.2	2.1	14.4	2.1	12.3	14.4	8.2	10.3	12.3
1.2	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	8.2	2.1	10.3	2.1	14.4	8.2	6.2	6.2	6.2
1.4	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	10.3	2.1	6.2	2.1	14.4	6.2	4.1	4.1	8.2
1.6	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	4.1	2.1	4.1	2.1	10.3	4.1	8.2	6.2	6.2
1.8	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	4.1	4.1	2.1	6.2	14.4	8.2	6.2	6.2	8.2
2	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	6.2	4.1	6.2	4.1	14.4	8.2	8.2	26.7	6.2
2.2	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	6.2	4.1	6.2	6.2	14.4	8.2	6.2	41.1	6.2
2.4	0.75	0.9125	1.50	2.053	55	1	6.2	6.2	4.1	16.4	16.4	14.4	14.4	28.7	6.2
2.6	0.75	0.9125	1.45	1.982	55	1	5.9	4.0	4.0	21.8	13.9	19.8	19.8	19.8	5.9
2.8	0.75	0.9125	1.40	1.910	55	1	9.5	3.8	3.8	11.5	17.2	70.7	21.0	15.3	17.2
3	0.8	0.9733	1.35	1.968	55	1	13.8	3.9	2.0	9.8	21.6	61.0	23.6	19.7	17.7
3.2	0.8	0.9733	1.31	1.905	55	1	9.5	3.8	3.8	13.3	30.5	19.1	13.3	43.8	13.3
3.4	0.8	0.9733	1.27	1.848	55	1	12.9	3.7	1.8	12.9	25.9	29.6	14.8	40.7	14.8
3.6	0.8	0.9733	1.23	1.796	55	1	9.0	3.6	1.8	14.4	30.5	9.0	16.2	21.6	16.2
3.8	0.8	0.9733	1.20	1.748	55	1	12.2	12.2	3.5	36.7	36.7	5.2	54.2	12.2	5.2
4	0.85	1.0342	1.17	1.811	55	1	25.4	14.5	18.1	38.0	34.4	10.9	48.9	7.2	16.3
4.2	0.85	1.0342	1.14	1.767	55	1	45.9	5.3	12.4	47.7	31.8	14.1	42.4	5.3	19.4
4.4	0.85	1.0342	1.11	1.726	55	1	36.3	17.3	17.3	53.5	29.3	12.1	31.1	6.9	13.8
4.6	0.85	1.0342	1.09	1.689	55	1	45.6	35.5	23.6	28.7	84.4	11.8	18.6	25.3	30.4
4.8	0.85	1.0342	1.07	1.653	55	1	23.1	11.6	21.5	28.1		23.1	19.8	34.7	28.1
5	0.85	1.0342	1.04	1.620	55	1	21.1	16.2	34.0	11.3		9.7	21.1	81.0	32.4
5.2	0.85	1.0342	1.02	1.588	55	1	12.7	11.1	25.4	11.1		12.7	22.2		20.6
5.4	0.85	1.0342	1.00	1.558	55	1	14.0	21.8	20.3	18.7		12.5	17.1		21.8
5.6	0.85	1.0342	0.99	1.530	55	1	21.4	32.1	6.1	19.9		15.3	18.4		18.4
5.8	0.85	1.0342	0.97	1.504	55	1	25.6	25.6	9.0	21.1		30.1	19.5		27.1
6	0.95	1.1558	0.95	1.652	55	1	34.7	31.4	23.1	23.1		47.9	23.1		18.2
6.2	0.95	1.1558	0.94	1.626	55	1	34.1	39.0	34.1	27.6		40.6	43.9		14.6
6.4	0.95	1.1558	0.92	1.600	55	1	80.0	35.2	41.6	38.4		38.4	51.2		14.4
6.6	0.95	1.1558	0.91	1.575	55	1	78.8	37.8	42.5			18.9	78.8		15.8
6.8	0.95	1.1558	0.90	1.552	55	1				17.1	41.9		18.6		32.6
7	0.95	1.1558	0.88	1.530	55	1				6.1	76.5		27.5		36.7
7.2	0.95	1.1558	0.87	1.508	55	1				16.6			27.2		40.7
7.4	0.95	1.1558	0.86	1.488	55	1				16.4			23.8		74.4
7.6	0.95	1.1558	0.85	1.468	55	1				13.2			5.9		
7.8	0.95	1.1558	0.84	1.449	55	1				34.8			5.8		
8	0.95	1.1558	0.83	1.431	55	1				41.5			12.9		
8.2	0.95	1.1558	0.82	1.413	55	1				52.3			12.7		
8.4	0.95	1.1558	0.81	1.397	55	1				69.8			4.2		
8.6	0.95	1.1558	0.80	1.380	55	1							2.8		
8.8	0.95	1.1558	0.79	1.364	55	1							19.1		
9	0.95	1.1558	0.78	1.349	55	1							67.5		
9.2	0.95	1.1558	0.77	1.334	55	1									

Prove DSPH: Distribuzione degli N_{1,60} al variare della profondità per ogni prova.

Profondità z (m)	1	2	3	4	5 DR [%]	6	7	8	9
0.2	19.3	19.3	19.3	19.3	38.6	85.0	85.0	85.0	85.0
0.4	27.3	19.3	19.3	19.3	51.1	69.7	77.3	85.0	85.0
0.6	27.3	19.3	33.5	19.3	51.1	85.0	77.3	85.0	54.6
0.8	33.5	19.3	51.1	19.3	51.1	69.7	43.2	72.3	43.2
1	33.5	19.3	51.1	19.3	47.3	51.1	38.6	43.2	47.3
1.2	38.6	19.3	43.2	19.3	51.1	38.6	33.5	33.5	33.5
1.4	43.2	19.3	33.5	19.3	51.1	33.5	27.3	27.3	38.6
1.6	27.3	19.3	27.3	19.3	43.2	27.3	38.6	33.5	33.5
1.8	27.3	27.3	19.3	33.5	51.1	38.6	33.5	33.5	38.6
2	33.5	27.3	33.5	27.3	51.1	38.6	38.6	69.7	33.5
2.2	33.5	27.3	33.5	33.5	51.1	38.6	33.5	85.0	33.5
2.4	33.5	33.5	27.3	54.6	54.6	51.1	51.1	72.3	33.5
2.6	32.9	26.8	26.8	63.0	50.2	60.0	60.0	60.0	32.9
2.8	41.7	26.4	26.4	45.6	55.9	85.0	61.8	52.7	55.9
3	50.0	26.8	18.9	42.3	62.7	85.0	65.5	59.8	56.7
3.2	41.6	26.3	26.3	49.2	74.5	58.9	49.2	85.0	49.2
3.4	48.5	25.9	18.3	48.5	68.6	73.3	51.9	85.0	51.9
3.6	40.4	25.6	18.1	51.1	74.5	40.4	54.2	62.6	54.2
3.8	47.2	47.2	25.2	81.7	81.7	30.9	85.0	47.2	30.9
4	67.9	51.3	57.4	83.1	79.1	44.4	85.0	36.3	54.4
4.2	85.0	31.0	47.4	85.0	76.0	50.7	85.0	31.0	59.4
4.4	81.2	56.0	56.0	85.0	73.0	46.9	75.2	35.4	50.1
4.6	85.0	80.3	65.6	72.2	85.0	46.4	58.1	67.9	74.3
4.8	64.9	45.9	62.5	71.5		64.9	60.1	79.4	71.5
5	61.9	54.3	78.6	45.4		42.0	61.9	85.0	76.7
5.2	48.1	45.0	68.0	45.0		48.1	63.6		61.3
5.4	50.5	63.0	60.7	58.3		47.6	55.8		63.0
5.6	62.4	76.4	33.4	60.1		52.7	57.8		57.8
5.8	68.2	68.2	40.5	61.9		73.9	59.6		70.2
6	79.4	75.6	64.9	64.9		85.0	64.9		57.5
6.2	78.8	84.2	78.8	70.9		85.0	85.0		51.6
6.4	85.0	80.0	85.0	83.6		83.6	85.0		51.2
6.6		85.0	82.9	85.0		58.6	85.0		53.5
6.8			55.7	85.0		58.2			77.0
7			33.4	85.0		70.8			81.7
7.2				54.9		70.3			85.0
7.4				54.6		65.8			85.0
7.6				49.0		32.7			
7.8				79.5		32.5			
8				85.0		48.4			
8.2				85.0		48.1			
8.4				85.0		27.6			
8.6						22.4			
8.8						58.9			
9						85.0			
9.2									

Prove DSPH: Distribuzione della densità relativa DR[%] al variare della profondità per ogni prova.

Profondità z (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	$\varphi [^{\circ}]$								
0.2	30.7	30.7	30.7	30.7	33.4	39.9	39.9	39.9	39.9
0.4	31.8	30.7	30.7	30.7	35.2	37.8	38.8	39.9	39.9
0.6	31.8	30.7	32.7	30.7	35.2	39.9	38.8	39.9	35.7
0.8	32.7	30.7	35.2	30.7	35.2	37.8	34.0	38.1	34.0
1	32.7	30.7	35.2	30.7	34.6	35.2	33.4	34.0	34.6
1.2	33.4	30.7	34.0	30.7	35.2	33.4	32.7	32.7	32.7
1.4	34.0	30.7	32.7	30.7	35.2	32.7	31.8	31.8	33.4
1.6	31.8	30.7	31.8	30.7	34.0	31.8	33.4	32.7	32.7
1.8	31.8	31.8	30.7	32.7	35.2	33.4	32.7	32.7	33.4
2	32.7	31.8	32.7	31.8	35.2	33.4	33.4	37.8	32.7
2.2	32.7	31.8	32.7	32.7	35.2	33.4	32.7	39.9	32.7
2.4	32.7	32.7	31.8	35.7	35.7	35.2	35.2	38.1	32.7
2.6	32.6	31.8	31.8	36.8	35.0	36.4	36.4	36.4	32.6
2.8	33.8	31.7	31.7	34.4	35.8	39.9	36.7	35.4	35.8
3	35.0	31.7	30.6	33.9	36.8	39.9	37.2	36.4	35.9
3.2	33.8	31.7	31.7	34.9	38.4	36.2	34.9	39.9	34.9
3.4	34.8	31.6	30.6	34.8	37.6	38.3	35.3	39.9	35.3
3.6	33.7	31.6	30.5	35.2	38.4	33.7	35.6	36.8	35.6
3.8	34.6	34.6	31.5	39.4	39.4	32.3	39.9	34.6	32.3
4	37.5	35.2	36.0	39.6	39.1	34.2	39.9	33.1	35.6
4.2	39.9	32.3	34.6	39.9	38.6	35.1	39.9	32.3	36.3
4.4	39.4	35.8	35.8	39.9	38.2	34.6	38.5	33.0	35.0
4.6	39.9	39.2	37.2	38.1	39.9	34.5	36.1	37.5	38.4
4.8	37.1	34.4	36.8	38.0		37.1	36.4	39.1	38.0
5	36.7	35.6	39.0	34.4		33.9	36.7	39.9	38.7
5.2	34.7	34.3	37.5	34.3		34.7	36.9		36.6
5.4	35.1	36.8	36.5	36.2		34.7	35.8		36.8
5.6	36.7	38.7	32.7	36.4		35.4	36.1		36.1
5.8	37.5	37.5	33.7	36.7		38.4	36.3		37.8
6	39.1	38.6	37.1	37.1		39.9	37.1		36.0
6.2	39.0	39.8	39.0	37.9		39.9	39.9		35.2
6.4	39.9	39.2	39.9	39.7		39.7	39.9		35.2
6.6		39.9	39.6	39.9		36.2	39.9		35.5
6.8			35.8	39.9		36.1			38.8
7			32.7	39.9		37.9			39.4
7.2				35.7		37.8			39.9
7.4				35.6		37.2			39.9
7.6				34.9					32.6
7.8				39.1					32.5
8				39.9					34.8
8.2				39.9					34.7
8.4				39.9					31.9
8.6									31.1
8.8									36.3
9									39.9
9.2									

Prove DSPH: Distribuzione degli angoli di resistenza al taglio al variare della profondità per ogni prova.

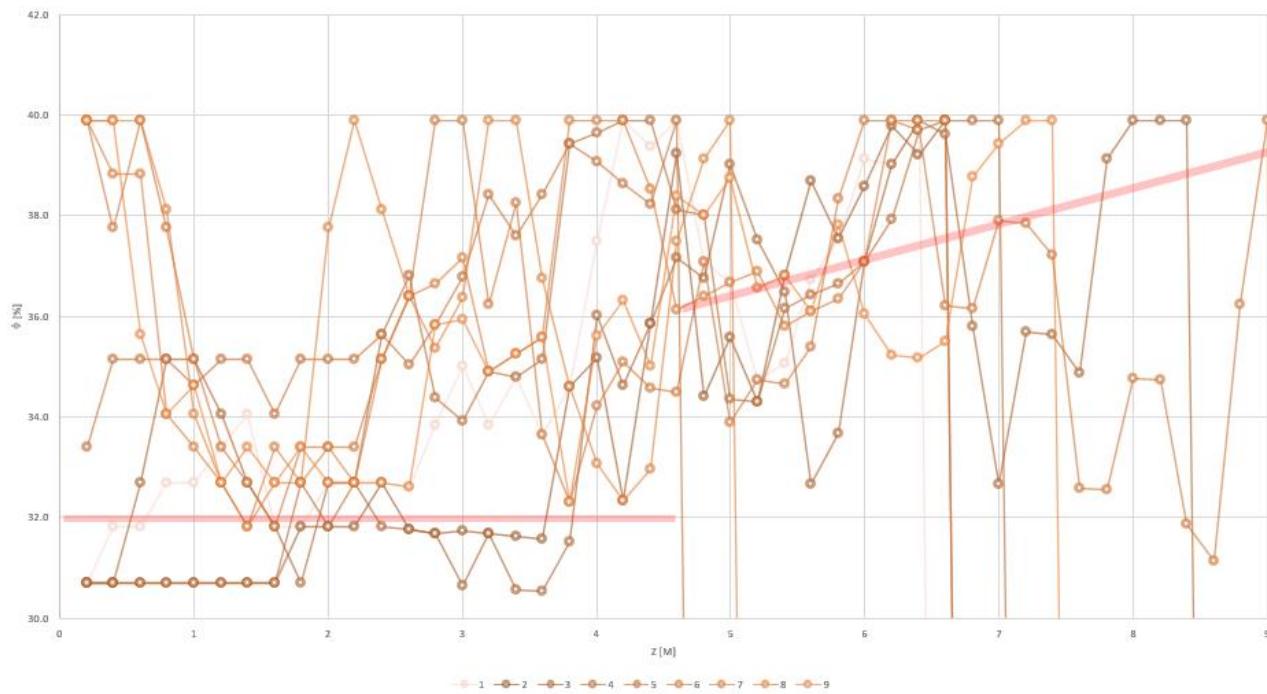


Figura 5: Grafico rappresentante la distribuzione dei valori dell'angolo di resistenza al taglio con la profondità relativamente alle prove DPSH.

7.3 ANALISI DELLE PROVE DI LABORATORIO

Le prove geotecniche di laboratorio, eseguite su otto campioni prelevati da due sondaggi (S1 e S2) a profondità comprese tra 1,9 m e 19,5 m.

1. Composizione granulometrica

- I campioni superficiali (S1-1 e S2-1/2) mostrano frazioni prevalentemente ghiaioso-sabbiose (fino al 90 %), con presenza marginale di limo e argilla (< 10 %).
- I campioni più profondi (S1-2 e S2-2, CR1, CR2) presentano un progressivo incremento della frazione limo-argillosa (fino a 80 %) e valori di plasticità media-alta ($LL \approx 46\%$, $IP \approx 15\%$).

2. Peso di volume e stato di consistenza

- I pesi di volume naturali variano tra $17,3 - 21,1 \text{ kN/m}^3$, con γ_{sat} compresi tra $18,9 - 22,3 \text{ kN/m}^3$, in linea con terreni da compatti a mediamente consistenti.
- I valori più elevati si riscontrano nei materiali ghiaioso-sabbiosi superficiali, mentre i minori appartengono ai livelli più fini e plasticci.

3. Inquadramento

generale

L'insieme delle analisi evidenzia una successione costituita da:

- uno strato più superficiale ghiaioso-sabbioso addensato, drenante e poco coesivo;
- un orizzonte profondo limoso-argilloso plastico e scarsamente permeabile, responsabile di eventuali deformazioni differenziali o fenomeni di consolidazione a lungo termine.

Sondaggio	Campione	Qualità	Profondità (m)	Granulometria (% G/Sa/Li/Ar)	γ_N (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
1	1	Q5	4.5–5.0	65.4/26.7/6.9/1.0	21.1	22.3
1	2	Q5	19.1–19.5	0.4/16.4/45.6/37.6	18.2	18.9
1	CR1	Q3	5.6–6.0	56.2/27.2/12.6/4.0	20.7	22.2
1	CR2	Q2	8.6–9.0	62.6/29.5/7.5/0.4	18.7	21.1
2	1	Q4	1.9–2.4	11.8/42.8/36.3/9.1	18.5	20
2	2	Q5	2.4–2.9	2.2/53.0/33.8/11.0	17.3	19.2
2	CR1	Q5	6.0–6.4	49.7/26.0/17.0/7.3	20.5	22.2
2	CR2	Q3	9.0–9.4	62.8/24.3/10.3/2.6	-	-

Per queste ragioni, dato che gli strati interessati dall'intervento non raggiungono l'orizzonte di materiale fine in profondità, si è ritenuto opportuno caratterizzare meccanicamente questi mediante i risultati delle prove in situ.

7.4 STRATIGRAFIA TIPO E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

I risultati della campagna d'indagine condotta, hanno permesso di definire le caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche del sottosuolo dell'area in esame.

Alla luce dei risultati delle elaborazioni, si va di seguito a definire il modello geotecnico per quanto riguarda i parametri di resistenza e peso di volume. Per i parametri di deformabilità è utile riferirsi, a seconda del caso, al numero medio dei colpi a seconda della profondità di influenza del corpo di fabbrica analizzato (per corpo di fabbrica si intende il manufatto che ha fondazione dedicata e non in comune con altri).

In particolare, per quanto concerne lo scopo della trattazione geotecnica, il sottosuolo in esame è stato schematizzato in due livelli con caratteristiche distinte:



Figura 7-6 - Stratigrafia sottosuolo di calcolo

Litotipo	Quota	γ	c'	ϕ'
-	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]
LS	1.00-5.00	18	0	32
G	5.00-18.00	21	0	40

Dove LS rappresenta il livello più superficiale di limi sabbiosi e G le ghiaie tipiche del deposito alluvionale.

8. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Per la definizione delle azioni e dei casi di carico considerati si rimanda alla Relazione Tecnica strutture.

Di seguito si riporta una breve descrizione delle azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali, le azioni di spinta delle terre e di spinta dell'acqua considerate per la struttura in esame.

Le azioni derivanti dalla copertura sono state applicate come forze esterne calcolate come reazioni vincolari nel modello di calcolo della sovrastruttura.

8.1 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Di seguito si riportano i carichi permanenti non strutturali presenti nella struttura.

Plate Non-structural Mass [kg/m²]
Max = 370.000 [Pt:1668]

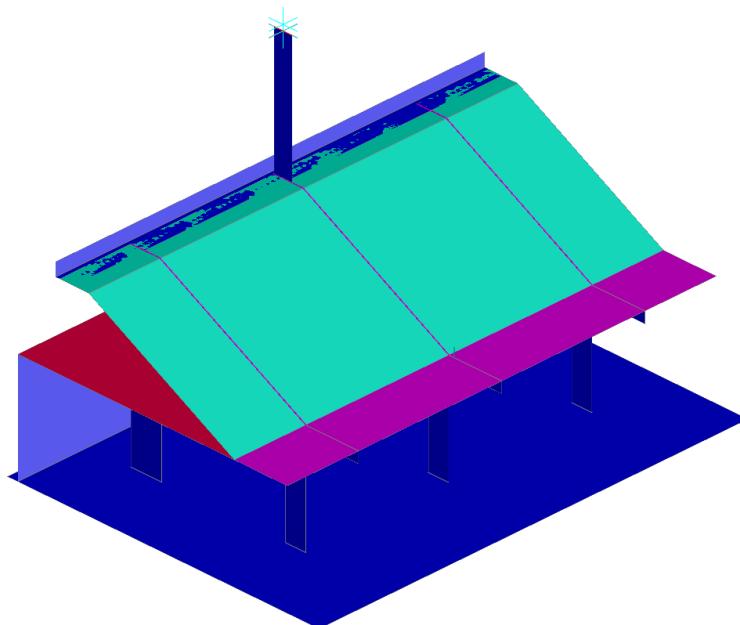
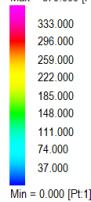


Figura 8-1 – Individuazione delle masse non strutturali G2 applicate sugli orizzontamenti in elevazione

Plate Non-structural Mass [kg/m²]
Max = 730.000 [Pt:5213]

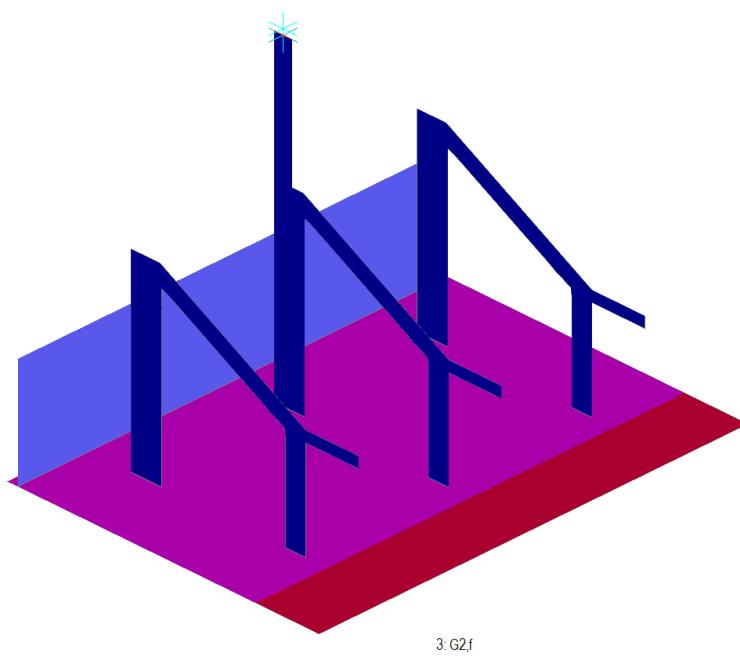
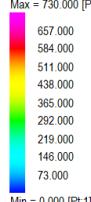


Figura 8-2 – Individuazione delle masse non strutturali G2 applicate sulla fondazione



8.2 SOVRACCARICHI

Plate Non-structural Mass [kg/m^2]
Max = 500.000 [Pt1312]

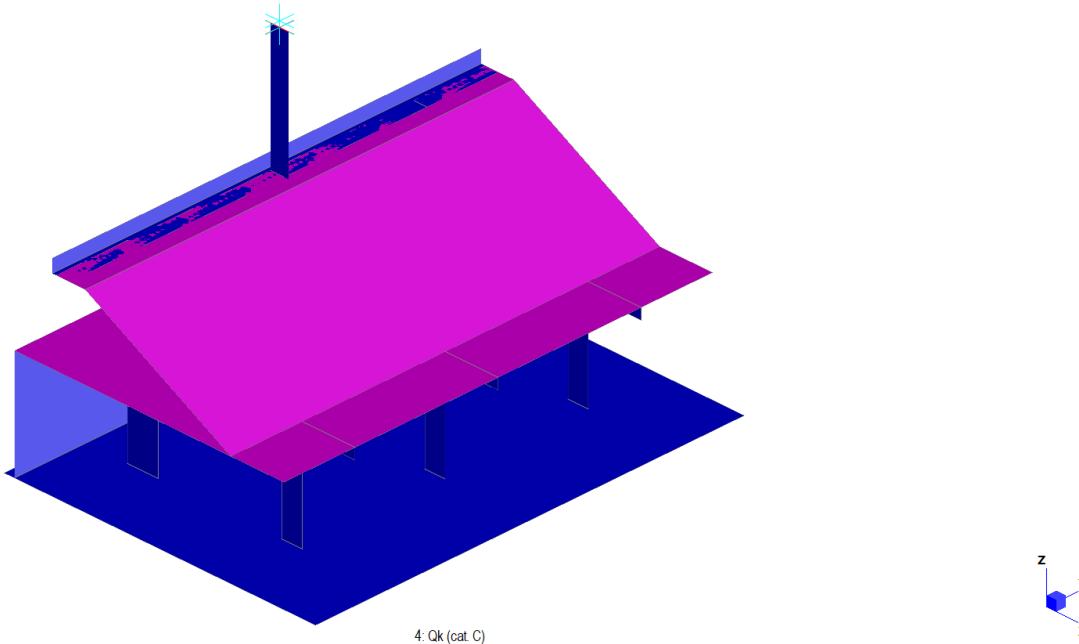
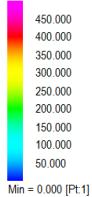


Figura 8-3 – Individuazione delle masse relative ai sovraccarichi (Cat. C) applicate sugli orizzontamenti in elevazione

Plate Non-structural Mass [kg/m^2]
Max = 500.000 [Pt5213]

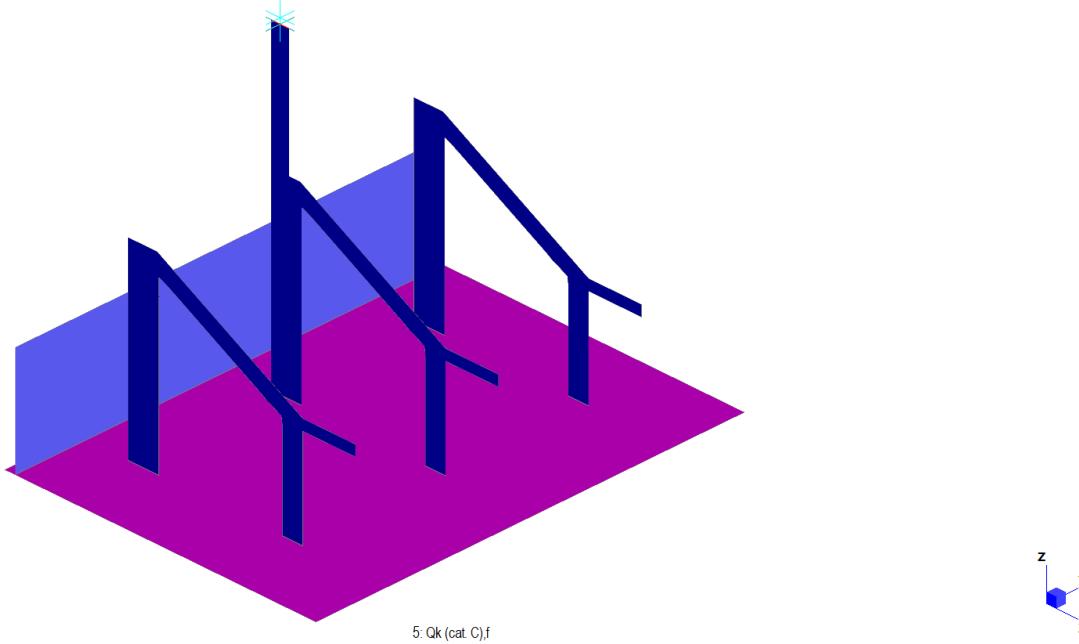


Figura 8-4 – Individuazione delle masse relative ai sovraccarichi (Cat. C) applicate sulla fondazione

8.3 AZIONI DI SPINTA DELLE TERRE

L'azione di spinta delle terre sui muri controterra è stata valutata sia in fase statica che in fase sismica. In particolare, per muri considerati rigidi, ad esempio nel caso di muri vincolati in testa, si utilizza il coefficiente di spinta a riposo per la condizione statica e il metodo di Wood per la condizione dinamica. Nel caso di muro libero in testa si utilizza la spinta attiva per la condizione statica e il metodo di Mononobe-Okabe per la condizione sismica.

Dati di input			
Dati del terreno			
γ_T	18.00	kN/m^3	Densità terreno
γ_A	10.00	kN/m^3	Densità acqua
ϕ	32	°	Angolo di attrito del terreno
OCR	1		Grado di sovraconsolidazione
q	10.00	kN/m^2	Sovraccarico
$\psi_{2,q}$	0.50		Coefficiente di combinazione sismica per il sovraccarico
δ	21	°	angolo di attrito terra-muro
β	0	°	inclinazione del terrapieno
P.F.	3.00	m	Quota del piano di falda da P.C.
Dati sismici del sito			
a_{\max}/g	0.201	-	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β_m	0.38	-	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.076	-	Coefficiente sismico orizzontale
k_v^+	0.038	-	Coefficiente sismico verticale
k_v^-	-0.038	-	Coefficiente sismico verticale
Costipamento			
P_{rullo}	10.00	ton	Peso rullo per costipamento
L_{rullo}	2.00	m	Larghezza rullo
p	49.05	kN/m	Carico di costipamento lineare
Calcolo dei coefficienti di spinta			
Coefficiente di spinta a riposo (Kulhawy et al. 1989)			
k_0	0.470		Coefficiente di spinta a riposo (Kulhawy et al. 1989)
Condizioni statiche (teoria di Coulomb)			
K_a	0.275	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche
K_p	7.333	-	Coefficiente di spinta passiva in condizioni statiche
Condizioni dinamiche (Metodo di Mononobe-Okabe)			
θ^+	4.208	°	Inclinazione della risultante della forza peso
K_{AE}^+	0.322	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche
θ^-	4.540	°	Inclinazione della risultante della forza peso
K_{AE}^-	0.326	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche
Condizioni dinamiche (Metodo di Wood)			
K_h	0.201	-	Coefficiente di spinta in condizioni sismiche

Plate Normal Pressure +z [MPa]
Max = 0.051 [Pt.9661]

0.046
0.041
0.036
0.031
0.026
0.021
0.015
0.010
0.005
Min = 0.000 [Pt.1]

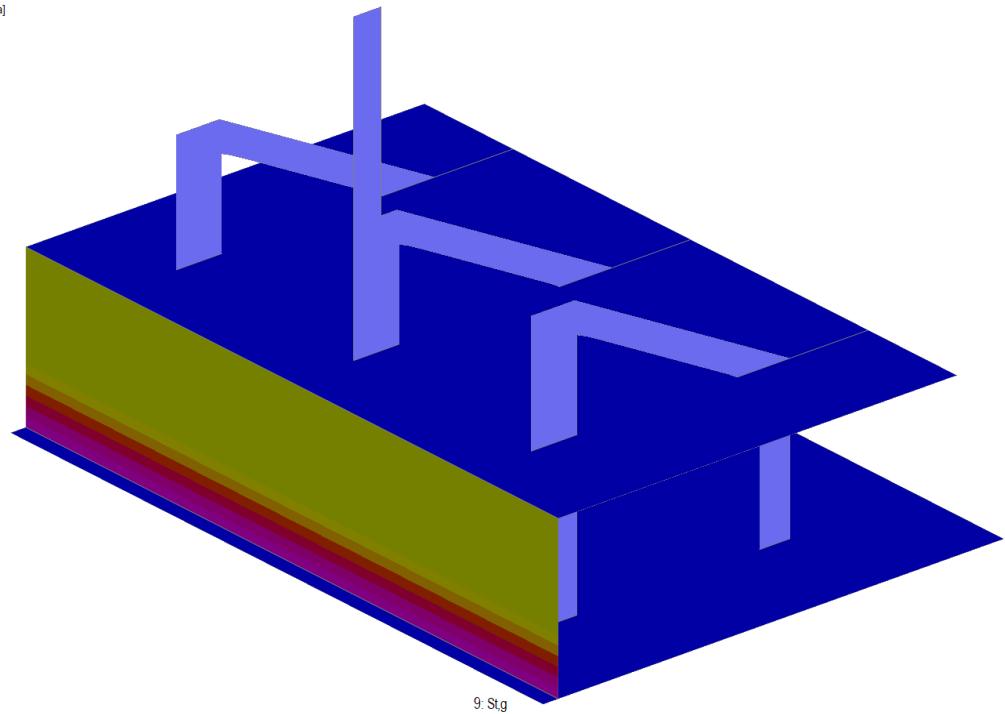


Figura 8-5 – Spinta statica comprensiva del costipamento

Plate Normal Pressure +z [MPa]
Max = 0.005 [Pt.6681]

0.005
0.004
0.003
0.003
0.002
0.002
0.001
0.001
Min = 0.000 [Pt.1]

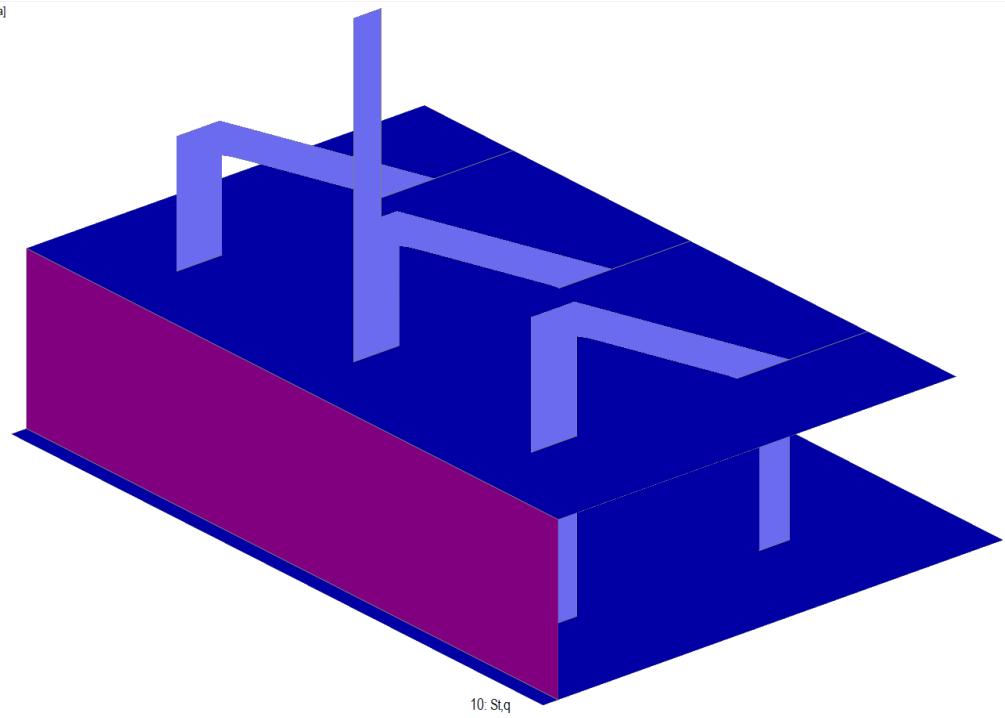


Figura 8-6 – Spinta statica dovuta al sovraccarico uniforme

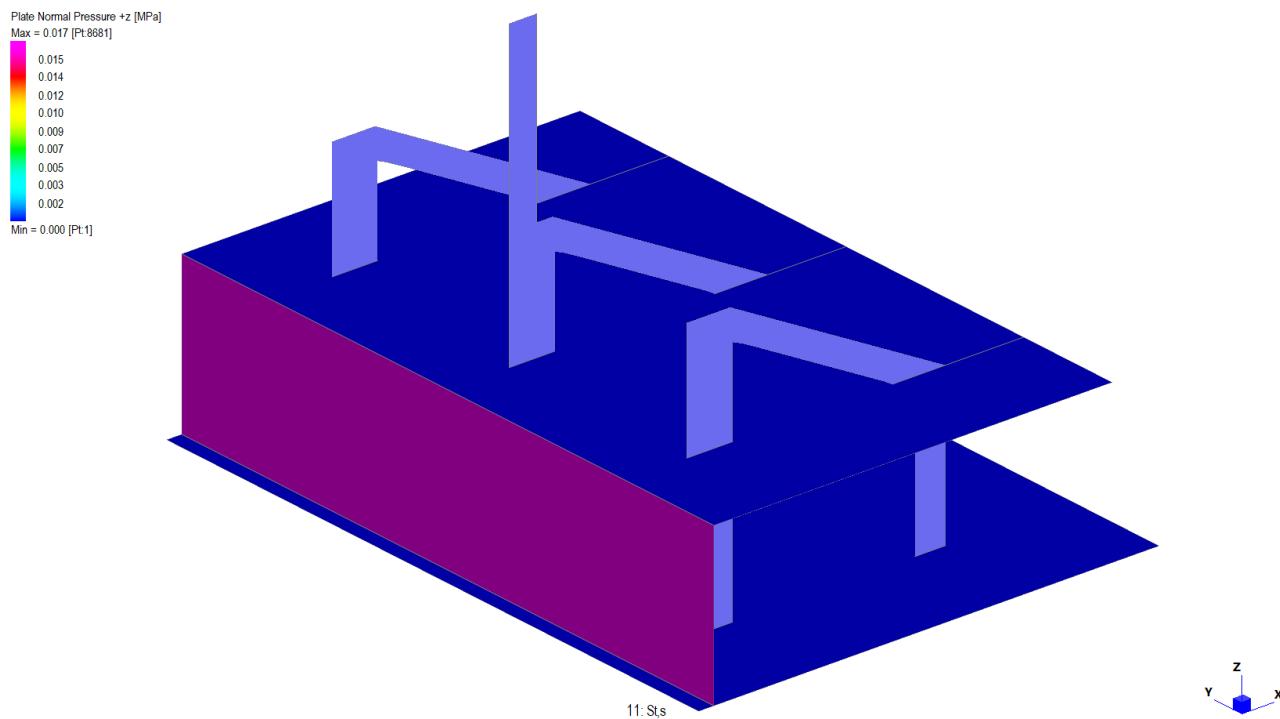


Figura 8-7 – Sovra spinta in condizione sismica secondo la teoria di Wood

8.4 AZIONI DI SOTTOSPINTA IDRAULICA

In relazione alle risultanze mostrate nella Relazione Geologica circa il posizionamento del pelo libero della falda freatica, si assume cautelativamente una quota di 3 m da p.c. Di conseguenza, il battente idraulico rispetto al piano di posa del magrone della platea di spessore 80 cm risulta essere 1.43 m. Di seguito si riportano le pressioni sulla platea calcolate manualmente e riportate nel modello. A contrasto della spinta dell'acqua è presente il solo peso proprio degli elementi modellati.

$$q_{w,platea80cm} = \gamma_w \cdot \Delta z_w - g_{magrone} = 10 \cdot 1.43 - (24 \cdot 0.1) = 11.9 \text{ kPa} = 0.0119 \text{ MPa}$$

$$q_{w,platea60cm} = \gamma_w \cdot \Delta z_w - g_{magrone} = 10 \cdot 1.23 - (24 \cdot 0.1) = 9.9 \text{ kPa} = 0.0099 \text{ MPa}$$

$$q_{w,platea30cm} = \gamma_w \cdot \Delta z_w - g_{magrone} = 10 \cdot 0.93 - (24 \cdot 0.1) = 6.9 \text{ kPa} = 0.0069 \text{ MPa}$$

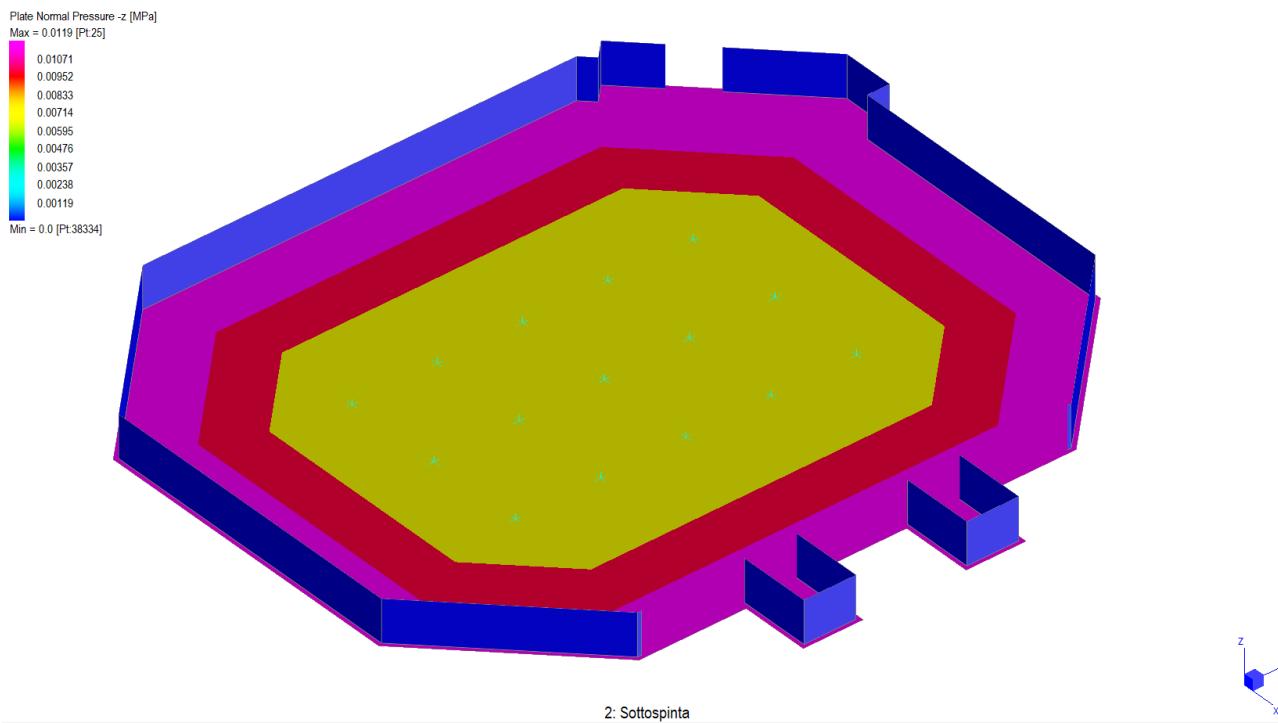


Figura 8-8: Pressioni di sollevamento applicate alla platea di fondazione

9. METODI DI ANALISI

La metodologia di analisi perseguita è coerente con quanto esposto nelle Relazioni di Calcolo della sovrastruttura, alla quale in particolare si rimanda per le considerazioni sul comportamento dinamico dell'edificio e i criteri di verifica.

10. MODELLAZIONE NUMERICA

Per la descrizione dei criteri generali di modellazione numerica adottati si rimanda alla *Relazione di calcolo*.

Con particolare riferimento alle opere oggetto della presente documentazione, si mostra il modello di calcolo FEM relativo alle strutture di fondazione dell'impianto sportivo.

Come evidenziato nella *Relazione di calcolo*, i modelli di calcolo FEM delle strutture in elevazione vengono analizzati, a vantaggio di sicurezza, considerando dei vincoli fissi al piede degli elementi verticali sismo-resistenti che insistono sulla fondazione (pilastri e setti in c.a.).

Le strutture di fondazione vengono analizzate separatamente, attraverso modelli FEM in grado di rappresentare accuratamente le condizioni più gravose. In particolare, si distinguono due modelli di calcolo:

- 1) Modello per le strutture di fondazione in fase di esercizio (porzione rappresentativa del modello globale);
- 2) Modello per le strutture di fondazione soggette alla sottospinta idraulica in fase di costruzione.

10.1 MODELLO 1

Per le diverse condizioni di carico elementari (ivi comprese le azioni sismiche), vengono assegnati gli opposti delle reazioni vincolari ricavate dal modello di calcolo delle strutture di elevazione, in ottemperanza a quanto indicato nel §7.2.5 delle NTC-2018. Per conseguire tale condizione, sono stati opportunamente creati dei nodi nelle esatte posizioni spaziali corrispondenti ai nodi di base vincolati di tutti i modelli in elevazione degli edifici.

Per ciascun caso di carico, forze e momenti corrispondenti agli opposti delle reazioni vincolari dei modelli dell'elevazione.

L'interazione terreno-struttura è stata considerata, attraverso la simulazione del comportamento elastico del terreno, introdotto mediante una serie di vincoli elasticici verticali. Essi si esplicano mediante l'applicazione di un valore di *face support* pari a 15.07 MPa/m agli elementi *plate* della platea di fondazione, ricavato come rapporto tra il carico totale in condizioni di esercizio e il cedimento medio ottenuto con la teoria di *Burland* e *Burbridge* (si faccia riferimento al §12.2.2).

Il valore citato è corrispondente alla cosiddetta costante statica di sottofondo, che, ai fini del calcolo delle strutture di fondazione è stata assunta per determinare gli stati di sollecitazione e deformazione sia per gli stati limite ultimi statici (SLU) che, cautelativamente, per gli stati limite ultimi sismici (SLV).

La costante di sottofondo statica, infatti, rappresenta una condizione di limite inferiore, ovvero risulta più bassa di una costante dinamica legata ad azioni impulsive come quelle sismiche, e pertanto conduce ad output maggiormente gravosi.

Di seguito si riporta un'immagine rappresentativa del modello di calcolo FEM generale con differenziazione cromatica conformemente agli spessori impiegati, ed esempio di applicazione degli opposti delle reazioni vincolari per il caso di carico G1.

Plate Property Name
 10: Gradoni sp eq 15 cm ND [C30/37 f]
 9: cls sp. 30 cm [C30/37 f]
 8: cls sp. 30 cm [C40/50 f]
 7: cls sp. 35 cm [C30/37 f]
 6: cls sp. 40 cm [C40/50 f]
 5: cls sp. 60 cm [C40/50 f]
 4: cls sp. 30 cm [25/30 f]
 2: cls sp. 60 cm [C25/30 f]
 1: cls sp. 80 cm [C25/30 f]

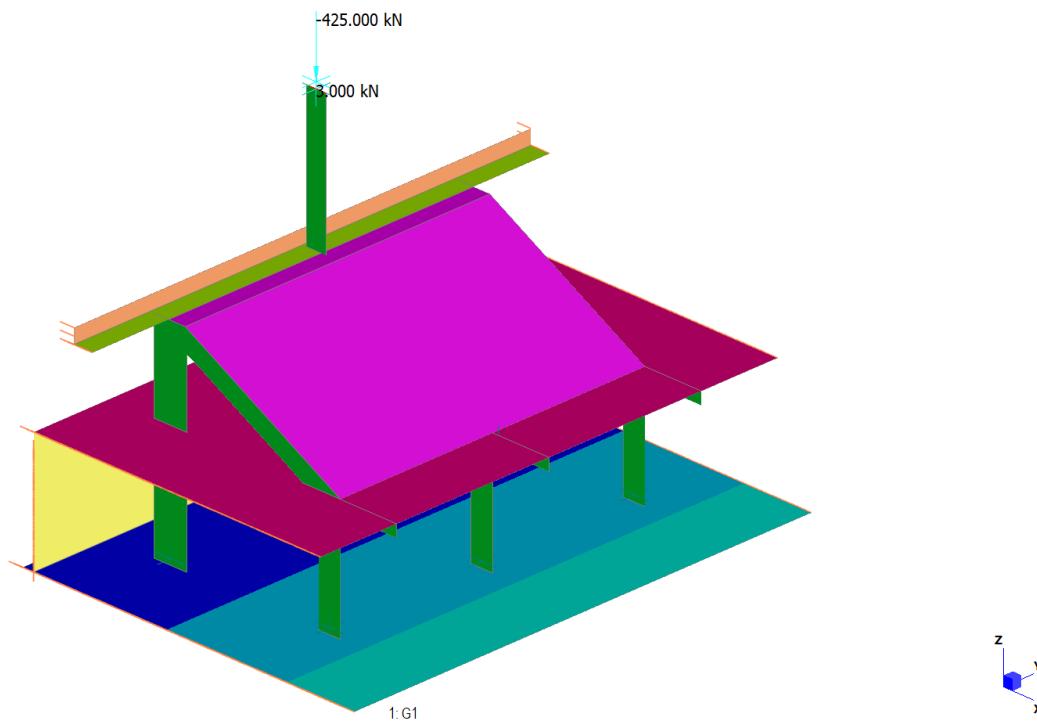


Figura 10-1 – “Modello FEM platea di fondazione – esempio di applicazione degli opposti delle reazioni vincolari”

10.2 MODELLO 2

Durante la fase di realizzazione della sovrastruttura le platee sono soggette a una sottospinta idraulica qualora la falda si assesti alla quota massima assunta pari a -3 m dal piano campagna. Al fine di stabilizzare e ridurre le sollecitazioni e gli spostamenti sulla parte centrale della platea di fondazione si prevede la realizzazione di 15 micropali di fondazione di lunghezza 6 m e diametro 30 cm. A questo scopo è stato realizzato un modello di calcolo dedicato descritto nel seguito.

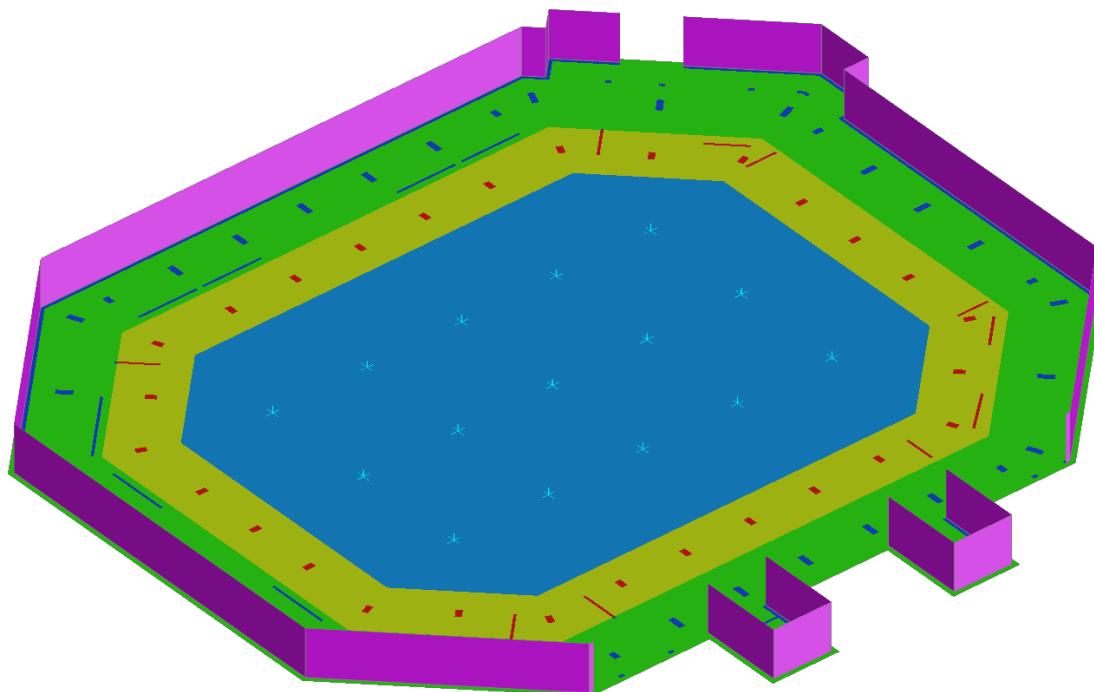


Figura 10-2: Immagine del modello di calcolo della fondazione per la spinta idraulica

Il modello è stato studiato attraverso analisi statiche non lineari in grado di riprodurre la unilateralità del vincolo elastico diffuso (*compression-only*) presente tra sottosuolo e platea di fondazione. Inoltre, le analisi sono state condotte per "stage" applicando inizialmente, e in maniera graduale, il peso proprio degli elementi strutturali trascurando la presenza dei pali di fondazione (il peso del getto della platea a cui sono collegati viene trasferito direttamente al terreno). Una volta inserito il carico G1 è stata introdotta la sottospinta, anche questa gradualmente, inserendo dei vincoli elastici puntuali nel modello di calcolo in grado di rappresentare opportunamente la rigidezza in asse verticale del micropalo soggetto ad azione di trazione.

Di seguito si esplicita il calcolo della rigidezza assiale fornita dai micropali.

Rigidezza trasversale e verticale per fondazioni profonde - Gazetas, *Foundation vibrations*, 2001

Rigidezza del palo

D _{palo}	0.30	m	Diametro del palo
L _{palo}	6.00	m	Lunghezza del palo
L/D	20.00		Rapporto tra lunghezza e diametro del palo
E _{cls}	30000.00	Mpa	Modulo di Young del calcestruzzo
E _{acc}	210000.00	Mpa	Modulo di Young dell'acciaio
A _{cls}	70685.83	mm ²	Area di calcestruzzo
A _s	0.00	mm ²	Area di acciaio
E _{palo}	30000.00	MPa	Modulo di Young equivalente della sezione
k _{palo}	353.43	kN/mm	Rigidezza assiale del solo palo di fondazione

Calcolo modulo di Young del terreno - D'apollonia (1975)

Tipo	Sabbia NC e ghiaia		Tipo di terreno
NSPT _{medio}	32.00		Numero di colpi medio lungo il palo
E _{s,medio}	43.04	MPa	Modulo di Young del terreno medio lungo il palo
NSPT _{base}	32.00		Numero di colpi alla base del palo
E _{s,base}	43.04	MPa	Modulo di Young del terreno alla base del palo

Parametri del sottosuolo

v	0.20		Modulo di Poisson del terreno
E _{s,medio}	43.04	MPa	Modulo di Young del terreno medio lungo il palo
G _{s,medio}	17.93	MPa	Modulo di taglio del terreno medio lungo il palo
E _{s,base}	43.04	MPa	Modulo di Young del terreno alla base del palo
G _{s,base}	17.93	MPa	Modulo di taglio del terreno alla base del palo

Calcolo della rigidezza nel caso di palo rigido (Lancellotta e Calavera 1999)

R _{palo,base}	0.15	m	Raggio del palo alla base
k _{palo rigido}	182.46	kN/mm	Rigidezza del palo rigido (Pt/w)
L/R _b	40.00		
1/2 Radq(E _p /G)	20.45		
Palo rigido	FALSO		Verifica per palo rigido

Calcolo della rigidezza nel caso di palo flessibile (Fleming et al. 1985)

k _{palo flessibile}	244.40	kN/mm	Rigidezza del palo flessibile (Pt/w)
------------------------------	--------	-------	--------------------------------------

Rigidezza assiale del sistema palo-terreno

k _{palo}	353.43	kN/mm	Rigidezza assiale del solo palo di fondazione
k _{terreno}	244.40	kN/mm	Rigidella del terreno
k	144.49	kN/mm	Rigidezza del sistema palo-terreno

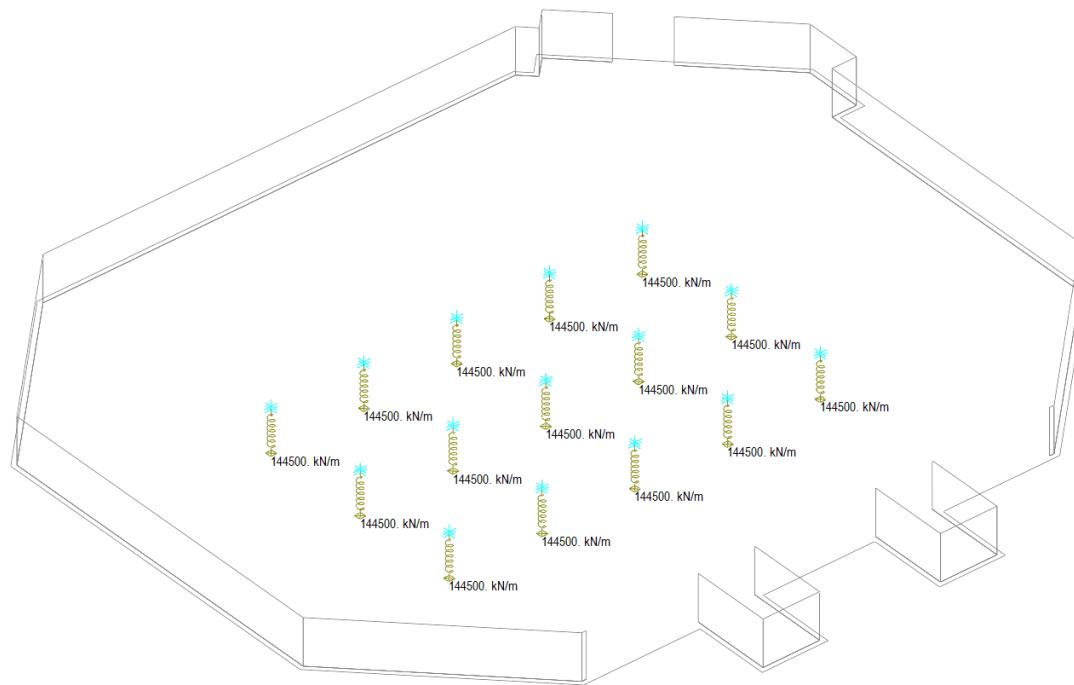


Figura 10-3: Rigidezza assiale delle molle elastiche rappresentative dei micropali di fondazione

10.3 CODICI DI CALCOLO ED INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

10.3.1 Software e hardware

Il modello analizzato è stato definito utilizzando il codice di calcolo agli elementi finiti, ampiamente convalidato e testato, *Straus7® Release 3.1.5*, realizzato dalla *G+D Computing Pty Ltd, Australia* (www.straus7.com).

L'hardware utilizzato è basato su un personal computer dotato di microprocessore Intel i7 2600k dotato di 16GB di memoria RAM.

10.3.2 Modalità di input e output

L'input dei dati è stato eseguito sfruttando gli strumenti disponibili nell'ambiente grafico integrato del programma di calcolo. In particolare, la geometria dei modelli è stata definita utilizzando le funzioni che permettono l'importazione di disegni bi- e tridimensionali a partire da un software BIM esterno; sono state utilizzate le opzioni che controllano la definizione di nodi ed elementi, la generazione semi-automatica della *mesh*, la definizione delle proprietà dei materiali, la specificazione delle condizioni di vincolo e di carico, le loro combinazioni, etc.

Per l'interpretazione dei risultati sono stati utilizzati gli strumenti di post-processing offerti dal programma di calcolo stesso.

Nel seguito si riportano alcune delle immagini a video dei modelli, rappresentative delle principali fasi dell'analisi. Infine, si riportano per stralci i tabulati contenenti i dati di input ed i risultati di output.

10.3.3 Validazione dei codici utilizzati

Il codice di calcolo *Straus7®* possiede un'ampia libreria di *Benchmark*, vale a dire di modelli di strutture semplici di cui è nota la soluzione in forma chiusa, rappresentativa delle condizioni di carico e di vincolo tipici degli elementi strutturali utilizzati per la costituzione del modello analizzato. Questa libreria è consultabile sul sito internet dell'azienda che commercializza il codice.

10.3.4 Definizione del modello numerico

10.3.4.1. Unità di misura e sistemi di riferimento

Le unità di misura utilizzate nel modello sono il metro [m] per le lunghezze, il kiloNewton [kN] per le forze e il kilogrammo [kg] per le masse. Le tensioni sono invece restituite in MegaPascal [1 N/mm²].

Il sistema di riferimento adottato per la definizione del modello ha l'asse X disposto longitudinalmente, quello Y trasversalmente, mentre l'asse Z è verticale e diretto verso l'alto.

10.3.4.2. Nodi e gradi di libertà

Il modello è generato mediante nodi aventi ciascuno tutti e sei i gradi di libertà definiti nello spazio, vale a dire, le tre traslazioni e le tre rotazioni attorno agli assi cartesiani globali; il numero di gradi di libertà della struttura è quindi pari al numero dei nodi moltiplicato il numero dei gradi di libertà di ciascun nodo.

10.3.4.3. Modello FEM

Per la modellazione del comportamento della struttura viene utilizzato un modello FEM tridimensionale rappresentativo delle effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza, costruito sulla scorta degli elaborati di progetto resi disponibili.

Come già riportato sono stati realizzati due modelli di calcolo per le strutture di fondazione:

- Modello per le strutture di fondazione in fase di esercizio (modello principale);
- Modello per le strutture di fondazione soggette alla sottospinta idraulica in fase di costruzione.

Plate Property Name
10: Gradoni sp eq 15 cm ND [C30/37 f]
9: cls sp. 30 cm [C30/37 f]
8: cls sp. 30 cm [C40/50 f]
7: cls sp. 35 cm [C30/37 f]
6: cls sp. 40 cm [C40/50 f]
5: cls sp. 60 cm [C40/50 f]
4: cls sp. 30 cm [25/30 f]
2: cls sp. 60 cm [C25/30 f]
1: cls sp. 80 cm [C25/30 f]

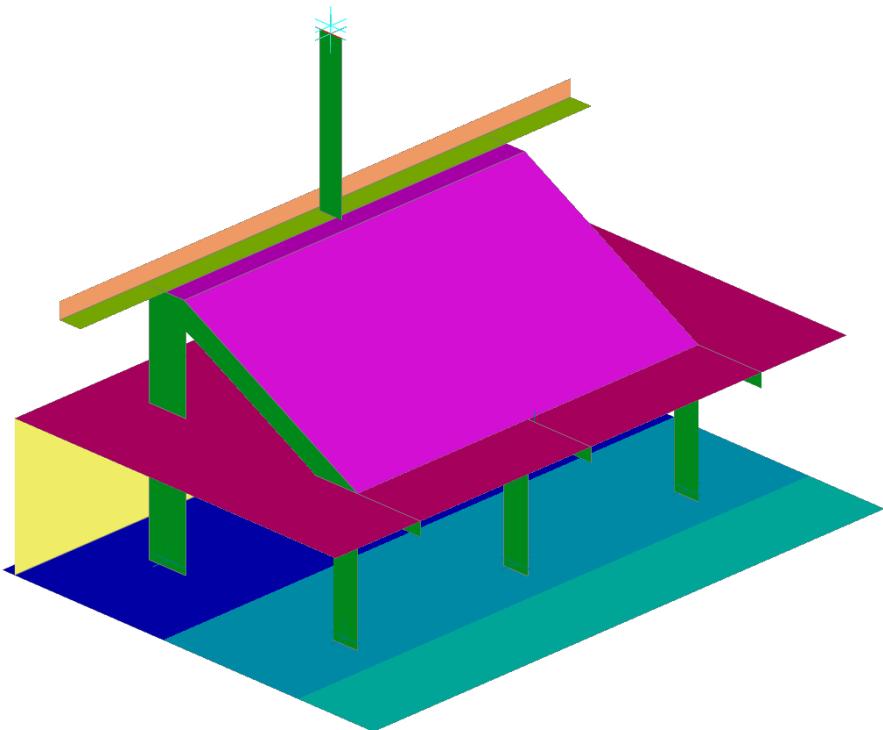


Figura 10-4 - Vista tridimensionale del modello principale

Elemento	Quantità
Nodi	12 704
Beam	111
Plate	12 246

Plate Property Name
 6: Muro 35 cm
 5: Platea 30 cm
 4: Platea 60 cm
 3: Platea 80 cm
 2: Impronta 60 cm
 1: Impronta 80 cm

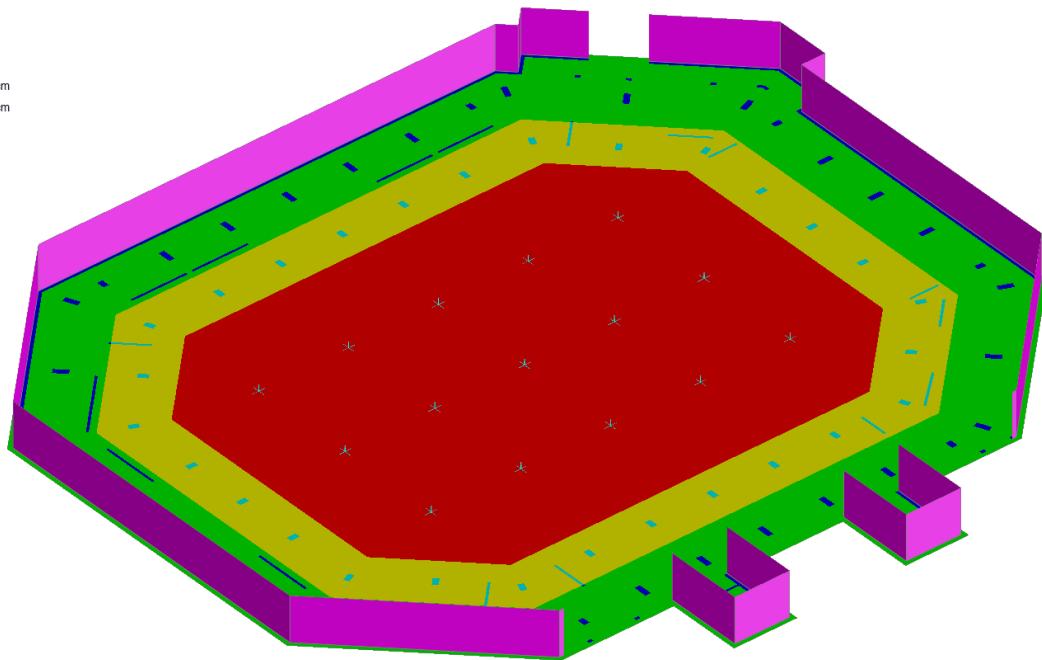


Figura 10-5 - Vista tridimensionale del modello secondario per le verifiche in fase di costruzione

Elemento	Quantità
Nodi	48 260
Beam	704
Plate	48 563

11. VERIFICHE DI SICUREZZA STRUTTURALI

11.1 GENERALITÀ

In accordo con il §7.4.1 delle NTC18, nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al §4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al §4.1.2.3.4.2. Per cui nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, come indicato al §7.3.6, le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono in termini di rigidezza (RIG) e resistenza (RES) senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione in condizioni sismiche (SLV) vengono quindi condotte, in accordo al §4.1.2.3.4.2 delle NTC2018, in campo sostanzialmente elastico, assumendo come valore del momento resistente M_{Rd} quello corrispondente al raggiungimento della curvatura di snervamento ϕ'_{yd} .

$$M_{Rd} = M'_{yd}$$

- ϕ'_{yd} : è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco ε_{c2} (modello parabola - rettangolo).
- M'_{yd} : momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico.

Le verifiche di resistenza a pressoflessione in condizioni non sismiche vengono condotte utilizzando il momento resistente della sezione allo SLU.

Nelle figure seguenti sono riportati i legami costitutivi assunti per il calcestruzzo e per l'acciaio delle barre di armatura:

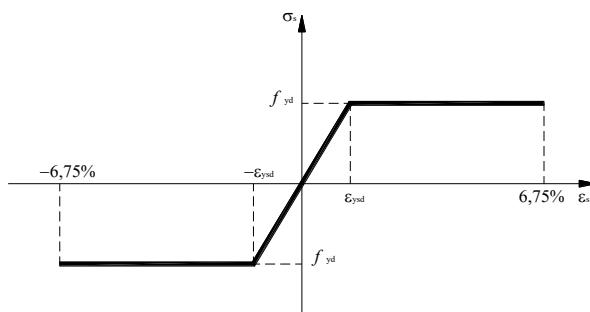


Figura 11-1 - Diagramma tensioni - deformazioni nell'acciaio

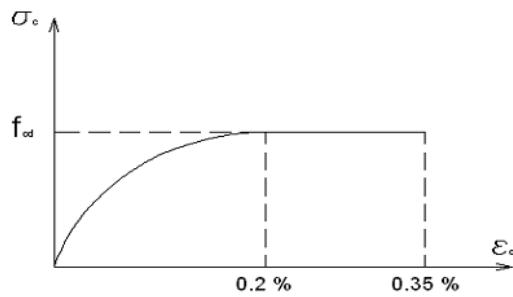


Figura 11-2 - Diagramma tensioni - deformazioni nel calcestruzzo

11.2 COPRIFERRO ELEMENTI A PIASTRA E MODIMENTONALI

NTC 2018, §4.1.6.1.3: L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Inoltre, la norma aggiunge che, a tale scopo, è possibile fare riferimento a norme di comprovata validità quali la UNI EN 1992-1-1 la quale, al §4.4.1, riporta la seguente definizione di copriferro nominale:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Di seguito si riassumono i copriferri utilizzati per i principali elementi in c.a. a progetto:

Strutture di fondazione				
Elemento	Classe cls	Classe esposizione	Classe strutturale	Copriferro [mm]
Platea di fondazione	C25/30	XC2	S4	40
Pareti controterra	C30/37	XC4	S4	40

Per ulteriori chiarimenti si rimanda alla Relazione Tecnica delle Strutture allegata.

11.3 VERIFICA DI RESISTENZA DELLE PLATEE IN CALCESTRUZZO

Di seguito si illustrano le verifiche a flessione e taglio delle platee in c.a. per inviluppo delle combinazioni SLU-SLV.

Convenzioni elementi plate: le rappresentazioni seguenti della platea sono tutte prospetti superiori. Gli output delle sollecitazioni sono riferiti al sistema di riferimento locale degli elementi plate: in particolare tutti i plate sono stati orientati con assi locali coerenti agli assi globali X Y. Con il momento M_x si dimensiona l'armatura diretta lungo l'asse x locale degli elementi plate mentre con il momento M_y si dimensiona l'armatura diretta lungo l'asse y locale degli elementi plate.

11.3.1 Verifiche di resistenza a flessione

Si mostrano in via sintetica e tabellare le caratteristiche sezionali delle platee di fondazione:

Spessore [cm]	Lembo	$A_{s,b,x}$	$A_{s,r,x,\text{tipo 1}}$	$A_{s,r,x,\text{tipo 2}}$	$A_{s,b,y}$	$A_{s,r,y,\text{tipo 1}}$	$A_{s,r,y,\text{tipo 2}}$	$A_{s,b}/A_c > 0.1\%$
30	Superiore	$\emptyset 14/20$	-	-	$\emptyset 14/20$	-	-	0.26%
	Inferiore	$\emptyset 14/20$	$\emptyset 14/20$	-	$\emptyset 14/20$	$\emptyset 14/20$	-	0.26%
60	Superiore	$\emptyset 16/20$	-	-	$\emptyset 16/20$	-	-	0.17%
	Inferiore	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 16/20$	-	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 16/20$	-	0.17%
80	Superiore	$\emptyset 16/20$	-	-	$\emptyset 16/20$	-	-	0.13%
	Inferiore	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 20/20$	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 16/20$	$\emptyset 20/20$	0.13%

dove si è indicato con:

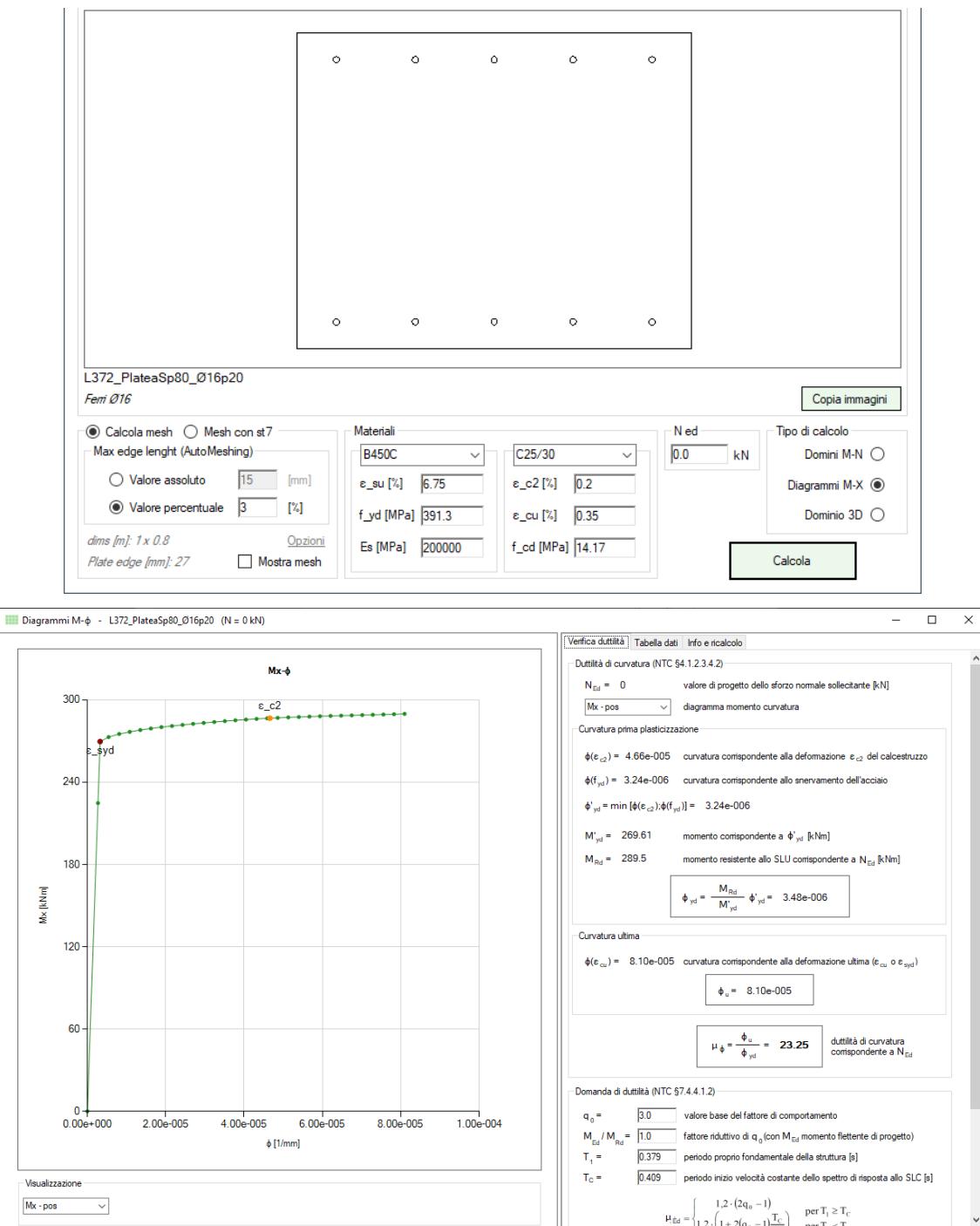
- $A_{s,b}$: armatura base;
- $A_{s,r}$: armatura di rinfrettimento.

Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati.

11.3.1.1. Platea spessore 80 cm

La sezione da 80 cm, per una porzione di un metro di platea presenta in entrambe le direzioni x-x e y-y armatura di base costituita da Ø16/20 ad entrambi i letti.

In entrambe le direzioni, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 270 \text{ kNm}$

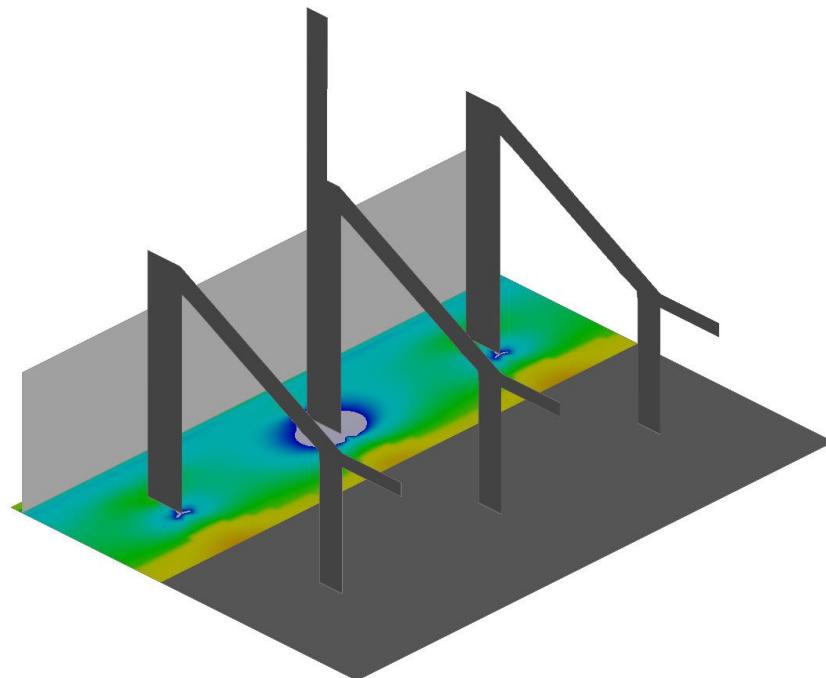




Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

Plate Moment: xx (kN·m/m)
Max = 270.000000

216.000000
162.000000
108.000000
54.000000
0.000000
-54.000000
-108.000000
-162.000000
-216.000000
Min = -270.000000



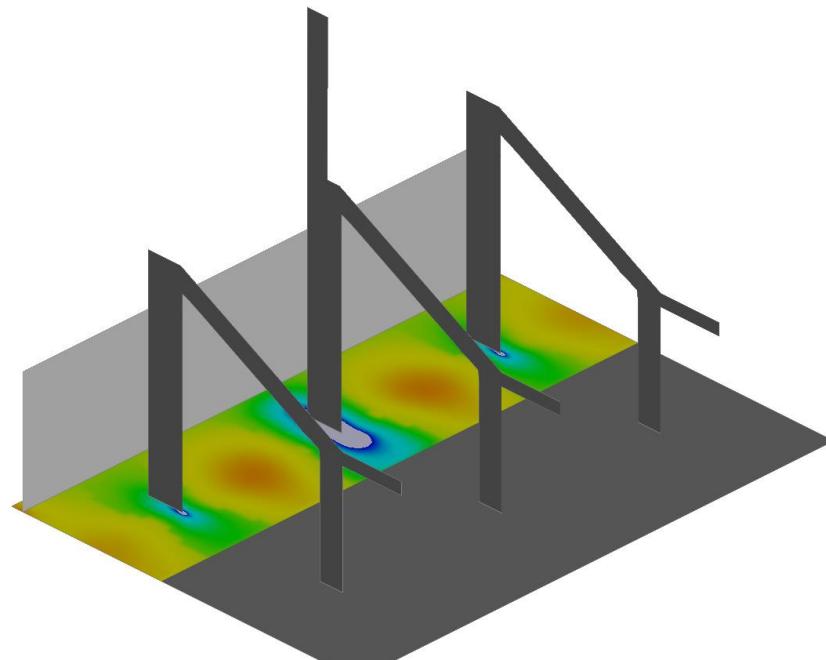
28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]



Figura 11-3: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{xx}

Plate Moment: yy (kN·m/m)
Max = 270.000000

216.000000
162.000000
108.000000
54.000000
0.000000
-54.000000
-108.000000
-162.000000
-216.000000
Min = -270.000000



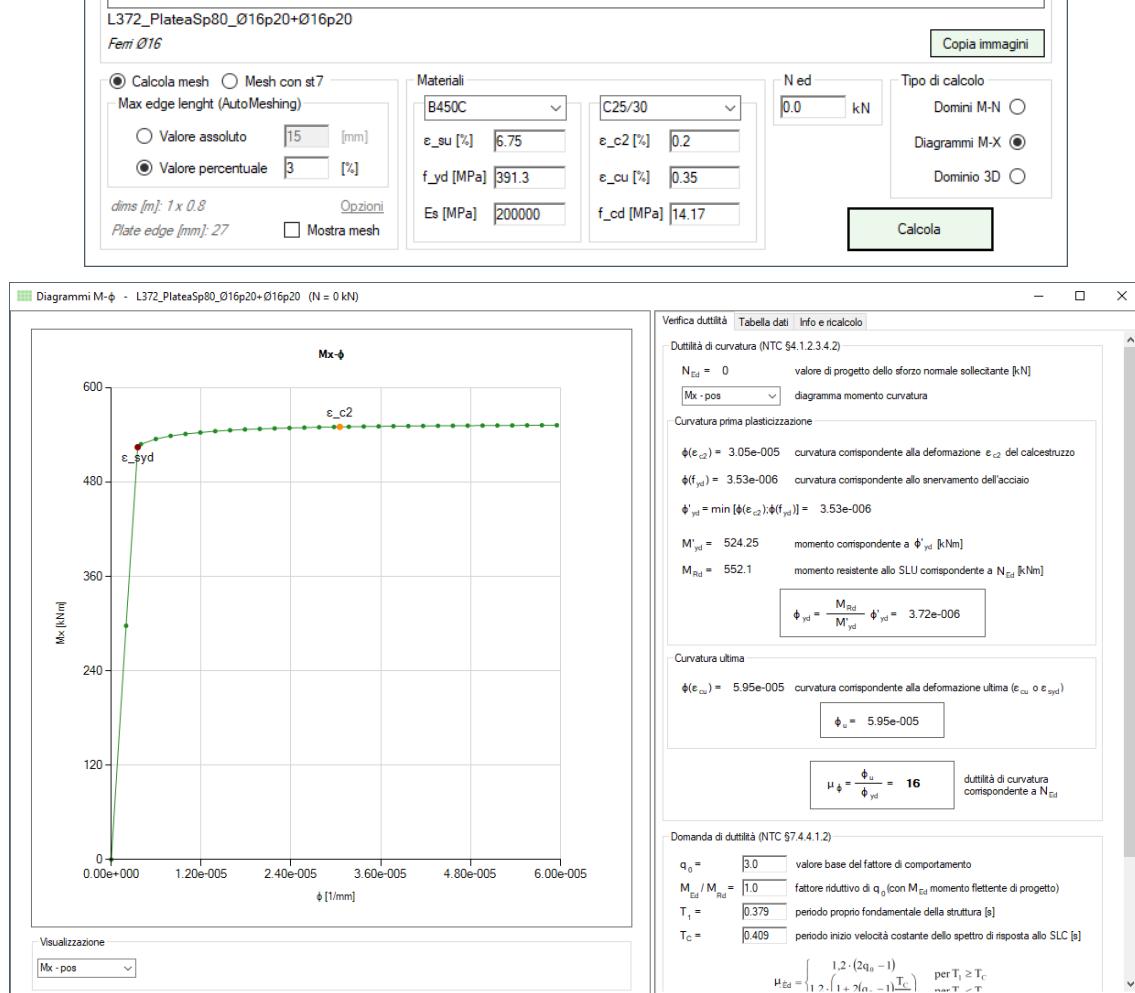
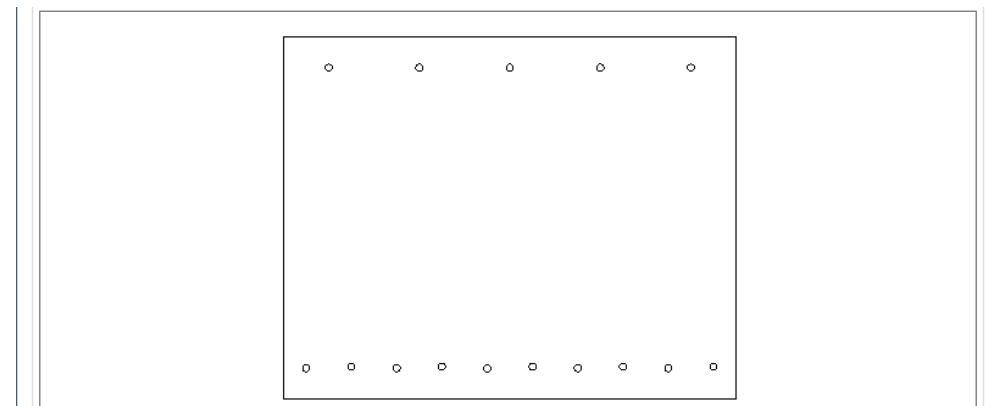
28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]



Figura 11-4: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{yy}

Le zone bianche indicano le zone dove è necessario disporre armatura di rinforzamento. Nel caso specifico si prevedono rinforzamenti Ø20/20 sulla colonna centrale e Ø16/20 sulle colonne laterali, disposte inferiormente in entrambe le direzioni x-x e y-y

Con il rinforzamento Ø16/20, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 524 \text{ kNm}$



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

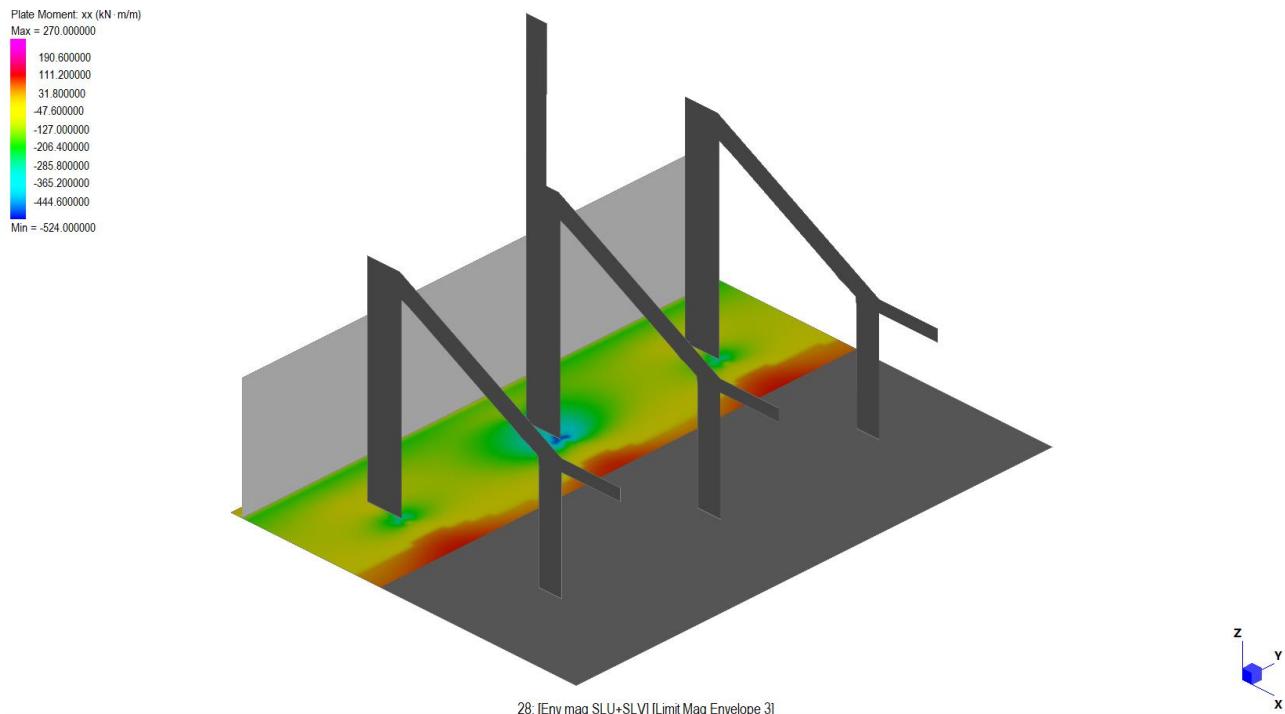


Figura 11-5: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{xx} con armatura di rinfittimento Ø16/20 inferiore

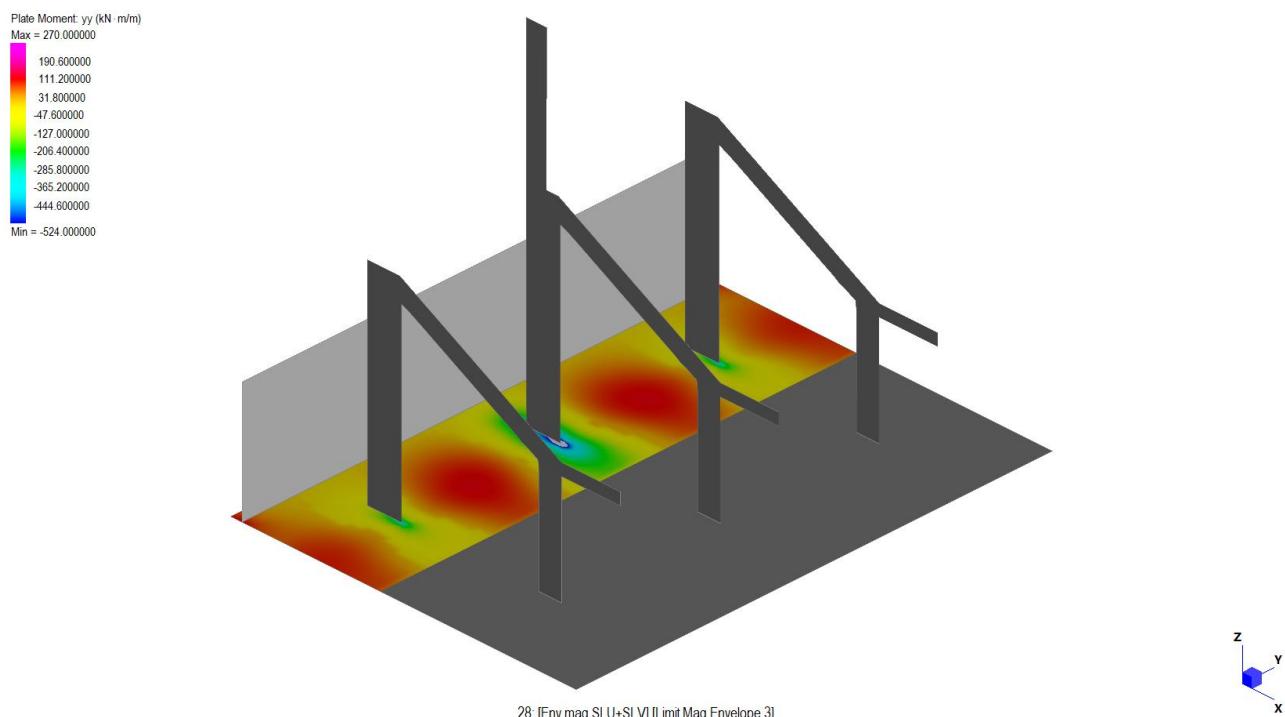
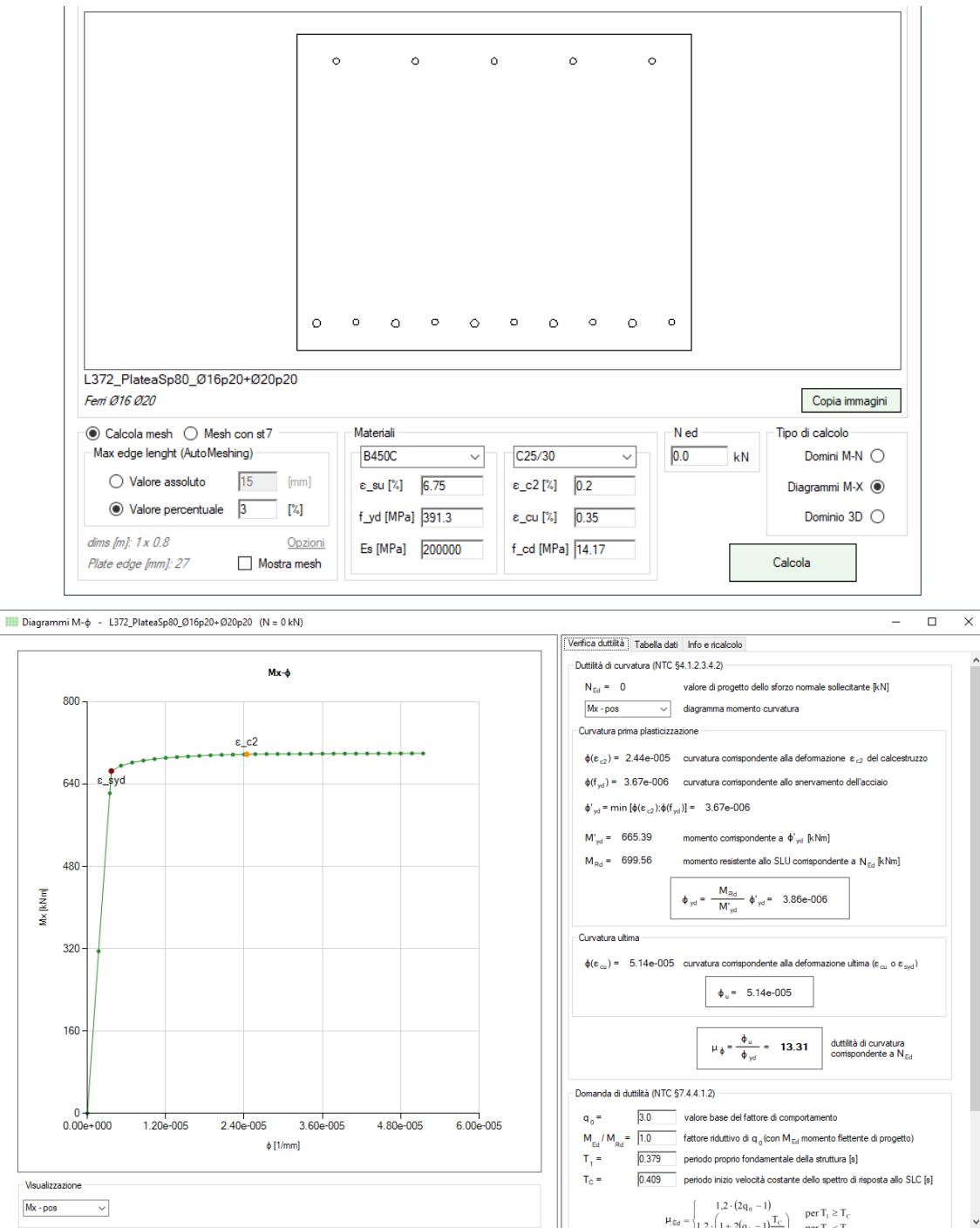


Figura 11-6: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{yy} con armatura di rinfittimento Ø16/20 inferiore

Con il rinfittimento Ø20/20, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 665 \text{ kNm}$



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

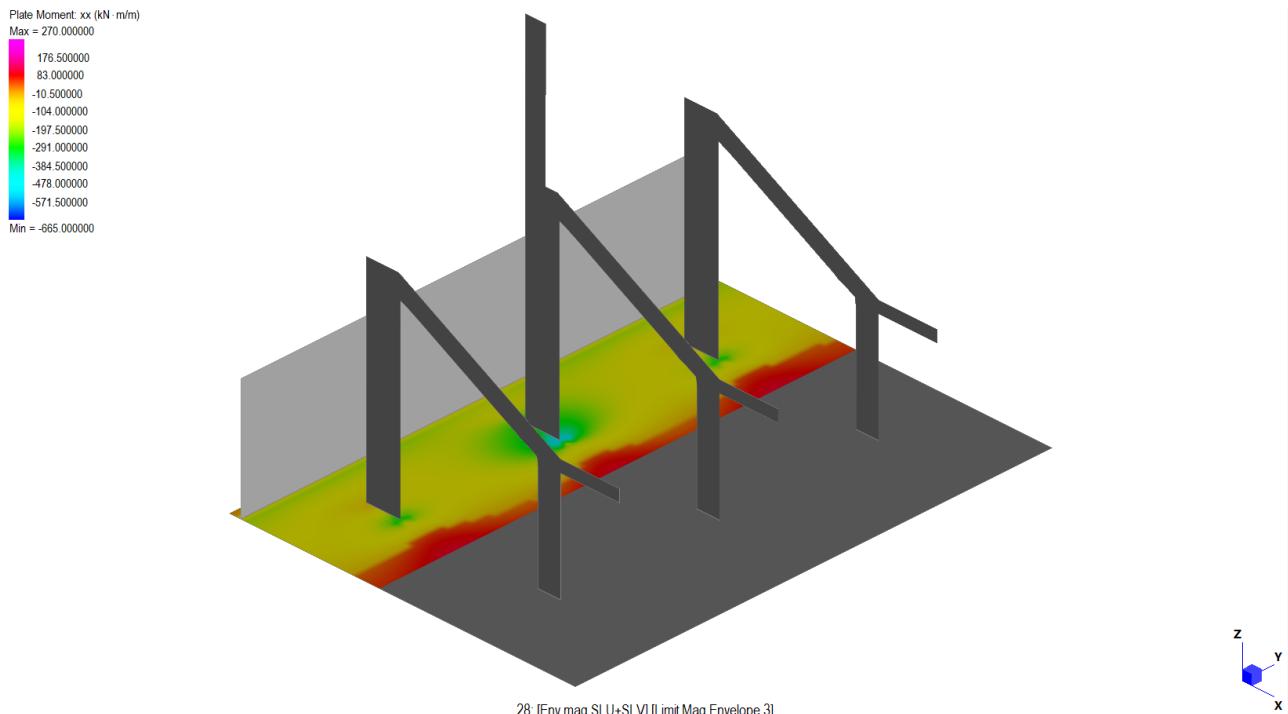


Figura 11-7: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{xx} con armatura di rinfittimento Ø20/20 inferiore

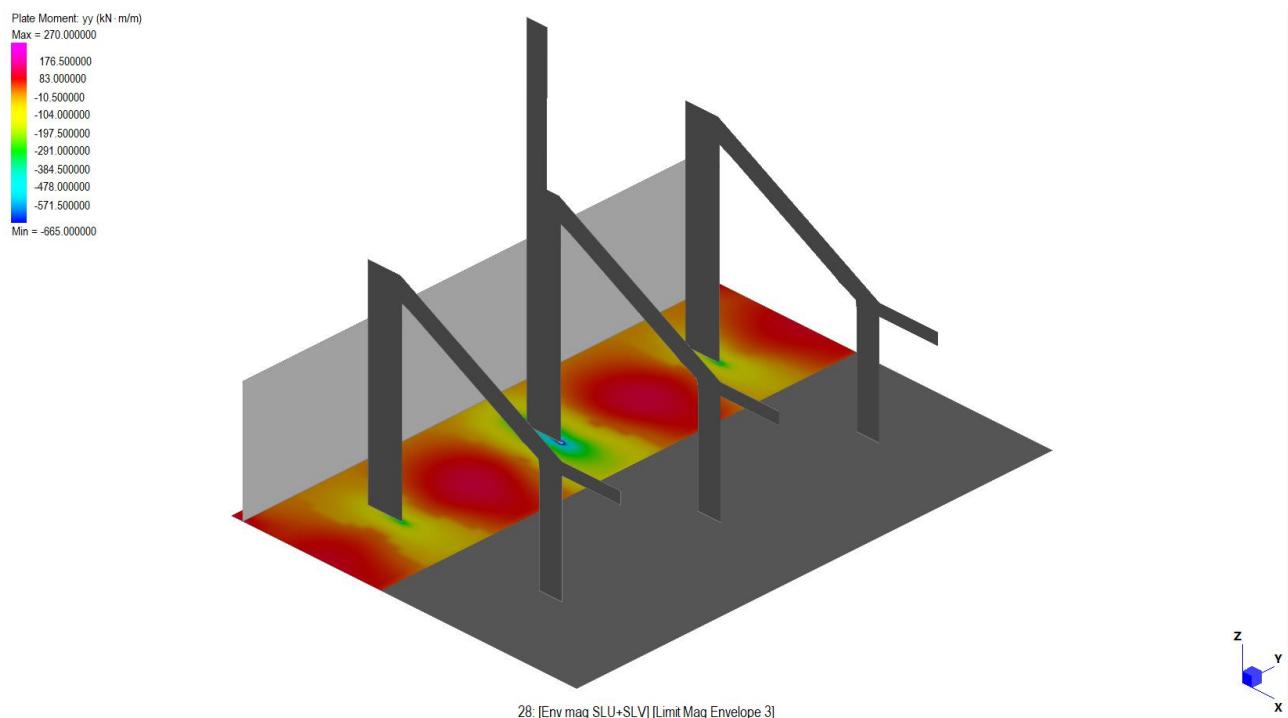


Figura 11-8: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{yy} con armatura di rinfittimento Ø20/20 inferiore

11.3.1.2. Platea spessore 60 cm

La sezione da 60 cm, per una porzione di un metro di platea presenta in entrambe le direzioni x-x e y-y armatura di base costituita da Ø16/20 ad entrambi i letti.

In entrambe le direzioni, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 193 \text{ kNm}$



L372_PlateaSp60_Ø16p20
 Fem Ø16

Calcola mesh Mesh con st7
 Max edge lenght (AutoMeshing)
 Valore assoluto [15] [mm]
 Valore percentuale [3] [%]

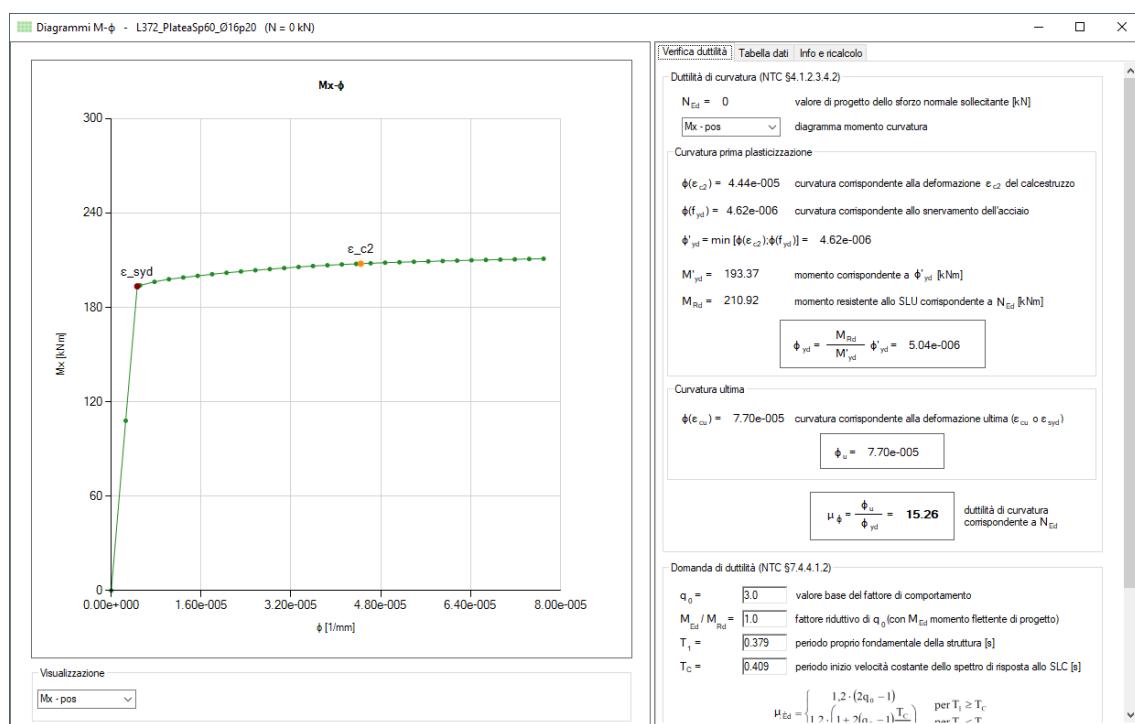
dims [m]: 1 x 0.6
 Plate edge [mm]: 24

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} [%] 6.75 ϵ_{c2} [%] 0.2
 f_yd [MPa] 391.3 ϵ_{cu} [%] 0.35
 E_s [MPa] 200000 f_{cd} [MPa] 14.17

N ed [0.0] kN

Tipo di calcolo
 Domini M-N
 Diagrammi M-X
 Dominio 3D

Calcola



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

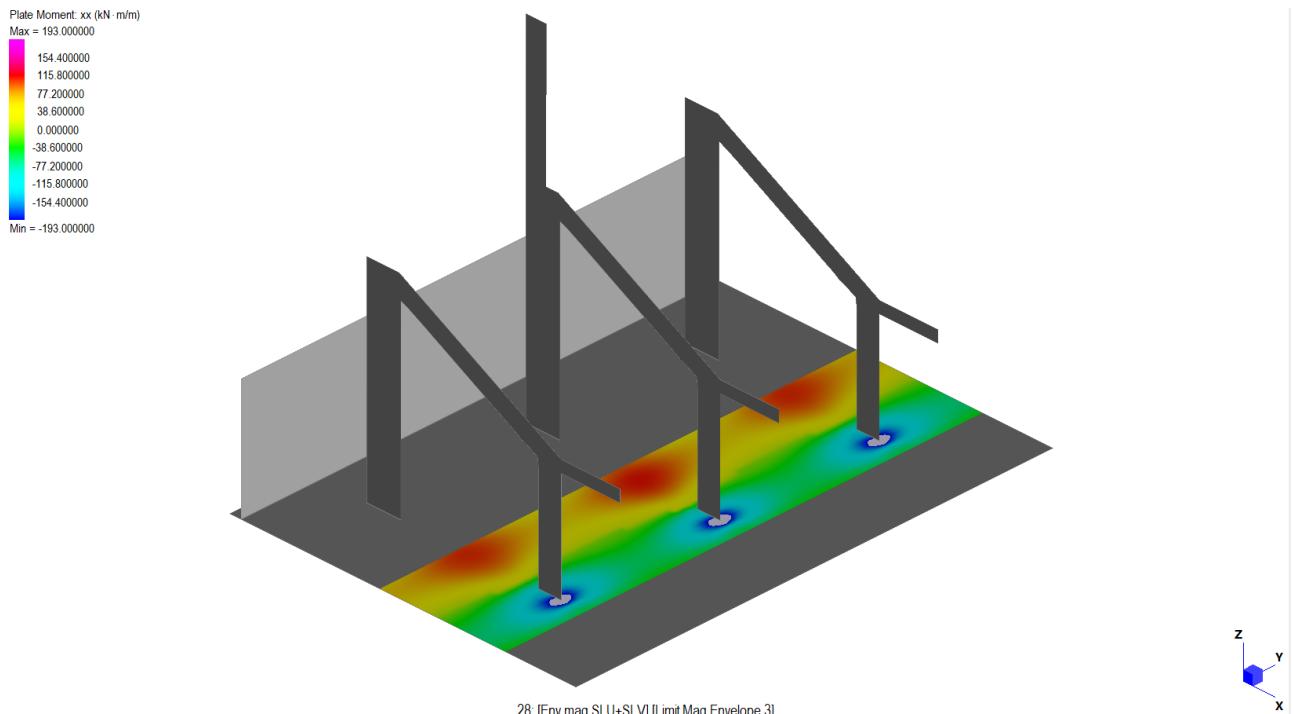


Figura 11-9: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{xx}

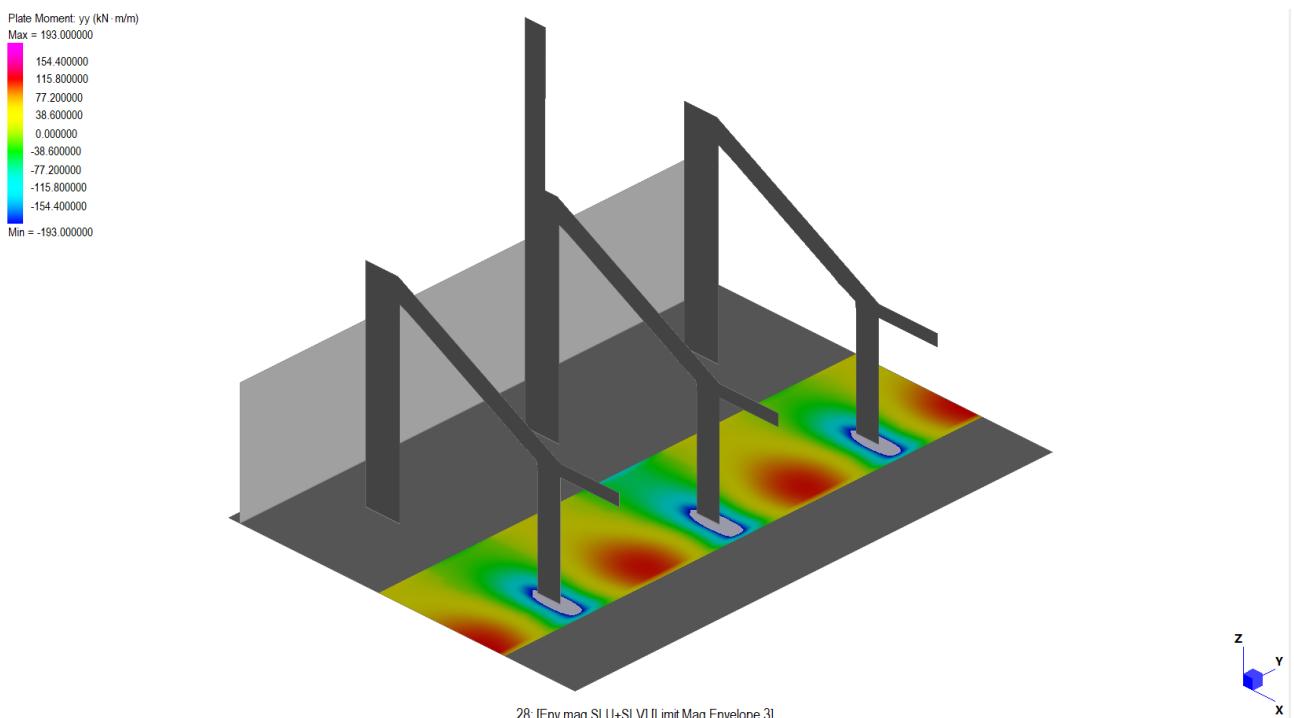
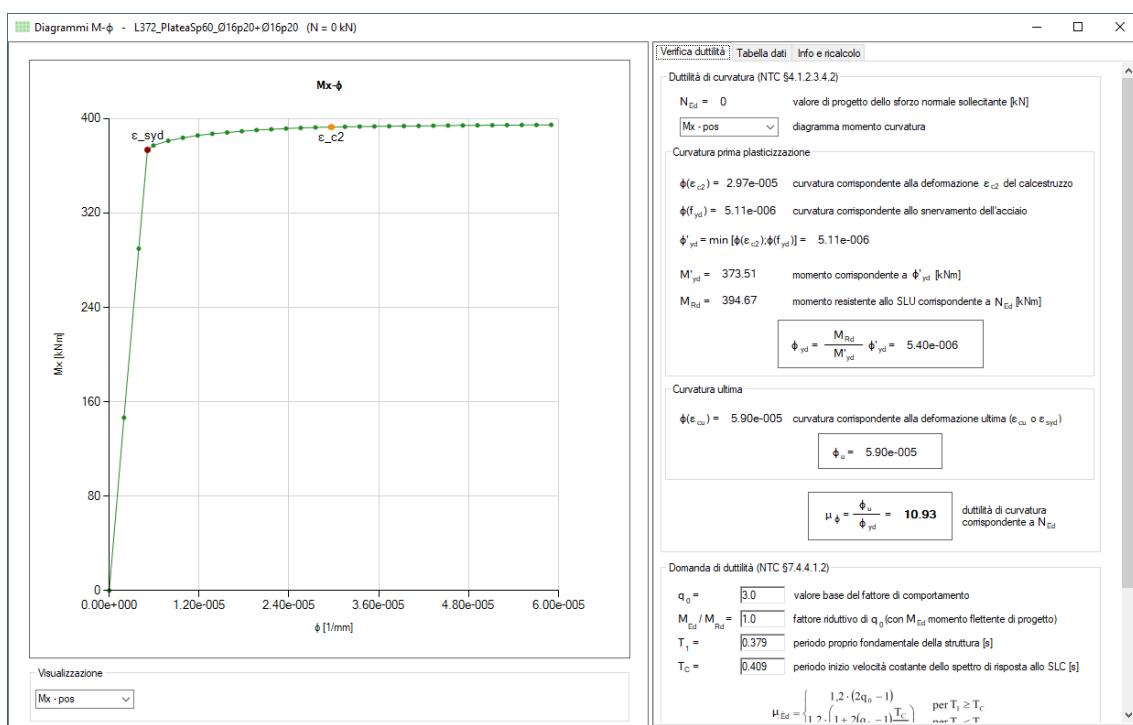
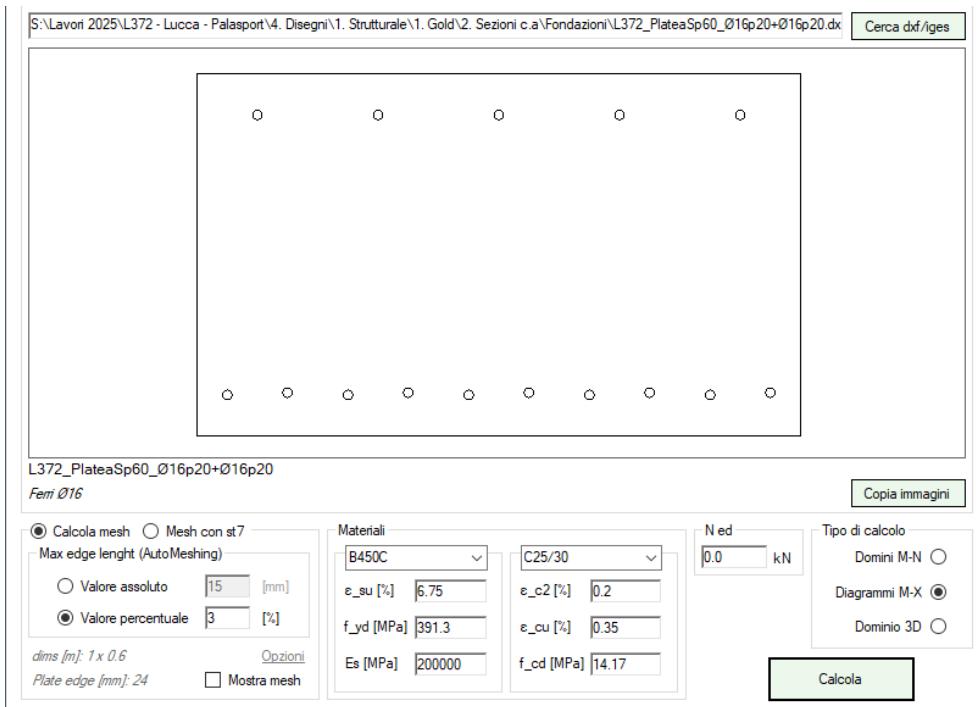


Figura 11-10: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{yy}

Le zone bianche indicano le zone dove è necessario disporre armatura di rinfittimento, costituita da Ø16/20 da sommarsi all'armatura di base, disposta inferiormente in entrambe le direzioni x-x e y-y

Con il rinfittamento, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 373 \text{ kNm}$



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

Plate Moment: xx (kN·m/m)
 Max = 193.000000

136.400000
79.800000
23.200000
-33.400000
-90.000000
-146.600000
-203.200000
-259.800000
-316.400000
Min = -373.000000

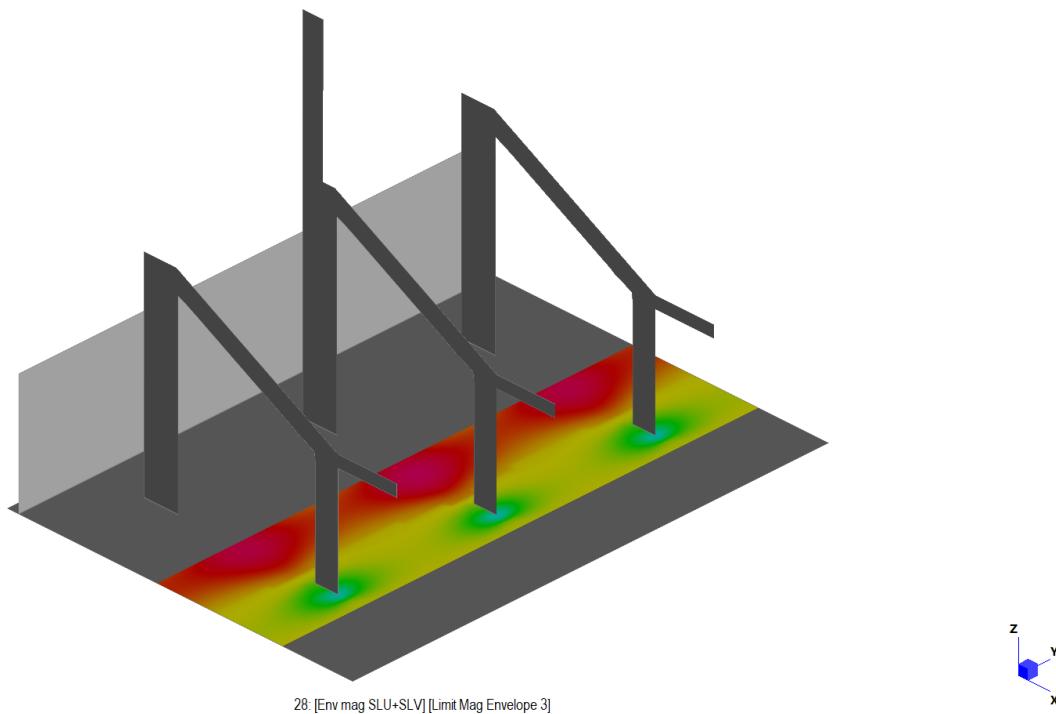


Figura 11-11: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione Mxx con armatura di rinforzamento Ø16/20 inferiore

Plate Moment: yy (kN·m/m)
 Max = 193.000000

136.400000
79.800000
23.200000
-33.400000
-90.000000
-146.600000
-203.200000
-259.800000
-316.400000
Min = -373.000000

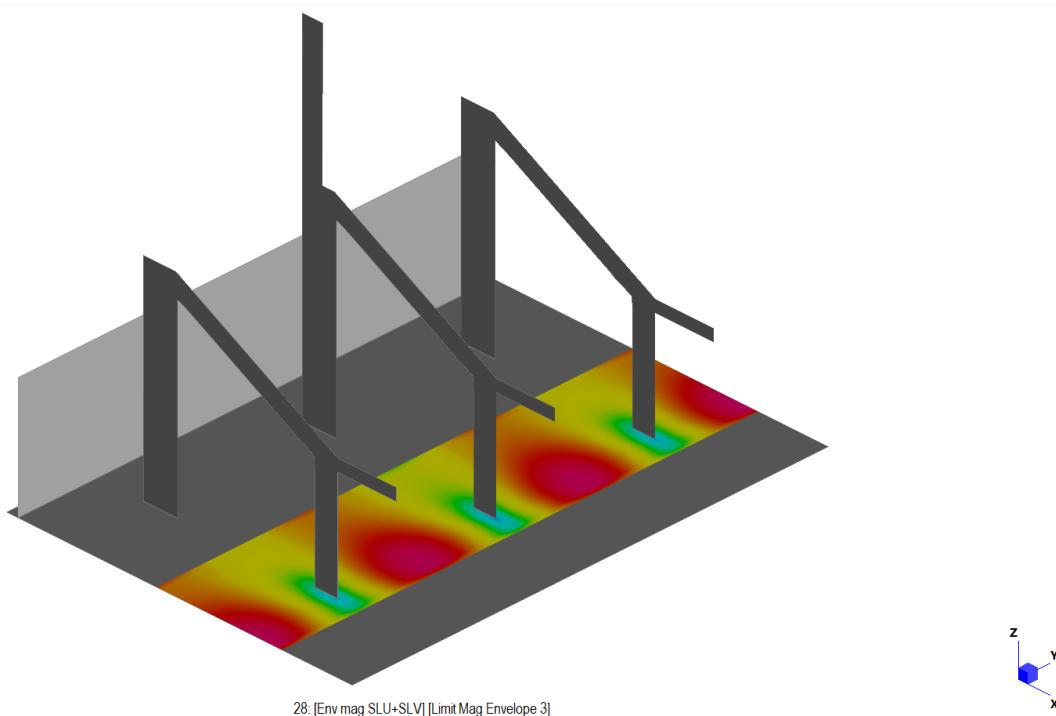
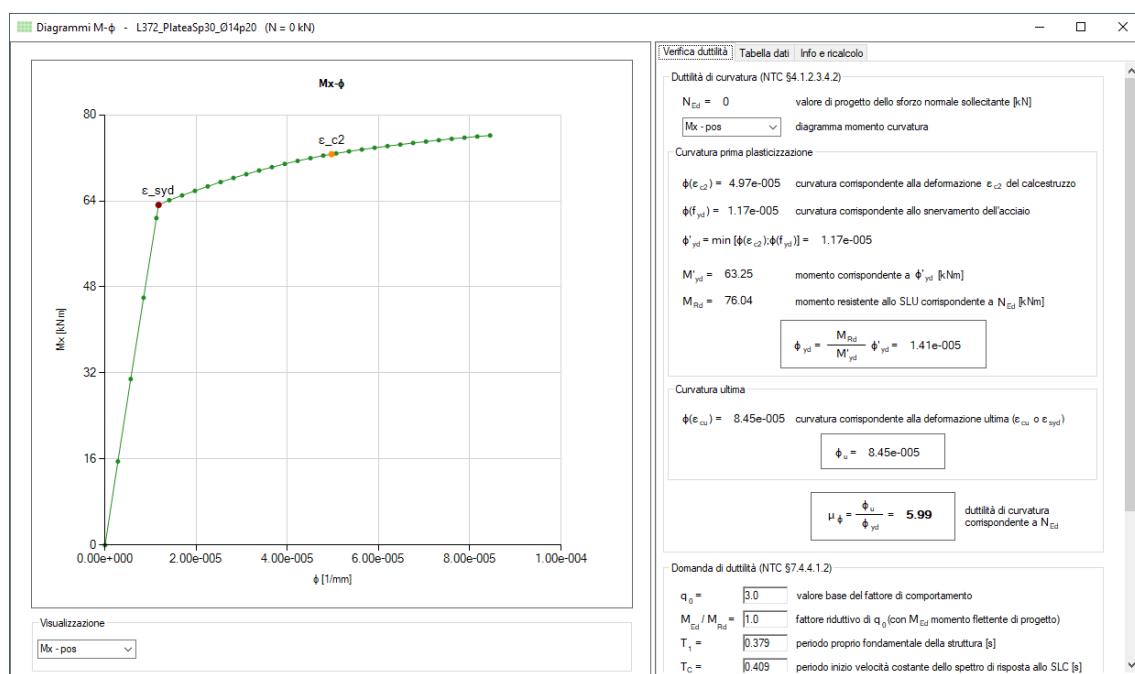


Figura 11-12: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione Myy con armatura di rinforzamento Ø16/20 inferiore

11.3.1.3. Platea spessore 30 cm

La sezione da 30 cm, per una porzione di un metro di platea presenta in entrambe le direzioni x-x e y-y armatura di base costituita da Ø14/20 ad entrambi i letti.

In entrambe le direzioni, la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd,b} = 63 \text{ kNm}$



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

Plate Moment: xx (kN · m/m)

Max = 63.000000
 50.400000
 37.800000
 25.200000
 12.600000
 0.000000
 -12.600000
 -25.200000
 -37.800000
 -50.400000
 Min = -63.000000

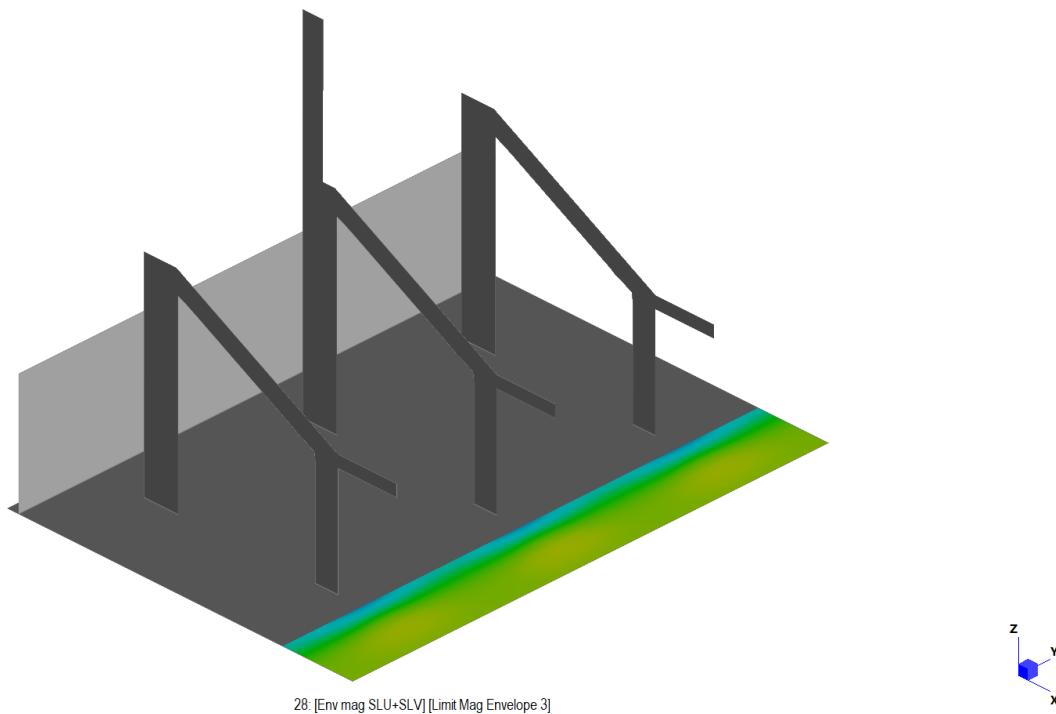


Figura 11-13: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{xx}

Plate Moment: yy (kN · m/m)

Max = 63.000000
 50.400000
 37.800000
 25.200000
 12.600000
 0.000000
 -12.600000
 -25.200000
 -37.800000
 -50.400000
 Min = -63.000000

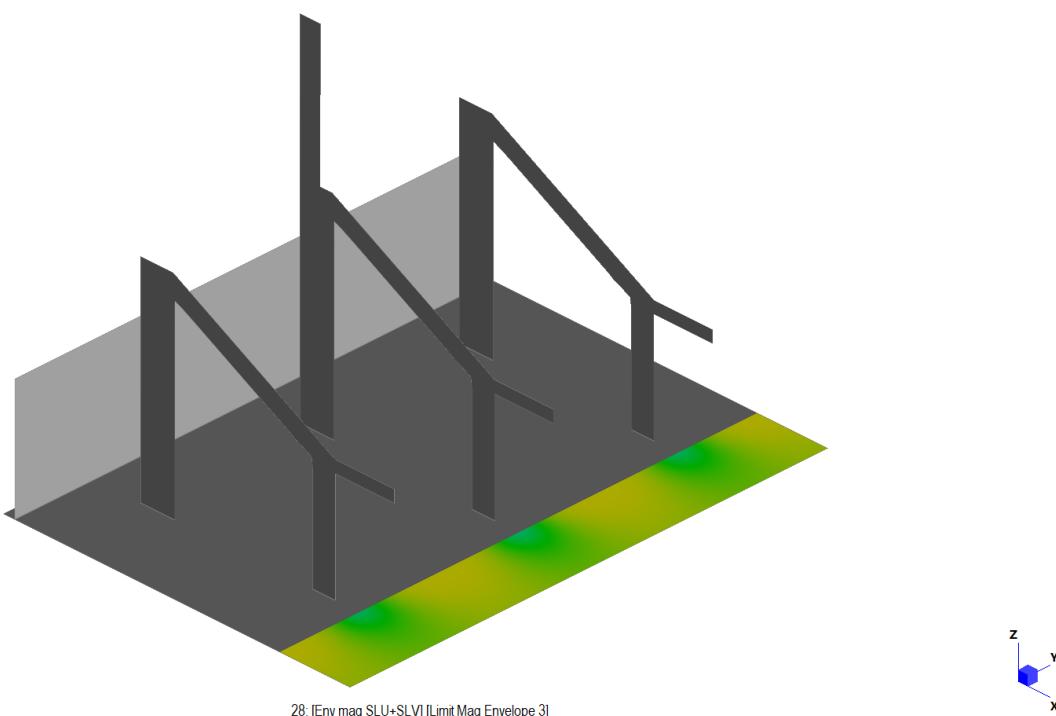
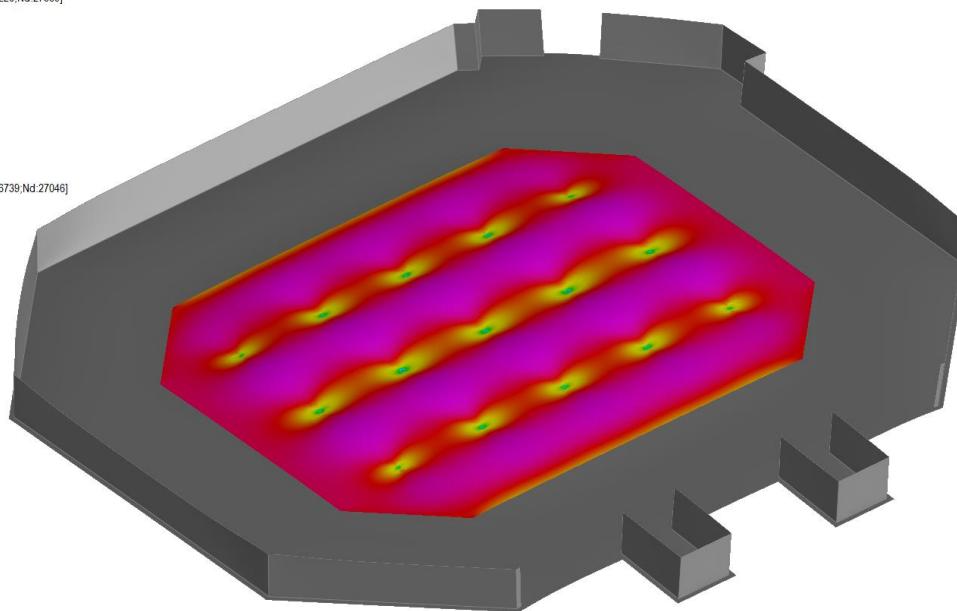


Figura 11-14: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione M_{yy}



Di seguito si riporta la mappatura cromatica dei momenti sollecitanti sulla platea centrale per la verifica in fase di costruzione in cui la platea è soggetta alla sottospinta idraulica.

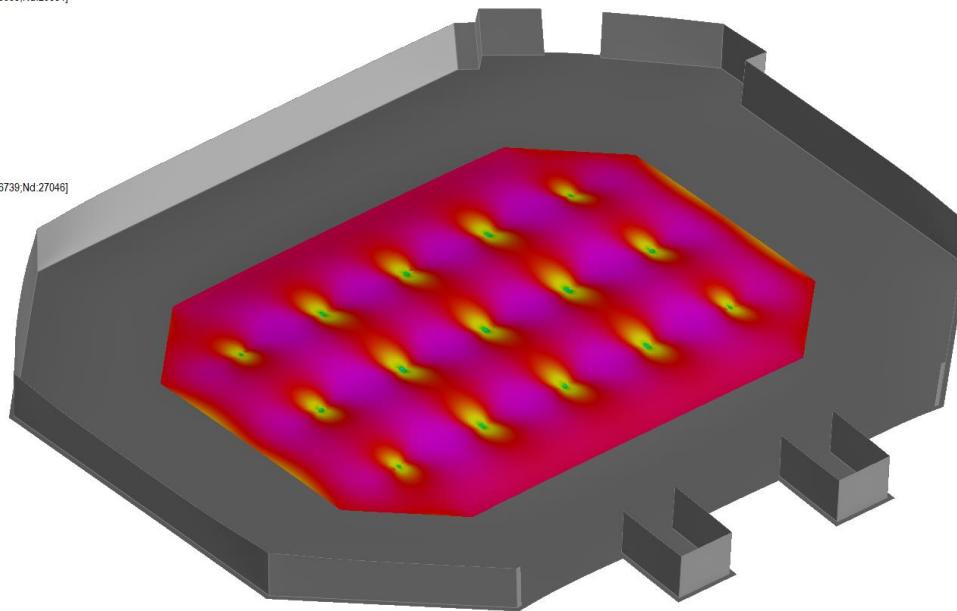
Plate Moment: xx (kN·m/m)
 Max = 7.4832 [Pt:27226,Nd:27539]
 2.58081
 -2.32199
 -7.22458
 -12.1272
 -17.0288
 -21.9324
 -26.835
 -31.7376
 -36.6402
 Min = -41.5427 [Pt:26739,Nd:27046]



6: step6 [Platee+micropali][U]

Figura 11-15: flessione Mxx

Plate Moment: yy (kN·m/m)
 Max = 7.47404 [Pt:29338,Nd:29634]
 2.63201
 -2.21003
 -7.05206
 -11.8941
 -16.7361
 -21.5782
 -26.4202
 -31.2622
 -36.1043
 Min = -40.9463 [Pt:26739,Nd:27046]



6: step6 [Platee+micropali][U]

Figura 11-16: flessione Myy

I valori di momento resistente superano quelli di momento sollecitante, pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

11.3.2 Verifiche di resistenza a taglio – punzonamento

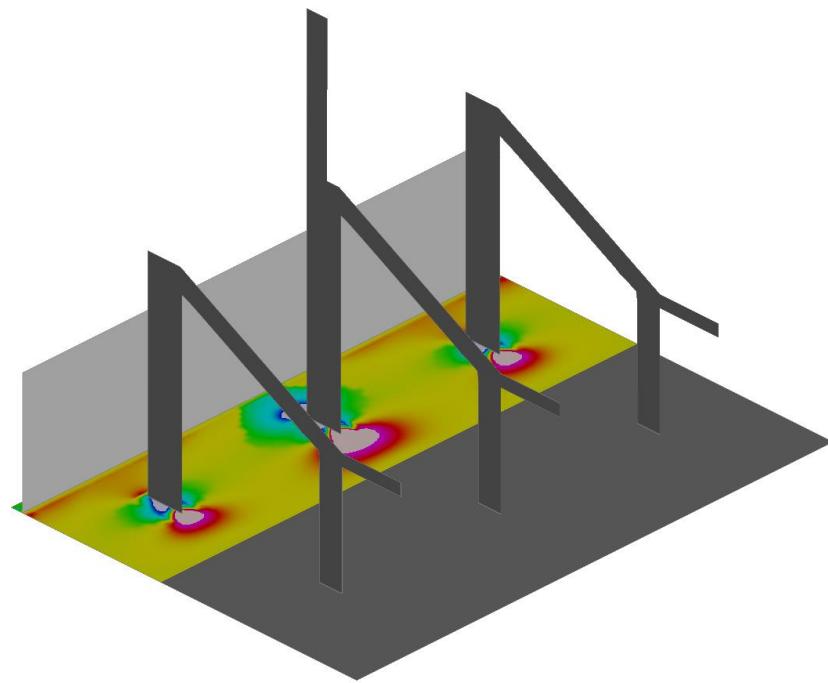
Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche a taglio-punzonamento delle platee di fondazione.

11.3.2.1. Platea spessore 80 cm

Come prima cosa si ricava la resistenza a taglio di una sezione di larghezza 100 cm come se fosse un elemento non armato a taglio. Tale capacità sarà confrontata con le sollecitazioni di taglio nei due piani principali XZ e YZ.

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Platea 100x80			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	800	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	56	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	1005.31	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[\cdot]
Fattore di confidenza	FC	1	[\cdot]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	0	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	744.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.52	[\cdot]
Rapporto armatura longitudinale	ρ _l	0.001	[\cdot]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.33	[\cdot]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	203.42	[kN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	243.63	[kN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V _{Rd}	243.63	[kN]

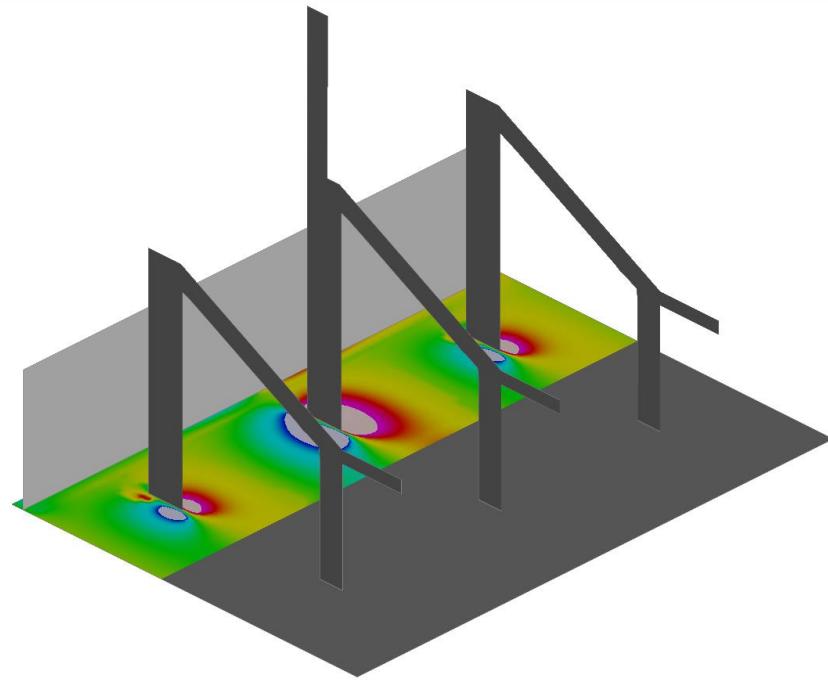
Plate Force: xz (kN/m)
Max = 243.000000
194.400000
145.800000
97.200000
48.600000
0.000000
-48.600000
-97.200000
-145.800000
-194.400000
Min = -243.000000



28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]

Figura 11-17 - Taglio Txz (SLU+SLV)

Plate Force: yz (kN/m)
Max = 243.000000
194.400000
145.800000
97.200000
48.600000
0.000000
-48.600000
-97.200000
-145.800000
-194.400000
Min = -243.000000



28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]

Figura 11-18 - Taglio Tyz (SLU+SLV)

Si rilevano delle zone in corrispondenza dei pilastri in cui il taglio supera il valore resistente; perciò, sarà valutata l'adozione di specifiche armature a taglio-punzonamento.

Per la verifica a taglio-punzonamento della platea di fondazione si definiscono i vari livelli di sforzo normale e quindi di azione punzonante per le differenti categorie di pilastro, ovvero interno, di bordo o d'angolo.

Per la valutazione della resistenza al punzonamento si fa riferimento al §6.4.4-§6.4.5 UNI EN 1992-1-1.

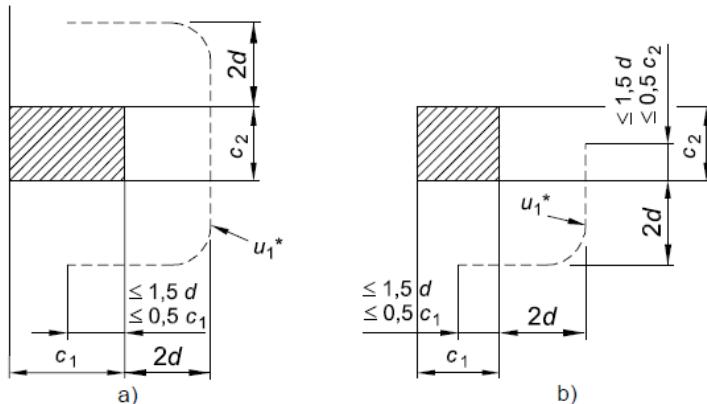


Figura 11-19 - Perimetro di verifica equivalente u_1 : a) pilastro di bordo; b) pilastro di angolo

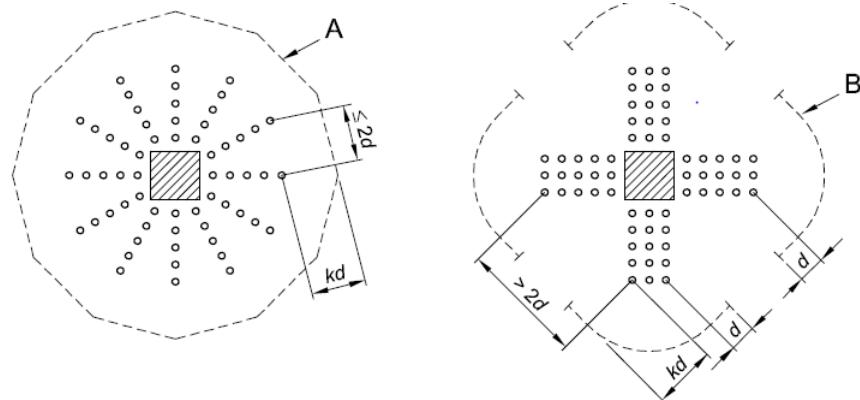
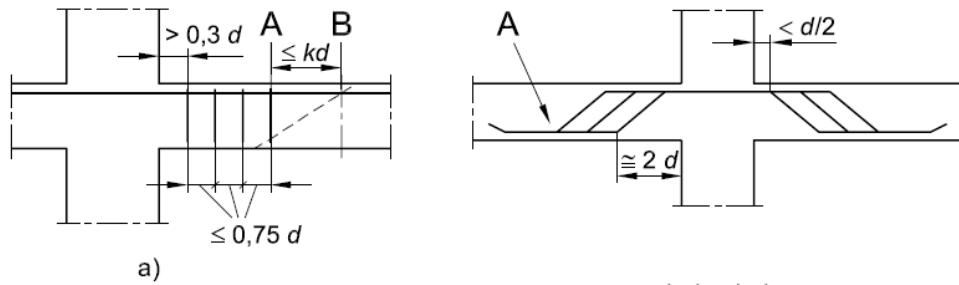


Figura 11-20 - Perimetri di verifica per pilastri interni: A) perimetro u_{out} ; B) perimetro $u_{out,eff}$

Armature per il taglio-punzonamento

Legenda

- a) Distanza delle cuciture
- b) Distanza delle barre piegate verso il basso
- A Perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio
- B Primo perimetro di verifica entro il quale non è richiesta armatura a taglio



Di seguito si riportano le sollecitazioni alla base delle colonne 150x80 in forma tabellare e le relative verifiche a taglio-punzonamento.

	Group	Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN·m	MY kN·m
Link 4	MPL_SettoCen_150x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	230.987157 (C.18)	2.182109 (C.20)	-3429.450949 (C.20)	-2.757360 (C.20)	538.489211 (C.18)
Link 4	MPL_SettoCen_150x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	371.843458 (C.22)	69.211932 (C.24)	-2709.231390 (C.24)	-92.918341 (C.24)	900.395427 (C.23)
Link 4	MPL_SettoCen_150x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	371.843458 (C.22)	69.211932 (C.24)	-3429.450949 (C.20)	-92.918341 (C.24)	900.395427 (C.23)
Link 6	MPL_SettoLat_150x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	241.447859 (C.19)	-6.591672 (C.21)	-1448.414102 (C.20)	26.264477 (C.21)	761.237673 (C.18)
Link 6	MPL_SettoLat_150x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	350.449485 (C.22)	-15.557053 (C.25)	-814.195158 (C.25)	24.044725 (C.25)	934.474716 (C.22)
Link 6	MPL_SettoLat_150x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	350.449485 (C.22)	-15.557053 (C.25)	-1448.414102 (C.20)	26.264477 (C.21)	934.474716 (C.22)
Link 7	MPL_SettoLat_150x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	240.363112 (C.19)	5.612392 (C.21)	-1453.307124 (C.20)	-25.120642 (C.21)	760.413284 (C.18)
Link 7	MPL_SettoLat_150x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	347.652278 (C.22)	21.352220 (C.24)	-890.820635 (C.24)	-48.867652 (C.24)	950.978080 (C.22)
Link 7	MPL_SettoLat_150x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	347.652278 (C.22)	21.352220 (C.24)	-1453.307124 (C.20)	-48.867652 (C.24)	950.978080 (C.22)

L'azione punzonante viene ridotta considerando la reazione del terreno all'interno del perimetro critico di verifica. A tale scopo si riportano le pressioni di contatto per il pilastro centrale e per i pilastri laterali per la combinazione di carico più gravosa.

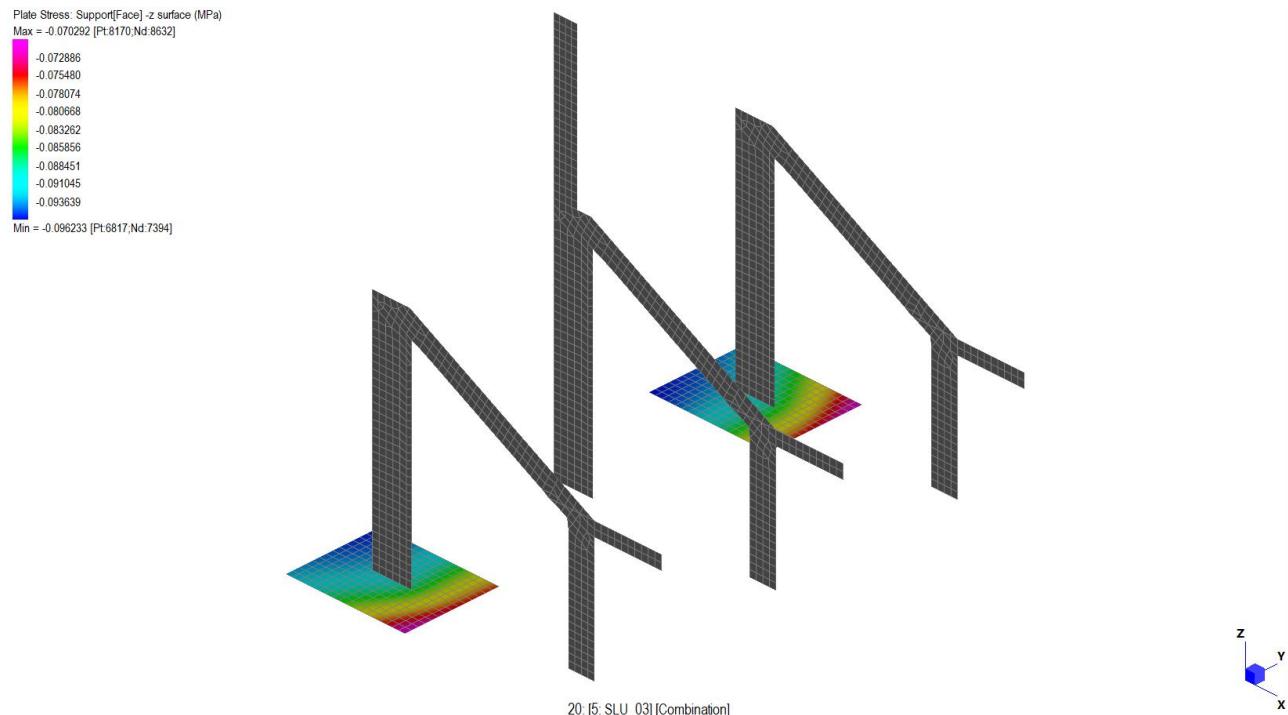


Figura 11-21: Pressioni di contatto nel perimetro di verifica delle colonne 60x150 laterali

Plate Stress: Support[Face] .z surface (MPa)
Max = -0.088151 [Pt:5699,Nd:6173]

-0.090735
-0.093318
-0.095901
-0.098485
-0.101068
-0.103651
-0.106235
-0.108818
-0.111401

Min = -0.113985 [Pt:5284,Nd:1453]

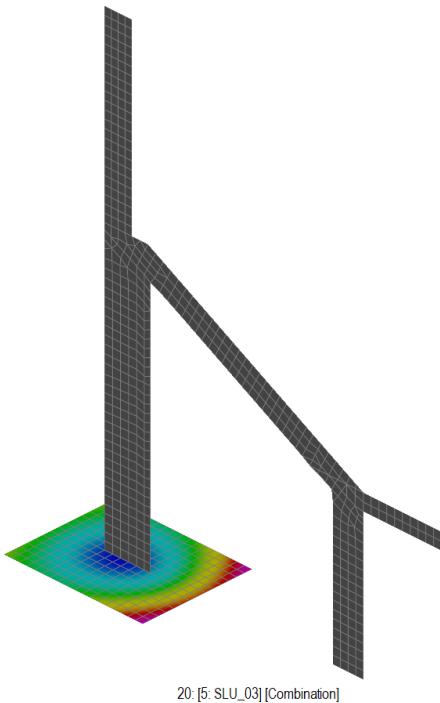
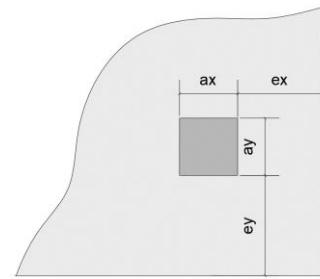


Figura 11-22: Pressioni di contatto nel perimetro di verifica della colonna 60x150 centrale

Si considera, a favore di sicurezza, il valore più basso della tensione di contatto.

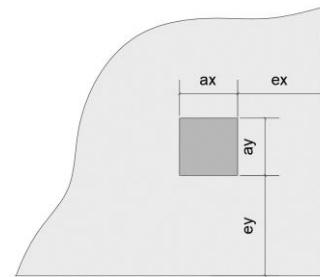
Per i pilastri laterali le verifica risulta soddisfatta senza considerare la reazione del terreno. Non si ha dunque necessità di armatura specifica.

Punching shear resistance of a slab without punching shear reinforcement UNI EN 1992-1-1 § 6.4.4							
N _{sd} [kN]	1500.00	maximum column axial force					
r [Mpa]	0.000	face Support					
A [m ²]	13.92	area inner of critical effective perimeter					
R [kN]	0.00	soil reaction in the control area without the punched foundation load					
shear wall (edge) ?	no						
s _{wall} [mm]	300						
a _x column/wall [mm]	600						
a _y column/wall [mm]	1500						
a _x design [mm]	600	column dimension in x direction					
a _y design [mm]	1500	column dimension in y direction					
d _x [mm]	744	effective depth of the slab in x direction					
d _z [mm]	730	effective depth of the slab in z direction					
d _{eff} [mm]	737	effective depth of the slab					
e _x [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in x direction					
e _y [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in y direction					
a/2d	1	ratio between distance of the actual perimeter and the more distant perimeter					
u ₁ [mm]	13461	critical total perimeter (in case it is an inner column)					
u _{1,s} [mm]	13461	critical effective perimeter					
u _{1,t} [mm]	13461	control perimeter					
column position: β	inner column						
	1.15						
v _{Ed} [MPa]	0.17	eq. 6.49					
f _{ck} [Mpa]	25						
γ _c	1.5						
α _{cc}	0.85						
lower tensed reinforcement in x direction [cm ² /m]	diameter 1 [mm]	span 1 [cm]	diameter 2 [mm]	span 2 [cm]	Area 1 cm ² /m	Area 2 cm ² /m	Area cm ² /m
	16	20	-	20	10.05	0	10.05
lower tensed reinforcement in z direction [cm ² /m]	16	20	-	20	10.05	0	10.05
ρ _{i,x}	0.001364	flexural reinforcement ratio in x direction					
ρ _{i,z}	0.001364	flexural reinforcement ratio in z direction					
ρ _i	0.001364						
k	1.52						
v _{Rd,c,1} [MPa]	0.27	eq. 6.50					
v _{Rd,c,2} [MPa]	0.32	eq. 6.50	DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013				
v _{Rd,c} [MPa]	0.3189	eq. 6.50					
Further shear reinforcement is not required provided that v _{Ed} <=v _{Rd,c}	0.545	Verified					



Per la colonna centrale le verifica risulta soddisfatta considerando la reazione del terreno. Non si ha dunque necessità di armatura specifica.

Punching shear resistance of a slab without punching shear reinforcement UNI EN 1992-1-1 § 6.4.4		
N _{sd} [kN]	3500.00	maximum column axial force
r [Mpa]	0.080	face Support
A [m ²]	13.92	area inner of critical effective perimeter
R [kN]	1113.32	soil reaction in the control area without the punched foundation load
shear wall (edge) ?	no	
s _{wall} [mm]	300	
a _x column/wall [mm]	600	
a _y column/wall [mm]	1500	
a _x design [mm]	600	column dimension in x direction
a _y design [mm]	1500	column dimension in y direction
d _x [mm]	744	effective depth of the slab in x direction
d _z [mm]	730	effective depth of the slab in z direction
d _{eff} [mm]	737	effective depth of the slab
e _x [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in x direction
e _y [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in y direction
a/2d	1	ratio between distance of the actual perimeter and the more distant perimeter
u ₁ [mm]	13461	critical total perimeter (in case it is an inner column)
u _{1,s} [mm]	13461	critical effective perimeter
u _{1,t} [mm]	13461	control perimeter
column position: β	inner column	
	1.15	
v _{Ed} [MPa]	0.28	eq. 6.49
f _{ck} [Mpa]	25	
γ _c	1.5	
α _{cc}	0.85	
lower tensed reinforcement in x direction [cm ² /m]	16	span 1 [cm]
lower tensed reinforcement in z direction [cm ² /m]	16	span 2 [cm]
diameter 1 [mm]	20	diameter 2 [mm]
	-	Area 1 cm ² /m
	20	Area 2 cm ² /m
		Area cm ² /m
		10.05
		0
		10.05
ρ _{i,x}	0.001364	flexural reinforcement ratio in x direction
ρ _{i,z}	0.001364	flexural reinforcement ratio in z direction
ρ _i	0.001364	
k	1.52	
v _{Rd,c,1} [MPa]	0.27	eq. 6.50
v _{Rd,c,2} [MPa]	0.32	eq. 6.50 DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013
v _{Rd,c} [MPa]	0.3189	eq. 6.50
Further shear reinforcement is not required provided that v _{Ed} ≤ v _{Rd,c}		
v _{Ed} /v _{Rd,c}	0.868	Verified



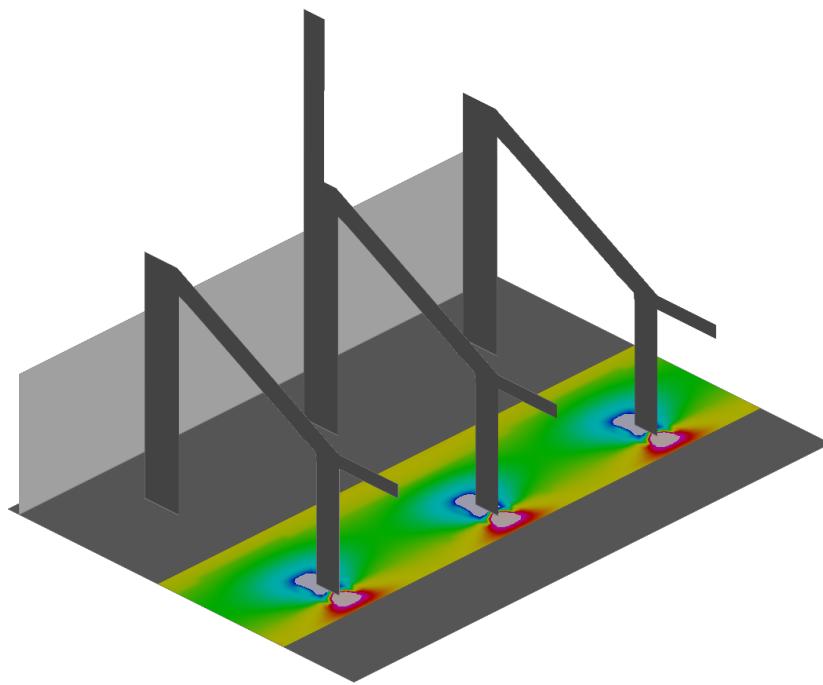
11.3.2.2. Platea spessore 60 cm

Come prima cosa si ricava la resistenza a taglio di una sezione di larghezza 100 cm come se fosse un elemento non armato a taglio. Tale capacità sarà confrontata con le sollecitazioni di taglio nei due piani principali XZ e YZ.

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Platea 100x60			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	600	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	56	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	1005.31	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[\cdot]
Fattore di confidenza	FC	1	[\cdot]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	0	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	544.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.61	[\cdot]
Rapporto armatura longitudinale	ρ _l	0.002	[\cdot]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.36	[\cdot]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	174.65	[KN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	193.82	[KN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V_{Rd}	193.82	[kN]



Plate Force: xz (kN/m)
Max = 193.000000
154.400000
115.800000
77.200000
38.600000
0.000000
-38.600000
-77.200000
-115.800000
-154.400000
Min = -193.000000

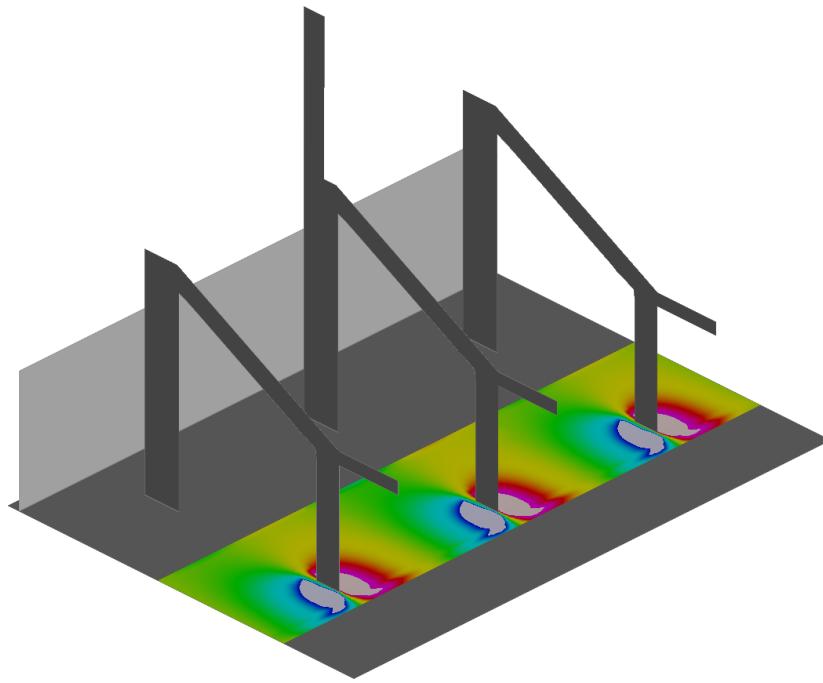


28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]



Figura 11-23 - Taglio Txz (SLU+SLV)

Plate Force: yz (kN/m)
Max = 193.000000
154.400000
115.800000
77.200000
38.600000
0.000000
-38.600000
-77.200000
-115.800000
-154.400000
Min = -193.000000



28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]



Figura 11-24 - Taglio Tyz (SLU+SLV)

Si rilevano delle zone in corrispondenza dei pilastri in cui il taglio supera il valore resistente; perciò, sarà valutata l'adozione di specifiche armature a taglio-punzonamento.

Di seguito si riportano le sollecitazioni alla base delle colonne 150x80 in forma tabellare e le relative verifiche a taglio-punzonamento.

	Group	Case	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN·m	MY kN·m
Link 5	MPL_SettoCen_100x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	163.343902 (C.19)	-0.303333 (C.19)	-1800.331173 (C.19)	0.358258 (C.19)	322.720016 (C.19)
Link 5	MPL_SettoCen_100x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	207.964642 (C.22)	-22.825837 (C.25)	-1234.564248 (C.22)	42.738915 (C.25)	463.208587 (C.22)
Link 5	MPL_SettoCen_100x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	207.964642 (C.22)	-22.825837 (C.25)	-1800.331173 (C.19)	42.738915 (C.25)	463.208587 (C.22)
Link 8	MPL_SettoLat_100x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	126.964524 (C.19)	-4.460442 (C.18)	-1790.425990 (C.19)	9.371339 (C.18)	241.017532 (C.19)
Link 8	MPL_SettoLat_100x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	178.393365 (C.22)	-24.532221 (C.25)	-1311.647393 (C.23)	45.506773 (C.25)	399.825556 (C.22)
Link 8	MPL_SettoLat_100x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	178.393365 (C.22)	-24.532221 (C.25)	-1790.425990 (C.19)	45.506773 (C.25)	399.825556 (C.22)
Link 9	MPL_SettoLat_100x60	26: [Env mag SLU] [Limit Mag Envelope 1]	127.024871 (C.19)	4.147607 (C.18)	-1801.724861 (C.19)	-9.107201 (C.18)	241.145012 (C.19)
Link 9	MPL_SettoLat_100x60	27: [Env mag SLV] [Limit Mag Envelope 2]	176.683363 (C.23)	27.142365 (C.24)	-1311.498728 (C.24)	-51.445859 (C.24)	399.506549 (C.23)
Link 9	MPL_SettoLat_100x60	28: [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]	176.683363 (C.23)	27.142365 (C.24)	-1801.724861 (C.19)	-51.445859 (C.24)	399.506549 (C.23)

L'azione punzonante viene ridotta considerando la reazione del terreno all'interno del perimetro critico di verifica. A tale scopo si riportano le pressioni di contatto per il pilastro centrale e per i pilastri laterali per la combinazione di carico più gravosa.

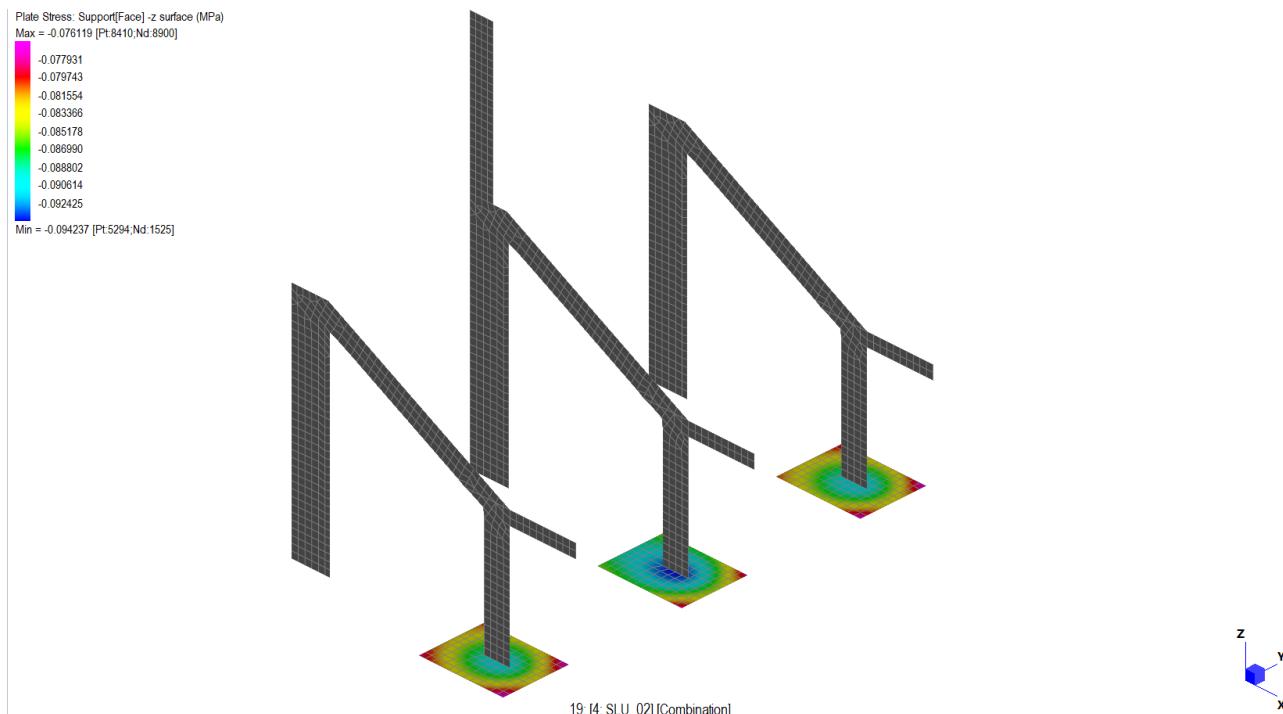
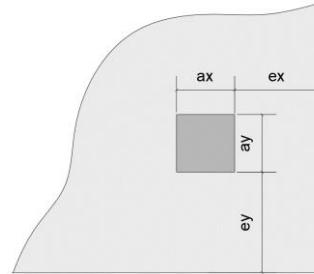


Figura 11-25: Pressioni di contatto nel perimetro di verifica delle colonne 60x100

Si considera, a favore di sicurezza, il valore più basso della tensione di contatto.

Come mostrato nella verifica seguente non si ha necessità di armatura specifica.

Punching shear resistance of a slab without punching shear reinforcement UNI EN 1992-1-1 § 6.4.4									
N _{sd} [kN]	1810.00	maximum column axial force							
r [Mpa]	0.070	face Support							
A [m ²]	7.66	area inner of critical effective perimeter							
R [kN]	536.24	soil reaction in the control area without the punched foundation load							
shear wall (edge) ?	no								
s _{wall} [mm]	300								
a _x column/wall [mm]	600								
a _y column/wall [mm]	1000								
a _x design [mm]	600	column dimension in x direction							
a _y design [mm]	1000	column dimension in y direction							
d _x [mm]	544	effective depth of the slab in x direction							
d _z [mm]	530	effective depth of the slab in z direction							
d _{eff} [mm]	537	effective depth of the slab							
e _x [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in x direction							
e _y [mm]	0	distance between pillar edge and slab edge in y direction							
a/2d	1	ratio between distance of the actual perimeter and the more distant perimeter							
u ₁ [mm]	9948	critical total perimeter (in case it is an inner column)							
u _{1,s} [mm]	9948	critical effective perimeter							
u _{1,c} [mm]	9948	control perimeter							
column position: β	inner column								
β	1.15								
V _{Ed} [MPa]	0.27	eq. 6.49							
f _{ck} [Mpa]	25								
V _c	1.5								
a _{cc}	0.85								
lower tensed reinforcement in x direction [cm ² /m]	16	20	diameter 1 [mm]	span 1 [cm]	diameter 2 [mm]	span 2 [cm]	Area 1 cm ² /m	Area 2 cm ² /m	Area cm ² /m
lower tensed reinforcement in z direction [cm ² /m]	16	20	-	20	-	20	10.05	0	10.05
ρ _{i,x}	0.001872	flexural reinforcement ratio in x direction							
ρ _{i,z}	0.001872	flexural reinforcement ratio in z direction							
ρ _i	0.001872								
k	1.61								
V _{Rd,c,1} [MPa]	0.32	eq. 6.50							
V _{Rd,c,2} [MPa]	0.35	eq. 6.50	DS/EN 1992-1-1 DK NA:2013						
V _{Rd,c} [MPa]	0.3474	eq. 6.50							
Further shear reinforcement is not required provided that V _{Ed} <=V _{Rd,c}									
V _{Ed} /V _{Rd,c}	0.789	Verified							



11.3.2.3. Platea spessore 30 cm

Come prima cosa si ricava la resistenza a taglio di una sezione di larghezza 100 cm come se fosse un elemento non armato a taglio. Tale capacità sarà confrontata con le sollecitazioni di taglio nei due piani principali XZ e YZ.

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Platea 100x30			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	300	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	54	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	769.69	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	25	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[⁻]
Fattore di confidenza	FC	1	[⁻]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	0	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	246.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.90	[⁻]
Rapporto armatura longitudinale	ρ _l	0.003	[⁻]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.46	[⁻]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	111.44	[KN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	112.90	[KN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V_{rd}	112.90	[kN]

Plate Force: xz (kN/m)
Max = 112.000000
89.600000
67.200000
44.800000
22.400000
0.000000
-22.400000
-44.800000
-67.200000
-89.600000
Min = -112.000000

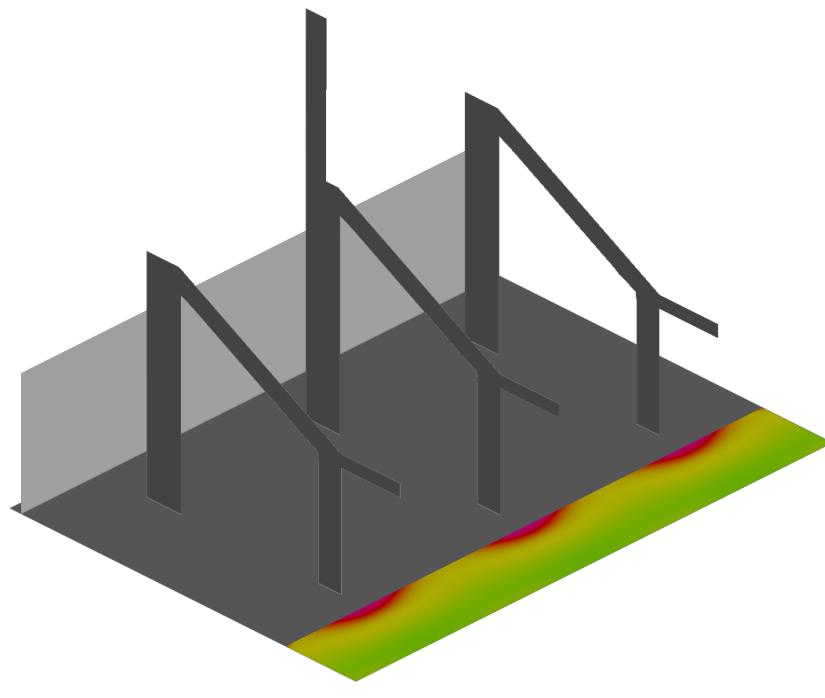


Figura 11-26 - Taglio Txz (SLU+SLV)

Plate Force: yz (kN/m)
Max = 112.000000
89.600000
67.200000
44.800000
22.400000
0.000000
-22.400000
-44.800000
-67.200000
-89.600000
Min = -112.000000

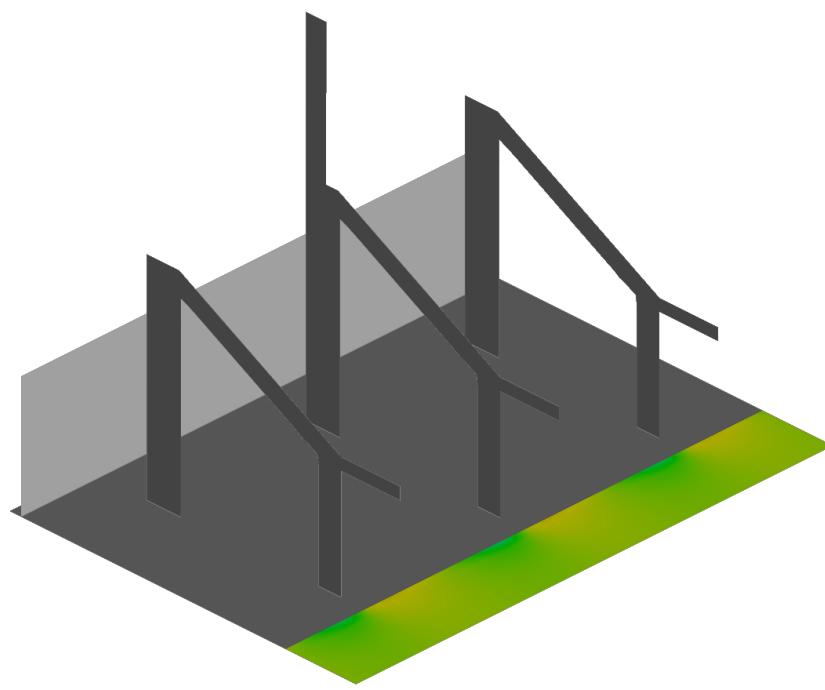
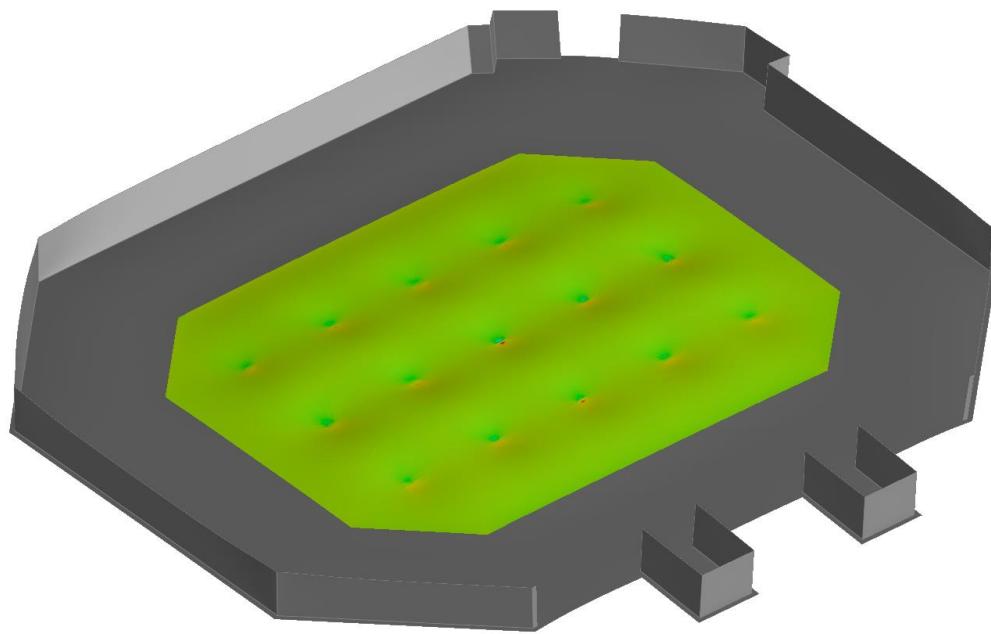


Figura 11-27 - Taglio Tyz (SLU+SLV)

Plate Force: xz (kN/m)

Max = 112.0
89.6
67.2
44.8
22.4
0.0
-22.4
-44.8
-67.2
-89.6
Min = -112.0

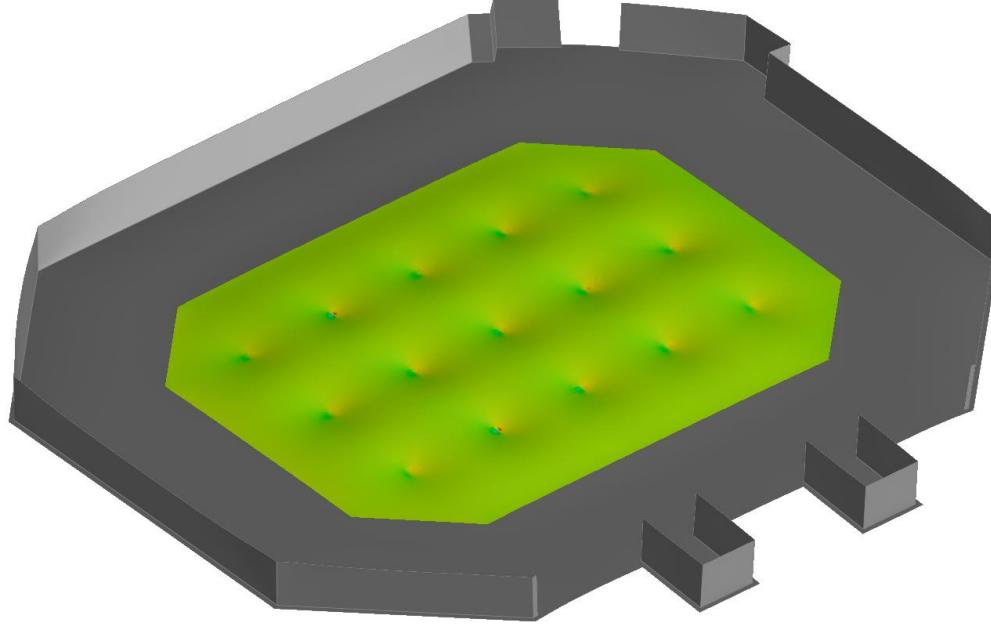


6: step6 [Platee+micropali][U]

Figura 11-28 - Taglio Tyz

Plate Force: yz (kN/m)

Max = 112.0
89.6
67.2
44.8
22.4
0.0
-22.4
-44.8
-67.2
-89.6
Min = -112.0



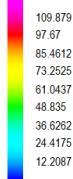
6: step6 [Platee+micropali][U]

Figura 11-29 - Taglio Tyz

I valori di resistenza a taglio superano i valori del taglio sollecitante, pertanto la **verifica si ritiene soddisfatta.**

Si riportano per completezza le massime trazioni nei pali di fondazione e si esplicita la verifica a punzonamento della platea da 30 cm.

Link Node React: Mag(T) (kN)
 Max = 122.087 [Lnk:2:Nd:48247]



Min = 0.0 [Lnk:1:Nd:27046]



6: step6 [Platee+micropali][U]

Figura 11-30 – Reazioni vincolari di trazione sui micropali di fondazione

Resistenza a taglio - punzonamento di un solaio senza specifiche armature UNI EN 1992-1-1 § 6.4.4	
N _{ed} [kN]	130
R [kN]	0
D _u [mm]	300
d _x [mm]	263
d _z [mm]	249
d _{eff} [mm]	256
u ₁ [mm]	4159
u ₁₊ [mm]	4159
column position: β	inner column
V _{Ed} [MPa]	0.140
ε _{ck} [Mpa]	25
γ _c	1.5
a _{cc}	0.85
diameter 1 [mm]	
armatura tesa minima in direzione x [cm ² /m]	14
armatura tesa minima in direzione z [cm ² /m]	14
span 1 [cm]	
diameter 1 [mm]	20
diameter 2 [mm]	-
span 2 [cm]	20
Area 1 cm ² /m	7.7
Area 2 cm ² /m	0
span 2 [cm]	
diameter 1 [mm]	20
diameter 2 [mm]	-
span 1 [cm]	20
Area 1 cm ² /m	7.7
Area 2 cm ² /m	0
ρ_x	
ρ _x	0.003007813
ρ _z	0.003007813
ρ _t	0.003007813
k	1.88
V _{Rdc,1} [MPa]	0.44
V _{Rdc,2} [MPa]	0.45
V _{Rdc} [MPa]	0.45
Armatura a aggiuntiva a taglio-punzonamento non richiesta qualora V _{Ed} <=V _{Rdc}	
V _{Ed} /V _{Rdc}	0.310
Non occorre ulteriore armatura a taglio-punzonamento	

Non è richiesta armatura specifica a punzonamento.

11.4 VERIFICA DI RESISTENZA DEGLI ELEMENTI A PIASTRA DEI MURI CONTRO TERRA

Nel progetto in esame si differenziano due tipologie di condizioni di vincolo dei muri contro terra: una con vincolo sommitale (schema incastro – incastro) e una senza vincolo sommitale (schema a mensola). La prima tipologia è stata rappresentata nel modello e pertanto se ne esegue una verifica tramite output del modello di calcolo; la seconda viene eseguita tramite verifica manuale.

11.4.1 Muro con vincolo sommitale

I valori delle pressioni di spinta sono riportati al §8.3. Di seguito si riportano le verifiche di resistenza per flessione e taglio.

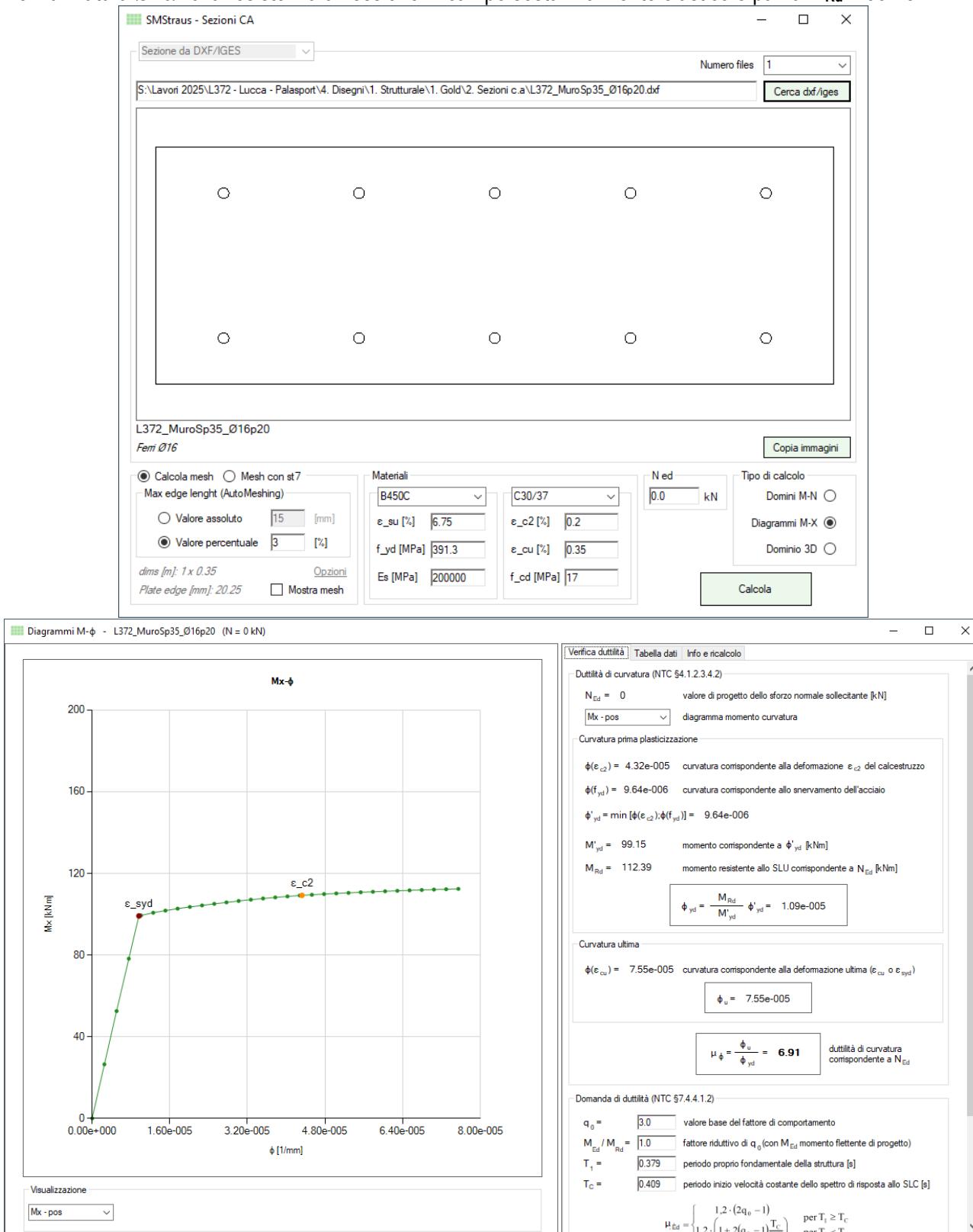
11.4.1.1. Verifica a flessione

Di seguito si illustrano le verifiche a flessione e taglio dei muri in c.a. per inviluppo delle combinazioni SLU-SLV.

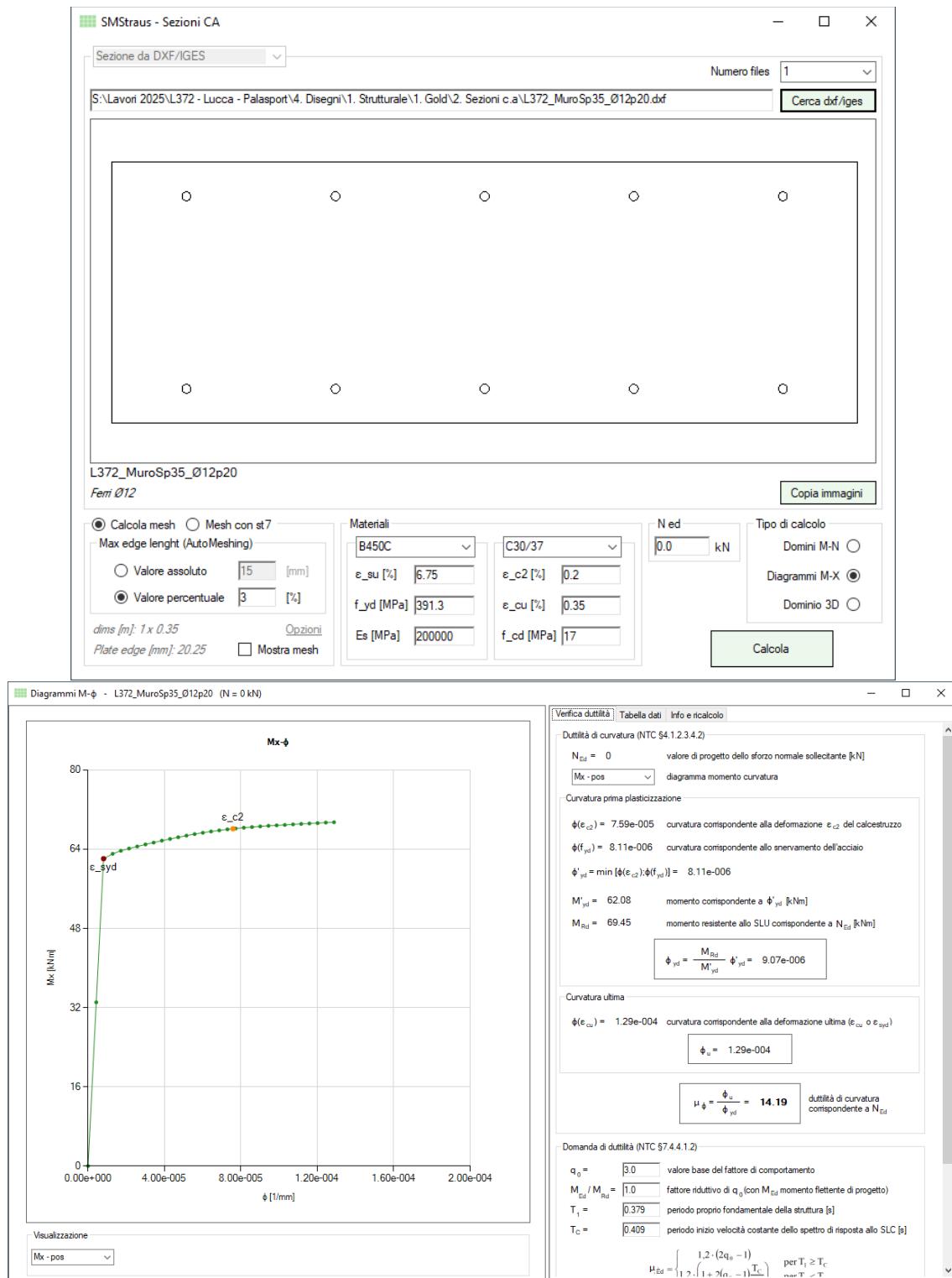
Convenzioni elementi plate: Gli output delle sollecitazioni sono riferiti al sistema di riferimento locale degli elementi plate: in particolare tutti i plate sono stati orientati con asse locale y verticale e asse locale x orizzontale. Con il momento M_x si dimensiona l'armatura orizzontale della parete mentre con il momento M_y si dimensiona l'armatura verticale.

I muri vengono armati esternamente con Ø20/20 alla base e Ø16/20 in sommità, internamente con Ø16/20. L'armatura trasversale è costituita da barre Ø12/20.

Per l'armatura Ø16/20 la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd} = 99.15 \text{ kNm}$.



Per l'armatura orizzontale Ø12/20 la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd} = 62$ kNm.



Nel seguito si riportano i *contour* delle sollecitazioni flessionali in direzione longitudinale e trasversale fissando tale valore resistente come fondo scala:

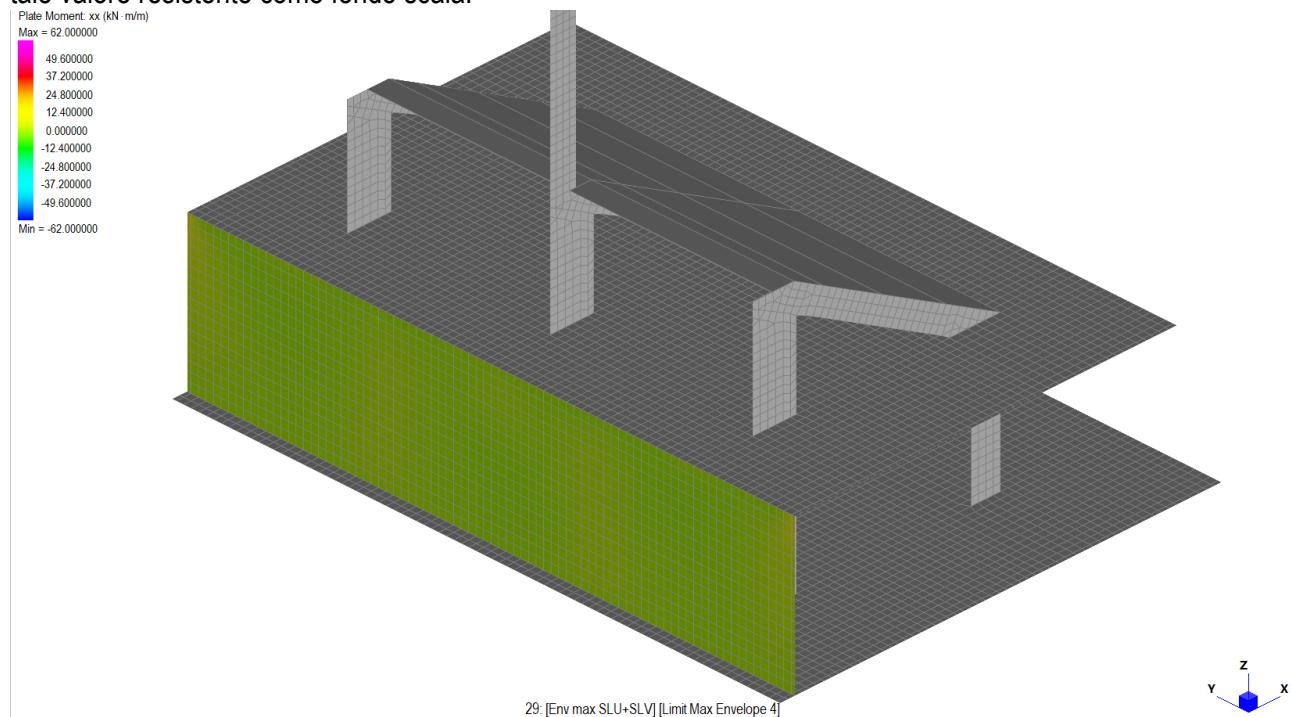


Figura 11-31: Inviluppo SLU-SLV dei momenti Mxx

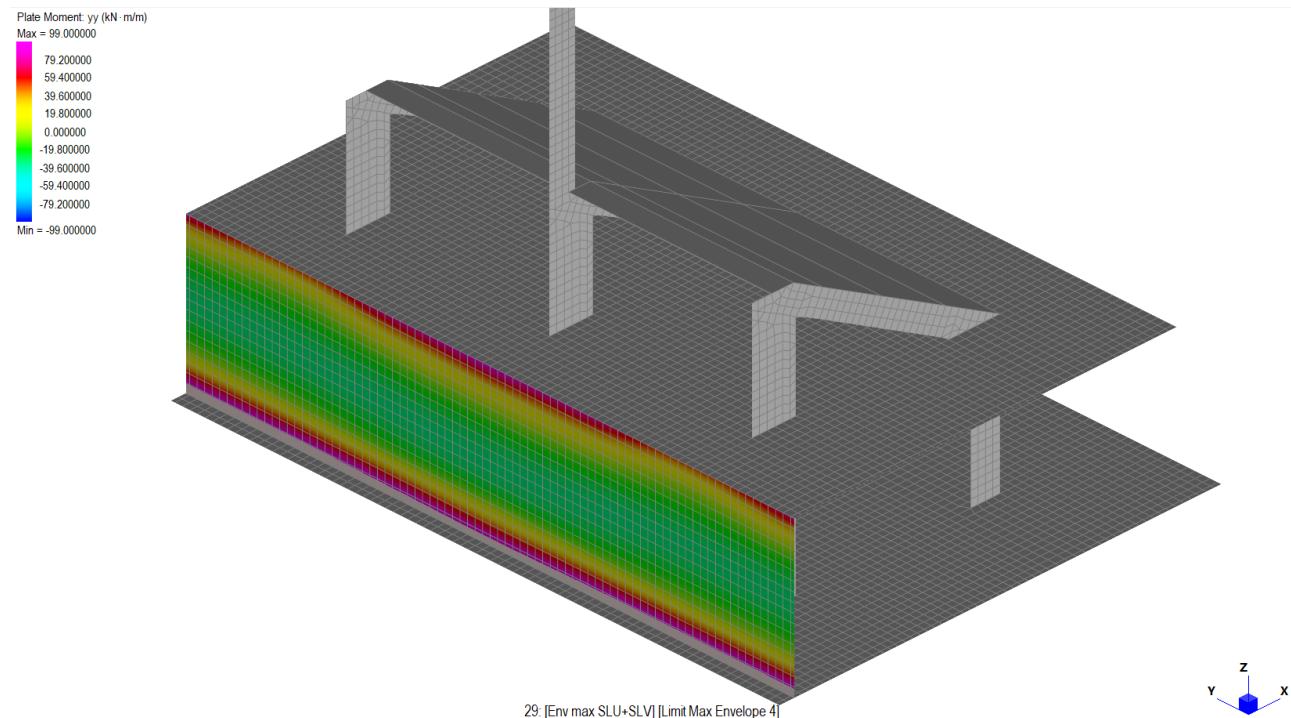
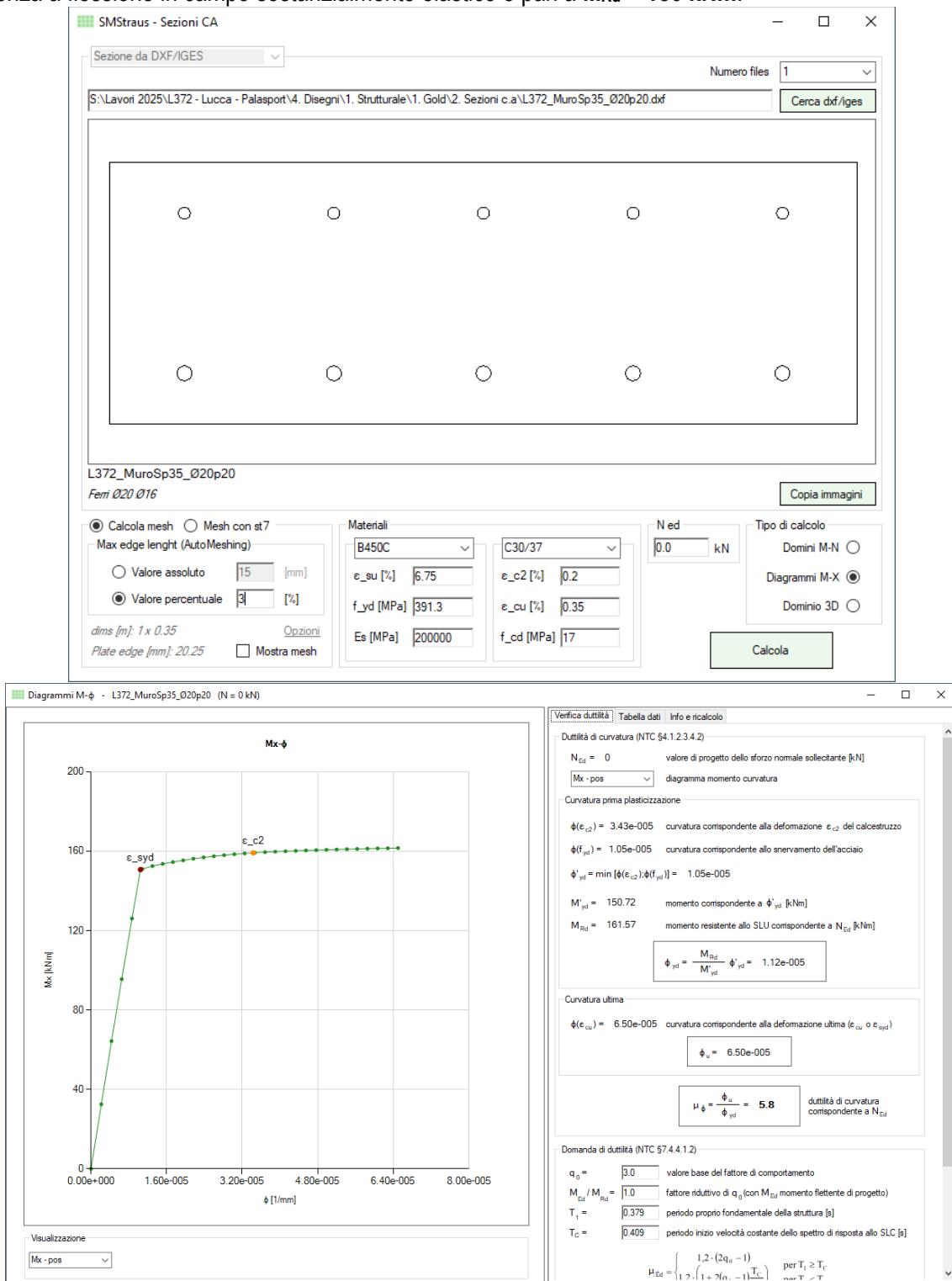


Figura 11-32: Inviluppo SLU-SLV dei momenti Myy

Le uniche zone bianche si verificano alla base del muro dove l'armatura prevista è Ø20/20 e per la quale la resistenza a flessione in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd} = 150 \text{ kNm}$.



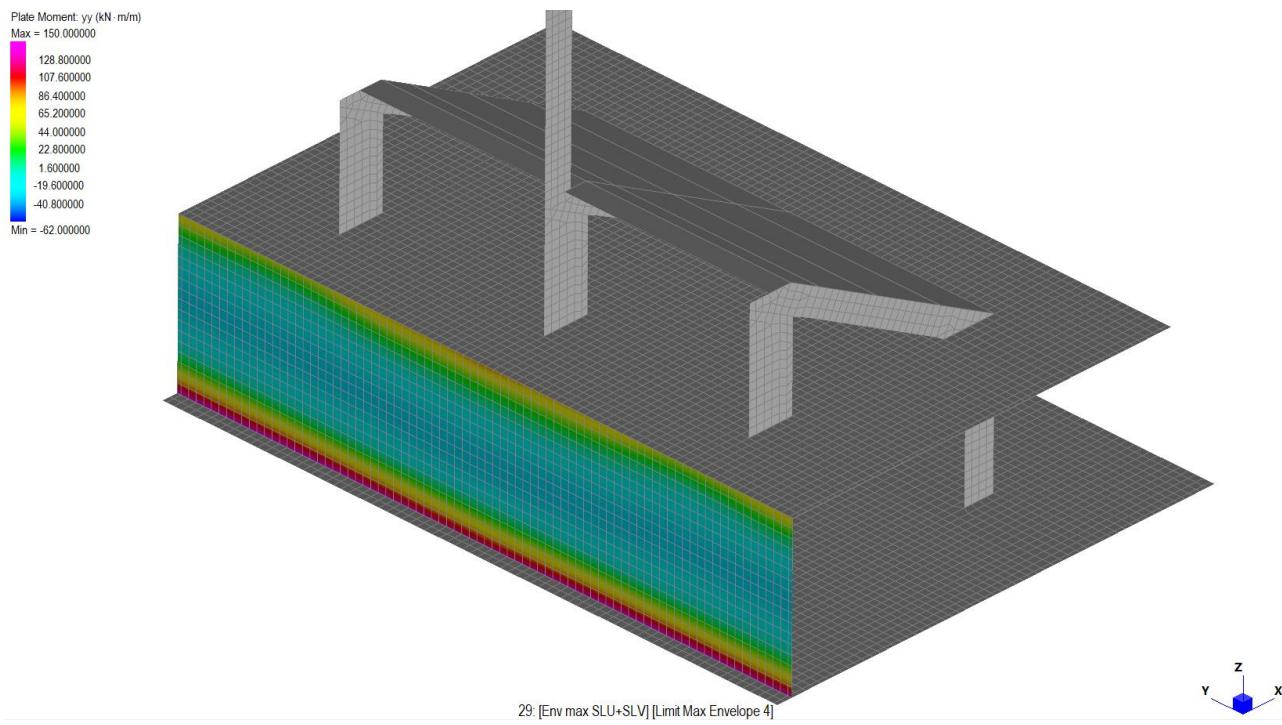
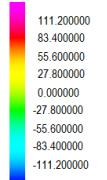


Figura 11-33: Inviluppo massime sollecitazioni SLU+SLV flessione Myy con armatura di base Ø20/20 esterna

11.4.1.2. Verifica a taglio

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Muro 100x35			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	350	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	60	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	1005.31	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[-]
Fattore di confidenza	FC	1	[-]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	0	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	290.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.83	[-]
Rapporto armatura longitudinale	ρ _l	0.003	[-]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.47	[-]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	139.04	[KN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	137.68	[KN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V_{Rd}	139.04	[kN]

Plate Force: yz (kN/m)
 Max = 139.000000

 111.200000
 83.400000
 55.600000
 27.800000
 0.000000
 -27.800000
 -55.600000
 -83.400000
 -111.200000
 Min = -139.000000

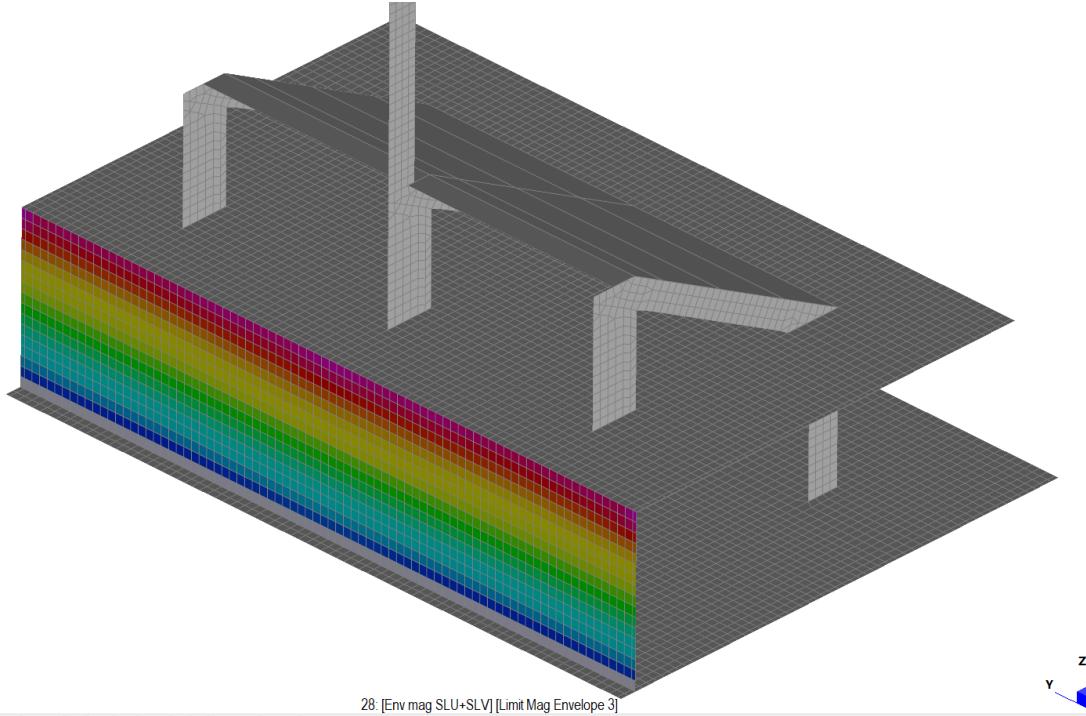


Figura 11-34: Inviluppo SLU+SLV Taglio Tyz con armatura di base Ø16/20

Le uniche zone bianche si verificano alla base del muro dove l'armatura prevista è Ø20/20 e per la quale la resistenza a taglio vale 161 kN.

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Muro 100x35			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	350	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	60	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	1570.80	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[⁻]
Fattore di confidenza	FC	1	[⁻]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	0	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	290.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.83	[⁻]
Rapporto armatura longitudinale	p _l	0.005	[⁻]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.47	[⁻]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	161.34	[KN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	137.68	[KN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V _{Rd}	161.34	[kN]

Plate Force: yz (kN/m)
Max = 161.000000
128.800000
96.600000
64.400000
32.200000
0.000000
-32.200000
-64.400000
-96.600000
-128.800000
Min = -161.000000

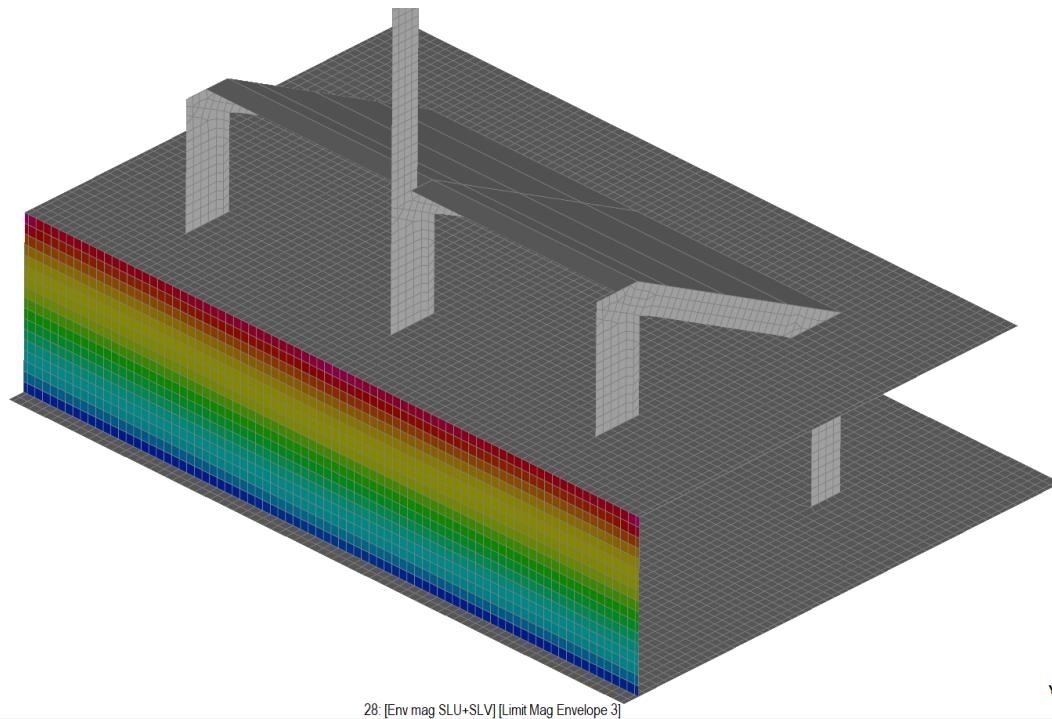


Figura 11-35: Inviluppo SLU+SLV Taglio Tyz con armatura di base Ø20/20

In tutti i punti il valore del taglio resistente non viene superato e pertanto si ritiene la **verifica soddisfatta**.

11.4.2 Muro senza vincolo sommitale

In questo caso si esegue il calcolo della spinta attiva e spinta sismica con metodo di Mononobe-Okabe. Si ipotizza un sovraccarico accidentale di 10 kN/m² e si considera inoltre un carico da costipamento.

Calcolo del coefficiente di spinta			
Caratteristiche del terreno			
φ	32	°	Angolo di attrito del terreno
OCR	1		Grado di sovraconsolidazione
k₀	0.470		Coefficiente di spinta a riposo (Kulhawy et al. 1989)
Condizioni statiche (teoria di Coulomb)			
α	90	°	angolo che la parete forma con l'orizzonte
δ	21	°	angolo di attrito terra-muro (2/3 φ)
β	0	°	inclinazione del terrapieno
K _a	0.275	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche
K _p	7.333	-	Coefficiente di spinta passiva in condizioni statiche
Condizioni dinamiche (Metodo di Mononobe-Okabe)			
α'	0	°	angolo che la parete forma con la verticale
a _{max/g}	0.201	-	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito
β _m	0.38	-	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
k _h	0.076	-	Coefficiente sismico orizzontale
k _v ⁺	0.038	-	Coefficiente sismico verticale
θ ⁺	4.208	°	Inclinazione della risultante della forza peso
K _{AE} ⁺	0.322	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche
k _v ⁻	-0.038	-	Coefficiente sismico verticale
θ ⁻	4.540	°	Inclinazione della risultante della forza peso
K _{AE} ⁻	0.326	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche

Calcolo della flessione massima su un muro controterra a mensola
Geometria

h_{muro}	4.00	m	Altezza muro pari alla quota del P.C.
b_{muro}	1.00	m	Larghezza muro
P.F.	3.00	m	Quota del piano di falda da P.C.
S	0.35	m	Spessore muro

Dati del terreno

γ_T	18.00	kN/m ³	Densità terreno
γ_A	10.00	kN/m ³	Densità acqua
K_0	0.47		Coefficiente di spinta a riposo
K_A	0.28		Coefficiente di spinta attiva
q	10.00	kN/m ²	Sovraccarico
K	KA		Coefficiente di spinta considerato
K	0.28		Coefficiente di spinta considerato
α	61	°	Inclinazione cuneo di rottura
W	7982.05	kg	Peso del cuneo di terreno

Dati sismici del sito

PGA	0.201	g	Accelerazione di picco al suolo
K_{AE}	0.326	-	Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche
β_m	0.38	-	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
k_h	0.076	-	Coefficiente sismico orizzontale
Metodo	Mononobe-Okabe		Metodo utilizzato

Spinta terreno

St	38.23	kN	Spinta del terreno
Sa	5.00	kN	Spinta dell'acqua
Sq	11.00	kN	Spinta sovraccarico
S	54.23	kN	Spinta complessiva statica
Sst	57.89	kN	Spinta sismica (Wood)
Sst	45.30	kN	Spinta sismica (Mononobe-Okabe)
Ssq	13.04	kN	Spinta sismica sovraccarico
Swb	6.10	kN	Spinta orizzontale del cuneo di terreno (Mononobe-Okabe)

Costipamento

P_{rullo}	10.00	ton	Peso rullo per costipamento
L_{rullo}	2.00	m	Larghezza rullo
p	49.05	kN/m	Carico di costipamento lineare
γ_T	18.00	kN/m ³	Densità terreno
σ'_{hrm}	22.43	kN/m ²	Tensione orizzontale massima residua
KA	0.275		Coefficiente di spinta considerato
z_c	0.36	m	Profondità di influenza iniziale del costipamento
h_c	4.79	m	Profondità di influenza finale del costipamento
$S_{Ed, cost}$	46.05	kN	Incremento della spinta per costipamento
$M_{Ed, cost}$	110.88	kNm	Incremento del momento sollecitante per costipamento

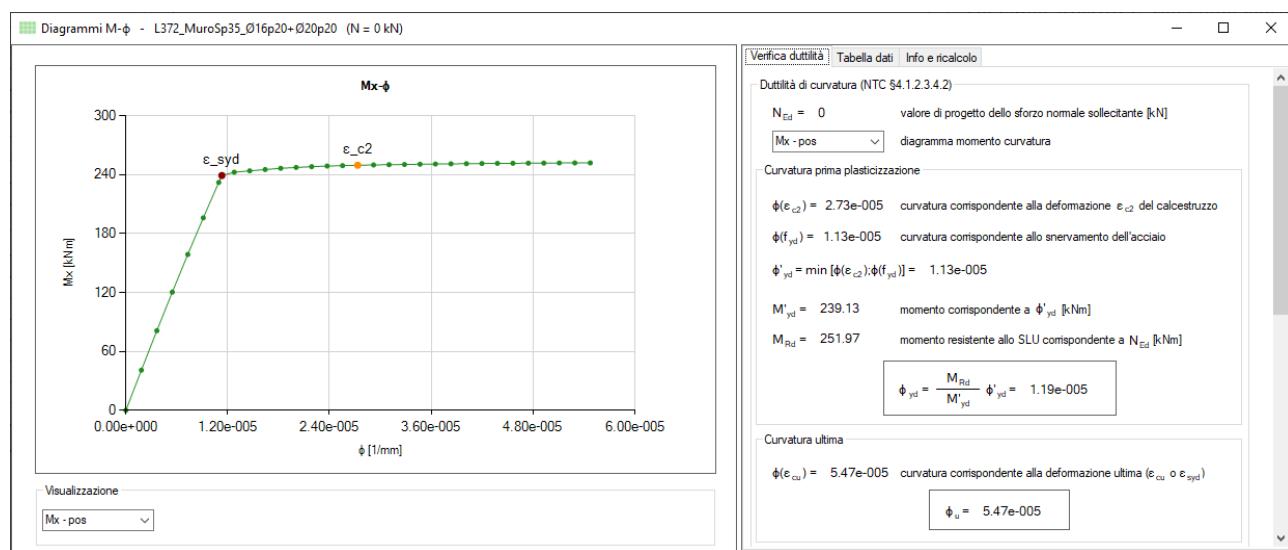
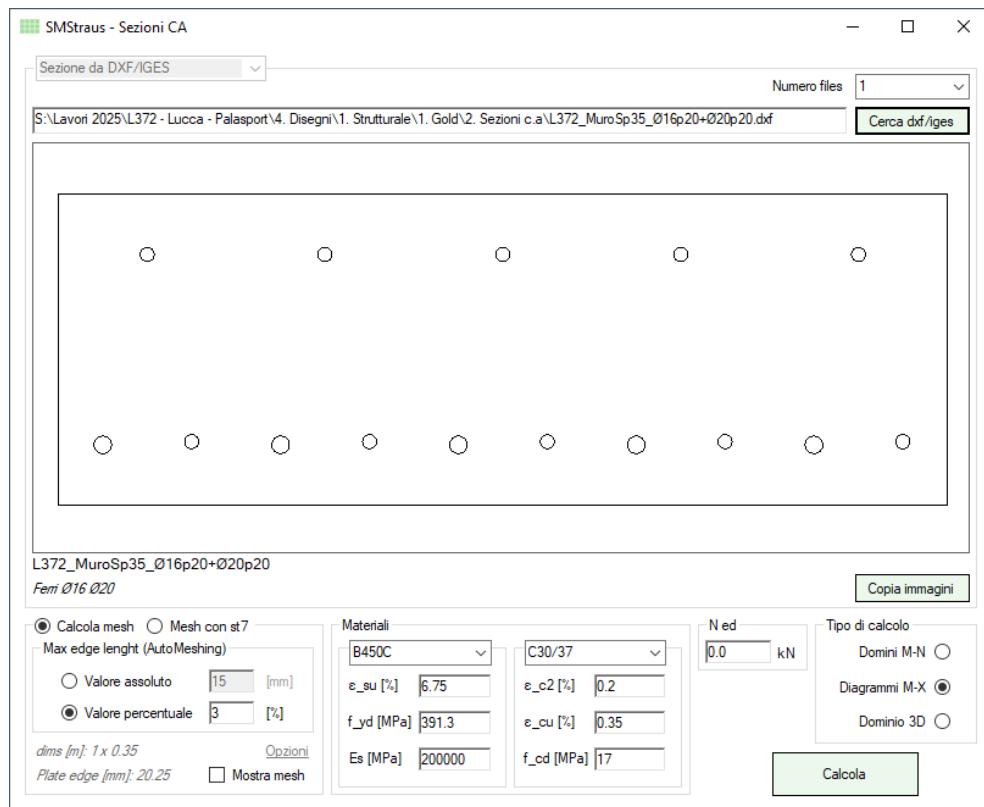
Sollecitazioni sulla parete

$M_{Ed, SLE}$	186.89	kNm	Momento flettente allo SLE
$M_{Ed, SLU}$	247.36	kNm	Momento flettente allo SLU
$M_{Ed, SLV}$	189.83	kNm	Momento flettente allo SLV
$V_{Ed, SLU}$	132.57	kNm	Taglio allo SLU
$V_{Ed, SLV}$	133.20	kNm	Taglio allo SLV



11.4.2.1. Verifica a flessione

I muri vengono armati con Ø16/20+Ø20/20 esternamente e Ø16/20 internamente. La resistenza a flessione allo SLU è pari a $M_{Rd} = 251 \text{ kNm}$, mentre in campo sostanzialmente elastico è pari a $M_{Rd} = 239 \text{ kNm}$.



I valori di momento resistente superano quelli di momento sollecitante, pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

11.4.2.2. Verifica a taglio

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO: - § 4.1.2.3.5.1			
Muro 100x35			
Dati sezione:			
Larghezza della trave	bw	1000	[mm]
Altezza della trave	h	350	[mm]
Coprifero centro barra armatura tesa	c	60	[mm]
Armatura longitudinale tesa	Asl	2576.11	[mm ²]
Dati materiali:			
Resistenza caratteristica cilindrica (20/25)	f _{ck}	30	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ _c	1.5	[-]
Fattore di confidenza	FC	1	[-]
Azioni:			
Sforzo normale di progetto (positivo e solo se di compressione)	N _{Ed}	0	[kN]
Sforzo di taglio di progetto	V _{Ed}	132	[kN]
Calcolo resistenza a taglio:			
Altezza utile sezione	d	290.00	[mm]
Coefficiente K	k	1.83	[-]
Rapporto armatura longitudinale	pl	0.009	[-]
Tensione media compressione	σ _{cp}	0.0000	[Mpa]
Parametro v _{min}	v _{min}	0.47	[-]
Taglio resistente_1	V _{rd,1}	190.27	[KN]
Taglio resistente_2	V _{rd,2}	137.68	[KN]
Resistenza a taglio della sezione non armata trasversalmente	V_{Rd}	190.27	[kN]

I valori di resistenza a taglio superano i valori del taglio sollecitante, pertanto la verifica si ritiene soddisfatta.

12. VERIFICHE DI SICUREZZA GEOTECNICHE

Nelle verifiche di sicurezza geotecniche devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Collasso per scorrimento sul piano di posa;
- Stabilità globale.

La verifica di **stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'**Approccio 1 Combinazione 2** (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC, e dei coefficienti per le resistenze globali riportati nella Tab. 6.8.I (NTC).

Le **rimanenti verifiche** devono essere effettuate applicando la **combinazione (A1+M1+R3)** di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_f (o γ_p)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC 2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c'	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_y	γ_y	1,0	1,0

Tabella 2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II NTC 2018)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Figura 12-1: Coefficienti parziali per le resistenze globali (Tab. 6.4.I NTC 2018)

12.1 VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Per il calcolo del carico limite di una fondazione diretta, l'espressione più generale e che utilizzeremo è quella di Brinch-Hansen (1970), la quale consente una estensione della soluzione proposta da Terzaghi (1943), ottenuta con la sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari.

Per quanto riguarda il calcolo in tensioni efficaci, la formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi che riportano la trattazione teorica iniziale alle applicazioni pratiche, assume la conseguente espressione:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Dove:

$N_c \ N_q \ N_\gamma$ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$s_c \ s_q \ s_\gamma$ = fattori di forma della fondazione;

$i_c \ i_q \ i_\gamma$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

$b_c \ b_q \ b_\gamma$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione;

$d_c \ d_q \ d_\gamma$ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione;

in cui il primo ed il terzo termine considerano le caratteristiche del terreno di fondazione ed il secondo termine quelle del terreno compreso tra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione.

Il calcolo di q' , sovraccarico alla profondità D, può essere definito in funzione della profondità della falda con la profondità D.

Infatti, se la falda è collocata a quota minore della profondità D, il valore di q' assume l'espressione:

$$q' = \gamma' D - (D - Z_w) \gamma_w$$

Se Z_w è maggiore o uguale a D, si ha:

$$q' = \gamma' D$$

Inoltre nella valutazione del carico limite, dovremo fare riferimento all'area effettiva equivalente, introducendo nel calcolo le eccentricità lungo B e lungo L dovute all'applicazione dei momenti flettenti M_L e M_B e quindi utilizzare nelle formulazioni i valori: ridotti:

$$B^* = B - 2e_B$$

$$L^* = L - 2e_L$$

$$(e = M / N)$$

I coefficienti di capacità portante ($N_c \ N_q \ N_\gamma$) sono espressi attraverso le formule ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) e^{\pi \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

Oer quanto riguarda i fattori di forma ($s_c \ s_q \ s_\gamma$) sono espressi attraverso i risultati ottenuti da prove su modelli (De Beer) che hanno condotto alle seguenti espressioni:

$$s_c = 1 + \frac{B^* N_q}{L^* N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \tan \varphi'}{L^*}$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4 B^*}{L^*}$$

I fattori di inclinazione del carico (i_c i_q i_γ) nel caso di carichi inclinati (componente orizzontale H e verticale V) risultano utilizzabili le espressioni ricavate empiricamente da Vesic in funzione del parametro m:

$$m = (m_b \sin^2 \vartheta + m_l \cos^2 \vartheta)$$

$$\vartheta = \arctg\left(\frac{T_b}{T_l}\right)$$

$$m_b = \frac{2 + B^*/L^*}{1 + B^*/L^*}$$

$$m_l = \frac{2 + L^*/B^*}{1 + L^*/B^*}$$

Ne deriva che i fattori di inclinazione sono:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B^* L^* c' \cot(\varphi')}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B^* L^* c' \cot g(\varphi')}\right)^{(m+1)}$$

Per quanto riguarda i fattori di profondità del piano di appoggio Brinch-Hansen ha ottenuto nel caso in cui il rapporto D/B^*<1 le seguenti espressioni:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B^*} \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2$$

Se D/B^*>1 si ottiene:

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan\left(\frac{D}{B^*}\right)$$

Il valore di d_c in entrambi i casi può essere determinato secondo Vesic:

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

Per quanto riguarda i fattori di inclinazione della base di fondazione (b_c b_q b_γ) secondo Brinch-Hansen si hanno le seguenti espressioni:

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$b_\gamma = b_c$$

Queste espressioni risultano valide quando la somma dell'inclinazione della base di fondazione e del piano campagna è inferiore a $\pi/4$.

Per quanto riguarda i fattori di inclinazione del piano campagna abbiamo:

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_c = (g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \varphi'})$$

$$g_\gamma = g_q$$

12.1.1 Scelta dei parametri di resistenza del terreno

Il calcolo della capacità portante deve essere effettuato nelle condizioni più critiche per la stabilità del sistema di fondazione, valutando con particolare attenzione le possibili condizioni di drenaggio. Tali condizioni dipendono com'è noto dal tipo di terreno e dalla velocità di applicazione del carico.

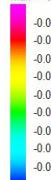
Nel caso dei terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), caratterizzati da valori elevati della permeabilità ($k \geq 10^{-5}$ m/s), l'applicazione di carichi statici non genera sovrapressioni interstiziali; pertanto, l'analisi è sempre condotta con riferimento alle condizioni drenate, in termini di tensioni efficaci.

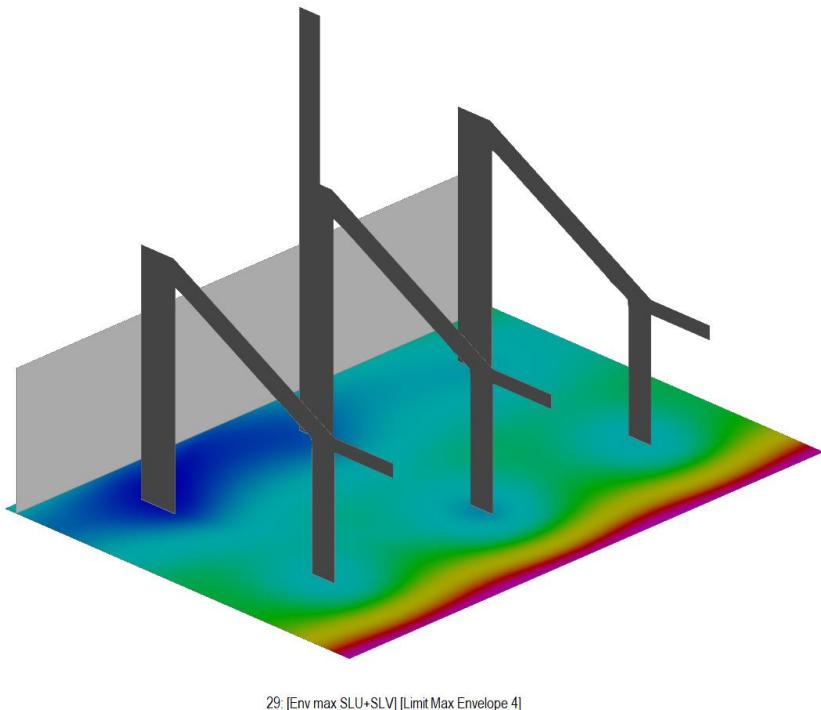
12.1.2 Metodologia di verifica

La verifica viene condotta, a favore di sicurezza, confrontando il valore del carico limite, calcolato assumendo l'ipotesi di carico centrato sulla platea di fondazione, con il valore di picco massimo della pressione di contatto fondazione-terreno, ricavata direttamente dal modello FEM e mostrata a mezzo di *contour* per l'inviluppo delle combinazioni delle azioni.

Considerando che il modello FEM è rappresentativo di una porzione della struttura, per il calcolo del carico limite si assume la fondazione come nastriforme con larghezza pari a 15 m come nel modello di calcolo. A favore di sicurezza si trascurano gli effetti benefici sulla resistenza dati dall'approfondimento del piano di posa rispetto al piano di campagna esterno e dalla presenza della platea di spessore 30 cm sul lato interno.

Di seguito, si mostra la correttezza dell'analisi lineare eseguita plottando il *contour* degli spostamenti verticali massimi della platea per l'inviluppo dei massimi (*Limit Max Envelope*) delle combinazioni delle azioni allo SLU+SLV.

Plate Disp: D(Z) (m)
 Max = -0.000204 [Pt:10153;Nd:10603;Case:18]

 -0.000618
 -0.001032
 -0.001446
 -0.001860
 -0.002273
 -0.002687
 -0.003101
 -0.003515
 -0.003929
 Min = -0.004342 [Pt:5759;Nd:6262]



29: [Env max SLU+SLV] [Limit Max Envelope 4]

Figura 12-2 Massimi spostamenti agli SLU+SLV

Come si evince dall'immagine precedente, avendo tutti spostamenti verticali negativi per l'inviluppo delle combinazioni SLU+SLV - *Limit Max Envelope* (che massimizza gli spostamenti positivi, ovvero diretti verso l'alto, concordi con la direzione +Z del sistema di riferimento globale), si ha che il *face support* (vincolo elastico) adottato nella modellazione risulta sempre compresso e che l'analisi statica lineare effettuata risulta, dunque, veritiera.

12.1.3 Capacità portante in condizioni DRENATE

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

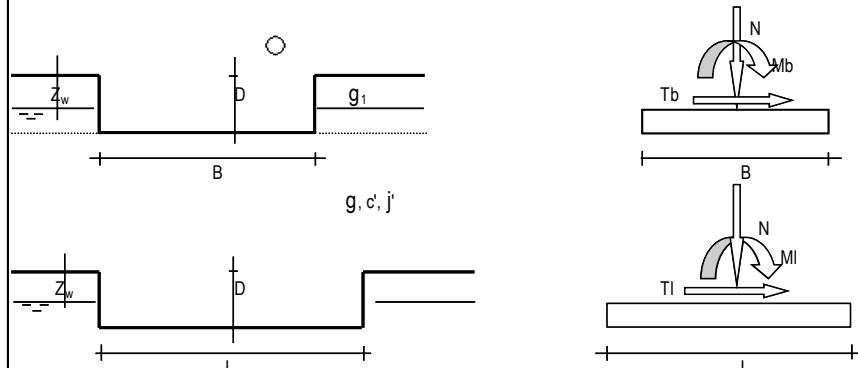
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni			proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan j'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stat o Lim	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B =	15.00	(m)
L =	100.00	(m)
D =	0.60	(m)



$bf = 0.00$ (°)

$bp = 0.00$ (°)

N.B. I coefficienti parziali di sicurezza lato azioni sono stati inseriti nel foglio di calcolo con valore unitario, in quanto i valori delle sollecitazioni ricavati da modello FEM sono già combinati secondo i coefficienti A1, rispettivamente, della combinazione allo SLU e allo SLV.

AZIONI			
	valori di input	Valori di calcolo	
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1.00		1.00
Mb [kNm]	0.00		0.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	0.00		0.00
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	0.00	0.00	0.00

Peso unità di volume del terreno

$g_1 = 17.00 \text{ (kN/mc)}$

$g = 17.00 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 40.00 \text{ (°)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$j' = 40.00 \text{ (°)}$

Profondità della falda

$Z_w = 3.00 \text{ (m)}$

$e_B = 0.00 \text{ (m)}$

$e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 15.00 \text{ (m)}$

$L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 10.20 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8.60 \text{ (kN/mc)}$

Nc, Nq, Ng : coefficienti di capacità portante

$Nq = \tan^2(45 + j'/2) * e^{(p^* t g j')}$

$Nq = 64.20$

$Nc = (Nq - 1) / \tan j'$

$Nc = 75.31$

$Ng = 2 * (Nq + 1) * \tan j'$

$Ng = 109.41$



s_c, s_q, s_g : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

$$s_q = 1 + B^* \tan j' / L^*$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_g = 1 - 0.4 * B^* / L^*$$

$$s_g = 1.00$$

i_c, i_q, i_g : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad q = \arctg(Tb/Tl) = 0.00 \quad (°)$$

$$m_t = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

(m=2 nel caso)

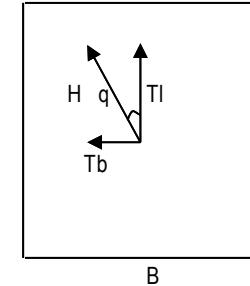
$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot j'))^m$$

$$i_q = 1.00$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 1.00$$

$$i_g = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot j'))^{(m+1)}$$



$$i_g = 1.00$$

d_c, d_q, d_g : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan j' (1 - \sin j')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan j' (1 - \sin j')^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1.13$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan j')$$

$$d_c = 1.00 \quad 1.130516755 \text{ safety side approach}$$

$$d_g = 1$$

$$d_g = 1.00$$

b_c, b_q, b_g : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - b_f \tan j)^2 \quad b_f + b_p = 0.00 \quad b_f + b_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan j)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_g = b_q$$

$$b_g = 1.00$$

g_c, g_q, g_g : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan b_p)^2 \quad b_f + b_p = 0.00 \quad b_f + b_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan j)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_g = g_q$$

$$g_g = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1209.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

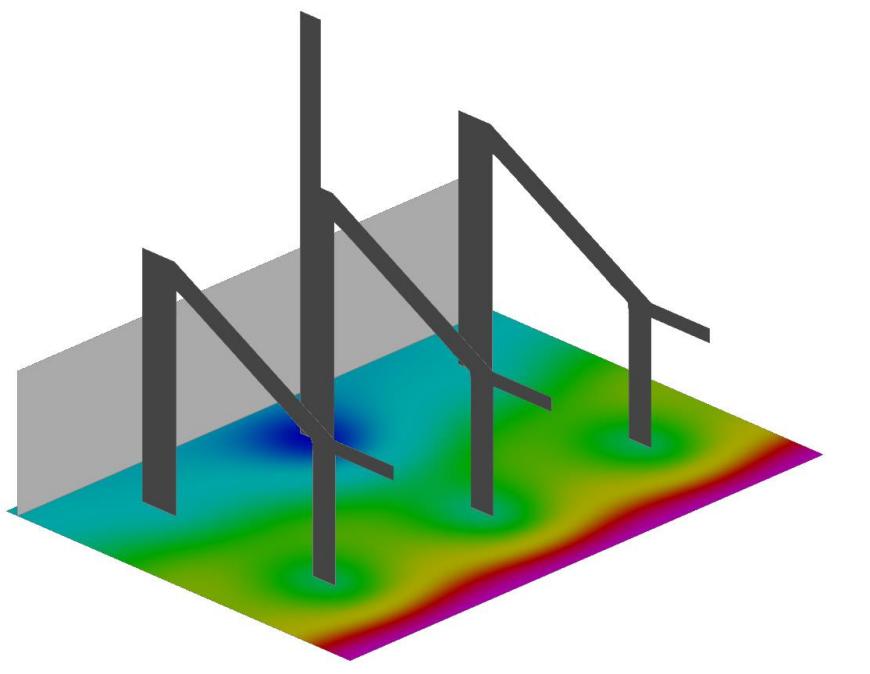


La pressione massima di contatto fondazione-terreno, all'inviluppo delle sollecitazioni SLU+SLV, è pari a:

Plate Stress: Support[Face] -z surface (MPa)
Max = -0.014628 [Pt:10153 Nd:10603 Case 21]

-0.2514
-0.037200
-0.048486
-0.059771
-0.071057
-0.082343
-0.093629
-0.104915
-0.116201

Min = -0.127486 [Pt:5284 Nd:1453 Case 21]



28. [Env mag SLU+SLV] [Limit Mag Envelope 3]



Figura 12-3 Tensioni di contatto massime per le combinazioni SLU+SLV

La verifica, come mostrato di seguito, risulta **soddisfatta**.

$$q_{max} = 128 \text{ kPa} \leq \frac{q_{lim}}{\gamma_R} = \frac{1200}{2.3} = 521 \text{ kPa}$$

12.1.4 Capacità micropali

Nel presente paragrafo si riporta la verifica a capacità portante nei confronti dello sfilamento del micropalo collegato alla platea da 30 cm del campo da gioco. Per il calcolo della portata laterale si fa riferimento al metodo di Bustamante e Doix, in relazione ai risultati delle prove SPT. Per semplicità si considera il valor medio N_{sp} utilizzato anche al capitolo 12 per i cedimenti, per poi utilizzare i fattori di correlazione corrispondenti a 10 verticai indagati (8 DPSH, 2 sondaggi).

SOLS	Coefficient α		Quantité minimale de coulis conseillée V_s
	IRS*	IGU**	
Grave	1,8	1,3 à 1,4	1,5 V_s
Grave sableuse	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	1,5 V_s
Sable graveleux	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	1,5 V_s
Sable grossier	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,5 V_s
Sable moyen	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,9 V_s
Sable fin	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	1,9 V_s
Sable limoneux	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	{ 1,5 à 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU }
Limon	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	{ 2 V_s pour IRS 1,5 V_s pour IGU }
Argile	1,8 à 2	1,2	{ 2,5 à 3 V_s pour IRS 1,5 à 2 V_s pour IGU }
Marne	1,8	1,1 à 1,2	1,5 à 2 V_s pour couche compacte
Marno-calcaire	1,8	1,1 à 1,2	
Craie altérée ou fragmentée	1,8	1,1 à 1,2	2 à 6 V_s ou plus, si couche fracturée
Rocher altéré ou fragmenté	1,2	1,1	1,1 à 1,5 V_s si couche finement fissurée 2 ou plus si couche fracturée

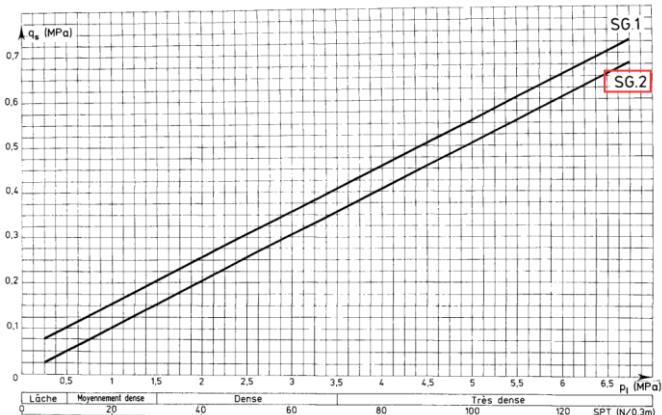
V_s : volume du bulle de scellement

* : avec $p_i \geq p_f$

IRS : injection répétitive et sélective

** : avec $0,5 p_i < p_f < p_i$

IGU : injection globale en presse unifiée.



Palo tipo 1

L (m)	6
d (m)	0.25
tipo terreno	ghiaia
tecnica esecutiva	IGU
abaco	SG2
α	1.2
tratto libero (m)	1
percentuale	0%
resistenza alla base	

z (m)	Nr colpi	h (m)	s (kPa)	$\Delta s_L (m^2)$	$P_i (kN)$
1	32.8	1	164	0.942	0.0
6	32.8	5	164	4.712	772.8

$$\sum \quad 772.8 \quad P_L (kN) \quad \text{portata laterale}$$

$$0.0 \quad P_B (kN) \quad \text{portata alla base}$$

Palo tipo 1

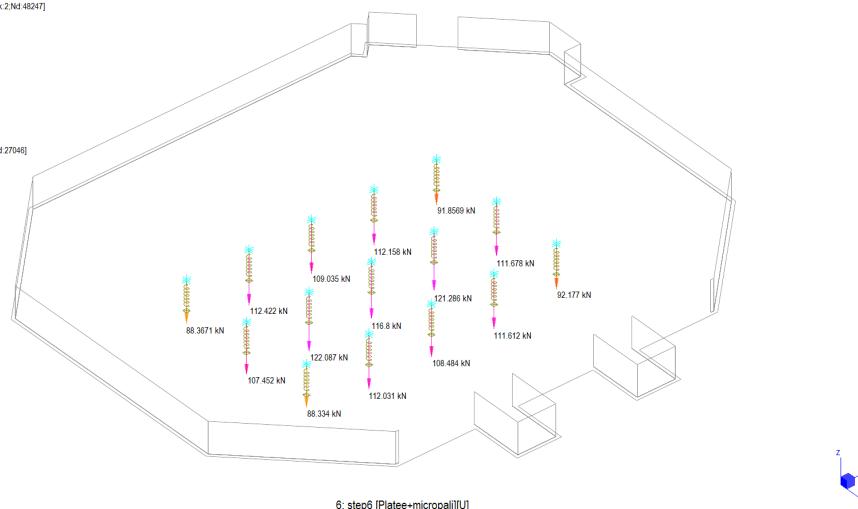
L (m)	6
d (m)	0.25
tipo terreno ghiaccia sabbiosa	
tecnica esecutiva	IGU
abaco	SG2
α	1.2
tratto libero (m)	1
percentuale resistenza alla base	0%

ξ_3	1.40
ξ_4	1.21
γ_{sc}	1.15
γ_{st}	1.25
γ_b	1.3
E	1

$Q_{lat,k}$ (kN)	$Q_{punta,k}$ (kN)	valutazione
772.8	0.0	sì

Resistenza di calcolo a compressione, R_c,d	480	kN	$E = 1$
Resistenza di calcolo a trazione, R_t,d	442	kN	
Resistenza di calcolo a compressione, Q_{dc}	480	kN	$E = 1$
Resistenza di calcolo a trazione, Q_{dt}	442	kN	

Link Node React: Mag(T) (kN)
Max = 122.087 [Link 2,Nd:48247]
109.879
97.671
90.612
73.3025
61.0437
48.835
36.6362
24.4175
12.2087
Min = 0.0 [Link 1,Nd:27040]



$$Q_{dt} = 442 \text{ kN} > F_{td} = 122.1 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI

12.2.1 Calcolo dei cedimenti assoluti

Il calcolo dei cedimenti della fondazione superficiale in oggetto è stato eseguito adottando la metodologia di Burland & Burbidge (1984).

Nel seguito, si mostrano le pressioni agenti sul piano di posa della fondazione, in corrispondenza del suo baricentro geometrico, e le mappe cromatiche rappresentative delle pressioni agenti sul terreno, in combinazione SLE-R-01 e SLE-QP, necessarie per la valutazione del cedimento atteso.

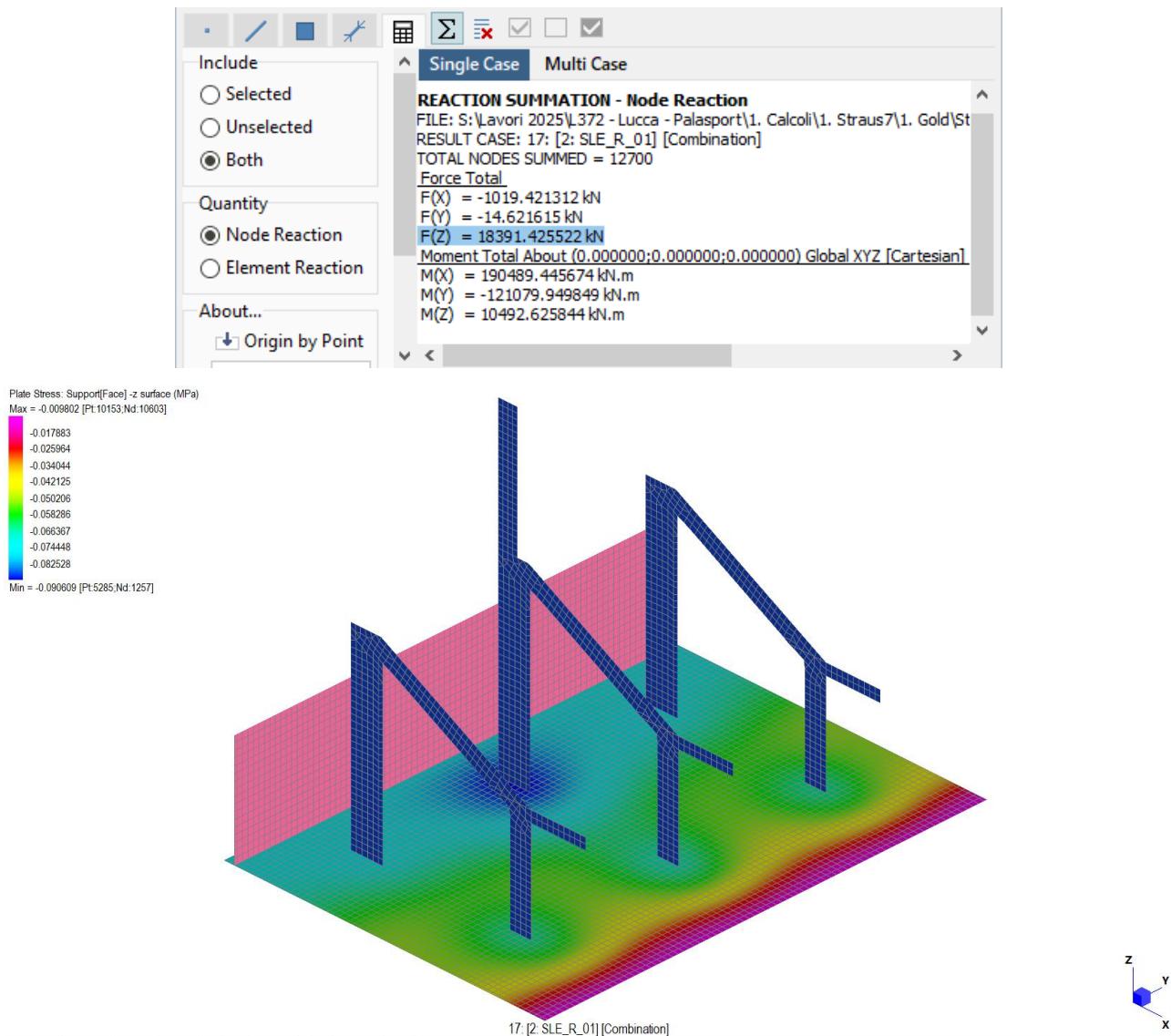


Figura 12-4 Pressioni di contatto per la combinazione SLE-RARA

La lunghezza della platea modellata è pari a una volta e mezzo l'interasse tipico tra un appoggio della copertura e il successivo. Al fine di avere l'effettiva risultante delle azioni verticali che scaricano sulla porzione di platea modellata è necessario aggiungere il 50% delle azioni derivanti dalla copertura che gravano sugli elementi verticali principali.

$$F_{z,qp} = 18391 \text{ kN} + \frac{1803}{2} \text{ kN} = 19292.5 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{z,qp}}{A_f} = \frac{19292.5 \text{ kN}}{15 \text{ m} \cdot 20.7 \text{ m}} = 62.13 \text{ kPa}$$

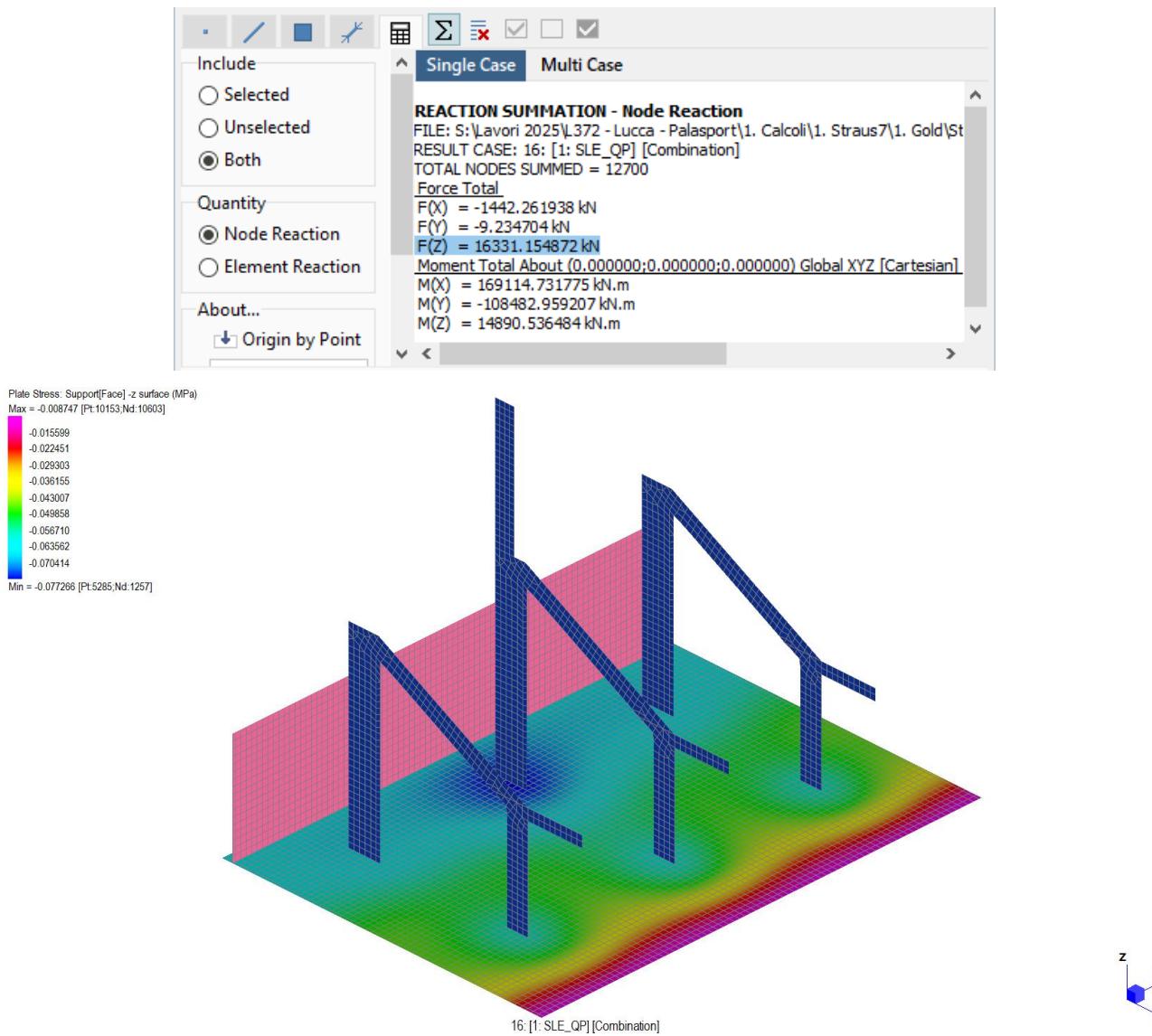


Figura 12-5 Pressioni di contatto per la combinazione SLE-QP

$$F_{z,qp} = 16331 \text{ kN} + \frac{1803}{2} \text{ kN} = 17323 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{z,qp}}{A_f} = \frac{17323 \text{ kN}}{15 \text{ m} \cdot 20.7 \text{ m}} = 55.50 \text{ kPa}$$



Per il calcolo del cedimento atteso si fa la seguente considerazione.

Il terreno in sito ha già vissuto una storia di carico legata alla presenza del palazzetto esistente. Dal momento che verrà eseguita demolizione e ricostruzione, è ragionevole pensare che tutto il carico induca un cedimento per ricompressione, e quindi si assume l'indice di ricompressione pari a 3 volte quello 'verGINE' alla Burland e Burbidge.

$$I_{c,R} = 3 \cdot I_{c,V} = 3 \cdot \left(\frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}} \right)^{-1}$$

Come valor medio cautelativo di riferimento per Nav si assume 32.8, calcolato come media dei valori N20 da 5 m in poi, ponderati per 1.825 (fattore di conversione).

Profondità	1	2	3	4	5	6	7	8	9
z (m)	N ₂₀								
5	13	10	21	7	6	13	50	20	
5.2	8	7	16	7	8	14		13	
5.4	9	14	13	12	8	11		14	
5.6	14	21	4	13	10	12		12	
5.8	17	17	6	14	20	13		18	
6	21	19	14	14	29	14		11	
6.2	21	24	21	17	25	27		9	
6.4	50	22	26	24	24	32		9	
6.6	50	24	27		12	50		10	
6.8		11	27		12		21		
7		4	50		18		24		
7.2		11			18		27		
7.4		11			16		50		
7.6		9			4				
7.8		24			4				
8		29			9				
8.2		37			9				
8.4		50			3				
8.6					2				
8.8					14				
9					50				
9.2									

Si considera fondazione nastriforme.

Ne consegue il calcolo:

q _{rara}	62.13	[kPa]	Sovraccarico (combinazione rara)
q _{qp}	55.50	[kPa]	Sovraccarico (combinazione qp)
L _{tot}	1000000	[m]	Lato L fondazione
B _{tot}	15	[m]	Lato B fondazione
L/2	500000	[m]	

B/2	7.5	[m]	
z_w	0	[m]	quota falda rispetto al piano di applicazione sovraccarico
D	0	[m]	approfondimento fondazione
g_s	18	[kN/m ³]	peso specifico terreno sopra piano di fondazione
H	6.66	[m]	spessore strato deformabile per il calcolo dei cedimenti su materiale granulare (vedi risultati indagine)
Z	6.66	[m]	profondità di influenza per il calcolo dei cedimenti su materiale granulare
R_3	0.3	-	
R_t	0.2	-	
t	50	[anni]	
f_s	1.562	-	coefficiente di forma
f_H	1.000	-	coefficiente correttivo spessore deformabile
f_t	1.544	-	coefficiente correttivo per il secondario
$s'_{z,s}$	0	[kN/m ³]	tensione litostatica alla profondità del piano di posa
N_{av}	32.8	[-]	numero medio dei colpi SPT nella profondità di influenza ($B^{0.7}$)
$M_{OC,medio}$	233005.20	[kN/m ³]	modulo edometrico di ricompressione MEDIO sullo strato comprimibile
$s_{BeB,ist}$	2.77	[mm]	cedimento orizzonte granulare (istantaneo)
$s_{BeB,sec}$	1.35	[mm]	cedimento orizzonte granulare (secondario)
s_{edo}	#RIFI	[mm]	cedimento orizzonte coesivo
s_{tot}	4.12	[mm]	cedimento totale

12.2.2 Costante di sotterraneo

Per la stima della costante di sotterraneo in condizioni statiche si prende in esame il valore del cedimento rispetto ai carichi applicati. Di conseguenza, semplicemente:

$$k_{st} = \frac{q_{rara}}{s_{tot}} = \frac{62.13 \text{ kPa}}{4.12 \text{ mm}} = 15.07 \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$$

12.2.3 Calcolo dei cedimenti differenziali

Analizzando il modello di calcolo con le costanti di sottofondo tarate sui cedimenti attesi è possibile valutare l'entità dei cedimenti differenziali in funzione dell'interazione fondazione-terreno-struttura in termini di rigidezze.

Di seguito si riporta la distribuzione degli spostamenti per la combinazione SLE-QP e SLE-RARA.

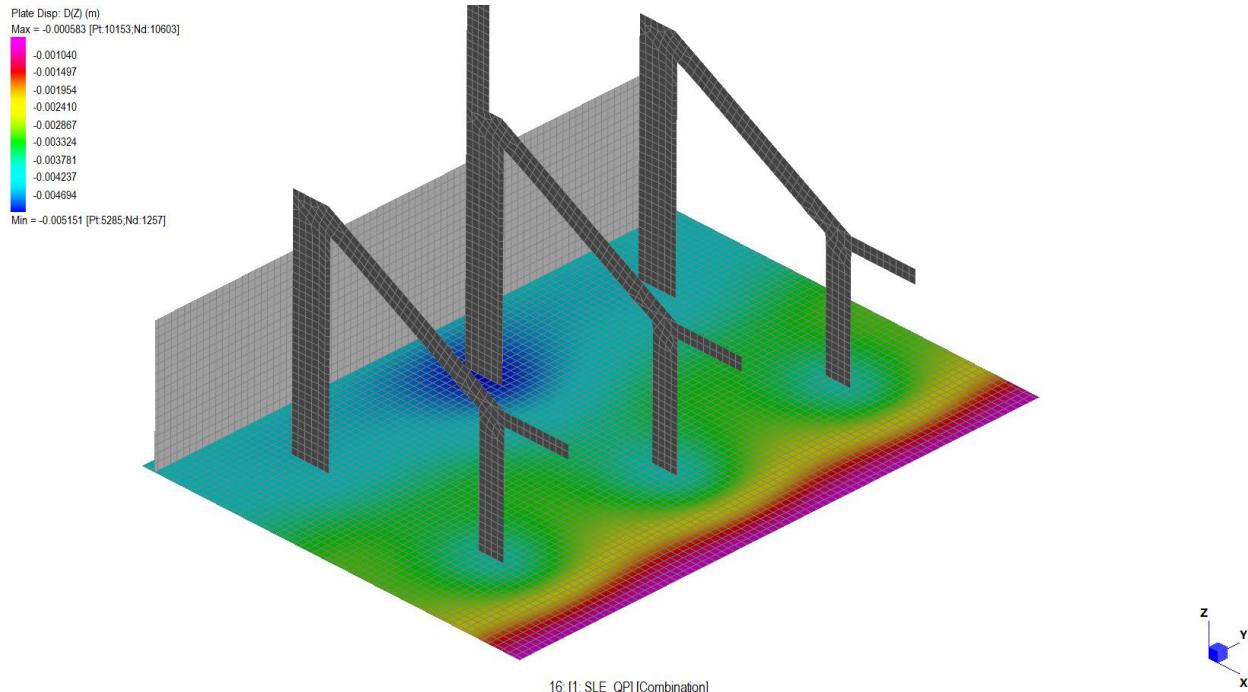


Figura 12-6 Spostamenti per la combinazione SLE-QP

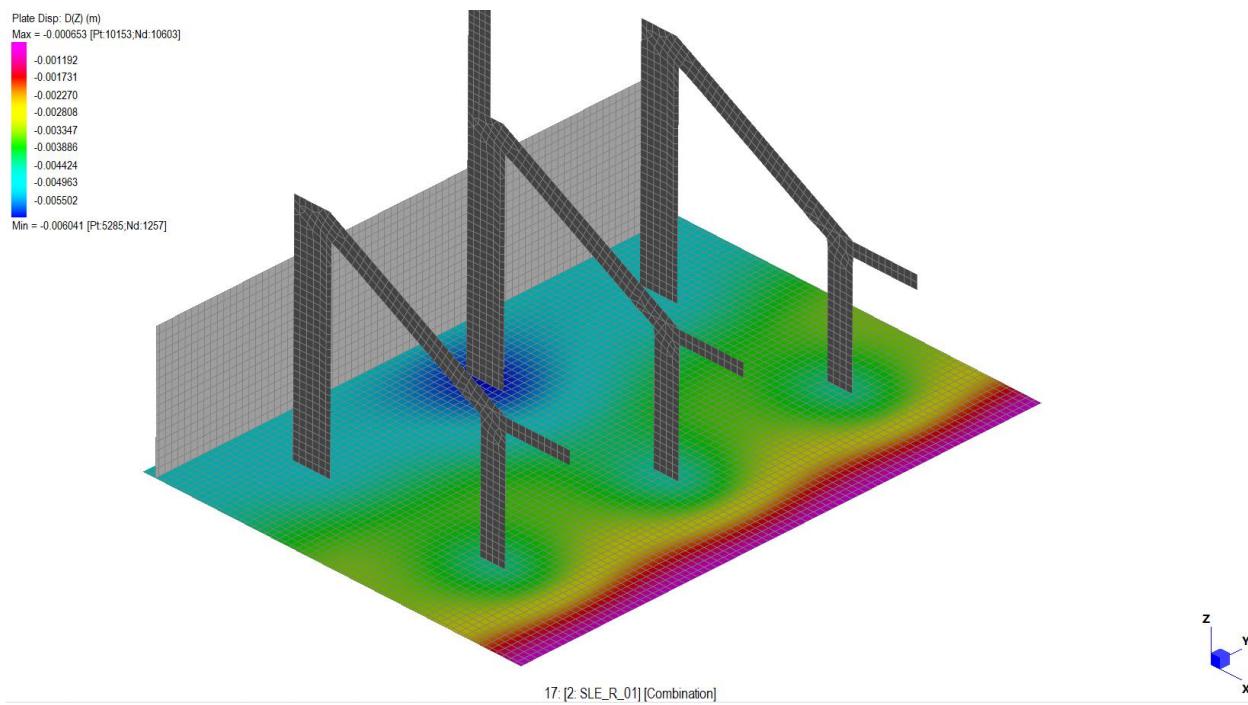


Figura 12-7 Spostamenti per l'involucro delle combinazioni SLE-RARA

Come è possibile notare dai contour riportati si ha una variazione degli spostamenti tra la zona esterna, a ridosso dei muri perimetrali, e la zona interna, dove è presente la platea di spessore 30 cm. Al fine di valutare i cedimenti differenziali si riporta l'andamento dei cedimenti lungo la sezione riportata nella figura seguente, per la combinazione SLE-RARA più gravosa.

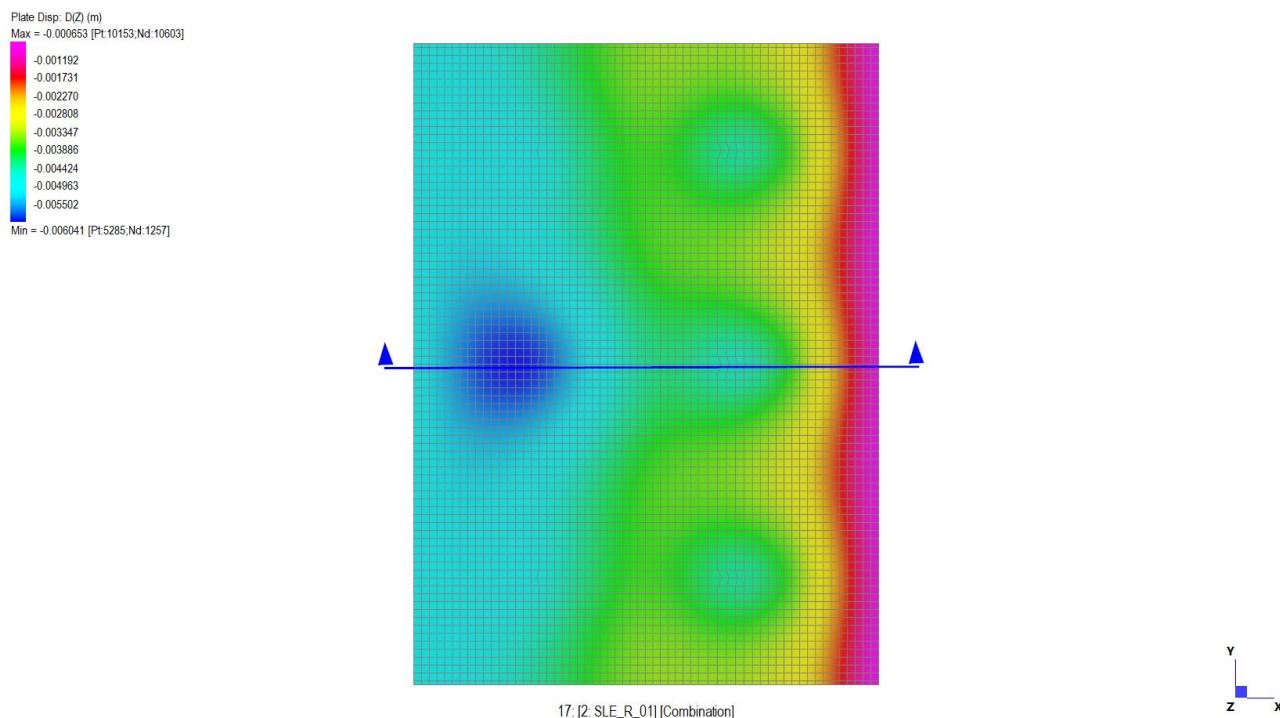


Figura 12-8 Sezione di verifica degli spostamenti differenziali per le combinazioni SLE-RARA

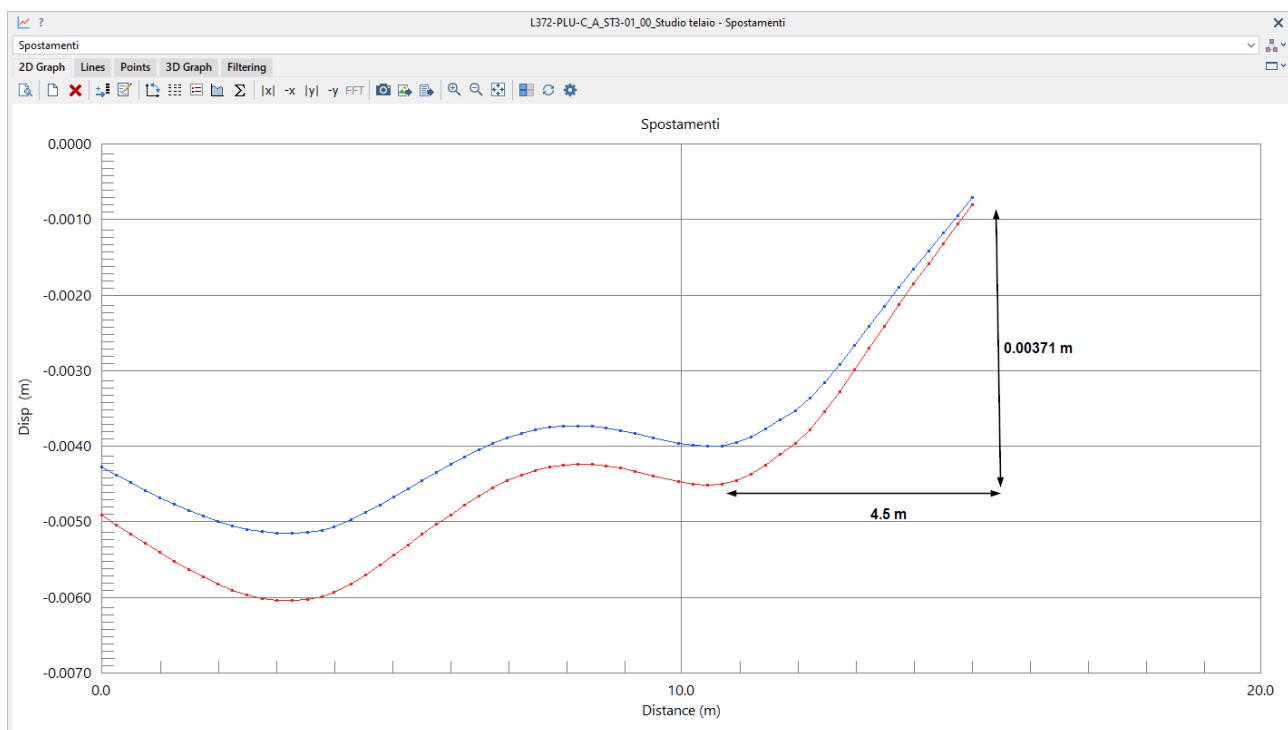


Figura 12-9 Individuazione della rotazione critica della struttura di fondazione

$$\theta = \frac{0.00371}{4.5} = 0.00082 \approx \frac{1}{1200} \leq \frac{1}{500}$$

Considerando una rotazione massima ammissibile di L/500 per edifici a telaio in c.a. con tamponamenti dal calcolo delle rotazioni individuate si mostra come la verifica risulti **soddisfatta**.

12.3 AGGOTTAMENTO ACQUA IN FASE DI CANTIERE

Le indagini geognostiche condotte in situ hanno evidenziato la presenza della falda freatica a una profondità media di circa 3,0 m dal piano campagna naturale. Considerata la quota di imposta prevista per il piano interrato, situata al di sotto del livello piezometrico, si rende necessario prevedere un sistema di abbassamento temporaneo della falda al fine di garantire condizioni di scavo in asciutto e la corretta esecuzione delle opere di fondazione.

A tal scopo si propone l'adozione di un impianto di drenaggio tipo *well-point*, costituito da una serie di piccoli pozzi filtranti disposti lungo il perimetro dello scavo e collegati a un collettore di aspirazione mantenuto in depressione tramite pompe a vuoto. Il sistema consentirà di abbassare e mantenere il livello della falda al di sotto della quota di fondo scavo per l'intera durata delle lavorazioni di realizzazione delle strutture interrate.

L'impianto sarà mantenuto in funzione fino al completamento delle opere strutturali del piano interrato e, in particolare, fino al getto del solaio realizzato su iglu, il cui peso proprio contribuirà a contrastare la sottospinta idrostatica. Una volta completate le opere e raggiunte le condizioni di equilibrio idraulico e strutturale, l'impianto di emungimento potrà essere progressivamente dismesso, consentendo il naturale ripristino del livello di falda.

L'intervento dovrà essere gestito in conformità alle disposizioni delle NTC 2018, §6.2.2, alle Linee Guida ISPRA per la gestione delle acque di falda e alle normative ambientali vigenti, con particolare attenzione al controllo delle portate emute e alla corretta gestione delle acque di scarico derivanti dall'impianto.

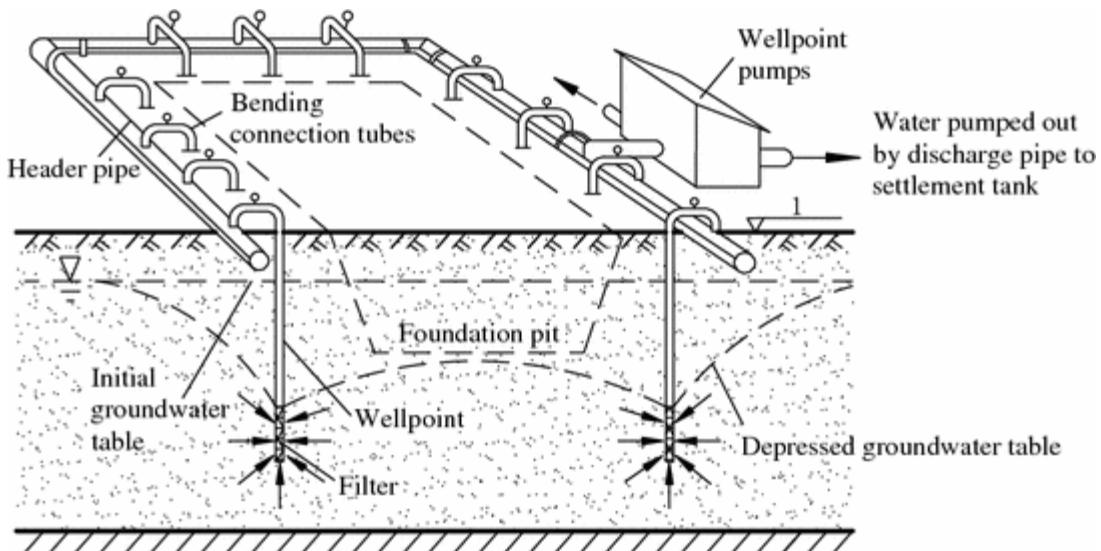


Figura 10: Schema di funzionamento di un impianto wellpoint