Comune

SESTRI LEVANTE

Provincia

GENOVA

Titolo del progetto

IMPIANTO DI DEPURAZIONE DELLE ACQUE REFLUE DI RAMAIA, A SERVIZIO DEI COMUNI DI SESTRI L., CASARZA L., CASTIGLIONE C.

Livello di progettazione	Settore di business	Disciplina
D - DEFINITIVO	I2 - DEPURAZIONE	STR - STRUTTURE

Numero	Titolo	Scala
RT - 001	RELAZIONE DI PREDIMENSIONAMENTO DELLE STRUTTURE	-

ID Progetto	Titolo sintetico (nome file di stampa)	Codifica WBS
2017GESI0005-00	2017GESI0005-D-I2-STR-RT-001.pdf	C10I2-L059-01-0002

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
01	09/08/2019	Aggiornamento layout	ETC	PP	CZ
00	28/06/2018	Emissione	ETC	PP	CZ

Redatto:

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TRENTO
dott. ing. Angelo Cantatore
Ingegnere civile e ambientale, industriale e dell'informazione
Iscritto al N. 2532 d'Albo - Sezione A degli Ingegneri

ing. Angelo Cantatore

Verificato:

ing. Pietro Pedrazzoli

Approvato:

ing. Christian Zanni

Funzione Ingegneria e realizzazioni
IRETI S.p.A. - Società con socio unico IREN S.p.A.
Sottoposta a direzione e coordinamento di IREN S.p.A.
Sede Legale: S.P.95 per Castelnovo Scrivia - 15057 Tortona (AL)
Cod.fisc. e P.IVA n° 01791490343 pec: ireti@pec.ireti.it

E.T.C. Engineering s.r.l.
Via dei Palustei 16, 38121 Meano (TN)
Tel./Fax: 0461 825966 - e-mail: info@etc-eng.it
Cod.fisc. e P.IVA n° 02067250221

INDICE

1 PREMESSA 6
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE 11
3 MATERIALI 13
3.1 Opere in c.a. 13
3.1.1 Calcestruzzo per elementi ordinari per opere a tenuta idraulica 14
3.1.2 Calcestruzzo autocompattante (SCC) per elementi di grandi dimensioni per opere a tenuta idraulica 15
3.2 Carpenterie metalliche 17
3.3 Carpenterie in legno 17
4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO 18
4.1 Stratigrafia del terreno e profondità della falda 18
4.2 Caratterizzazione sismica del sottosuolo 18
5 SOFTWARE DI CALCOLO 20
6 MODELLO DI CALCOLO 21
6.1 Capannone 21
6.1.1 Condizioni di vincolo 21
6.1.2 Condizioni di carico 21
6.1.3 Geometria del modello 22
6.2 Pre-trattamenti meccanici 23
6.2.1 Condizioni di vincolo 23
6.2.2 Condizioni di carico 23
6.2.3 Geometria del modello 23
6.3 Comparto di trattamento biologico 25
6.3.1 Condizioni di vincolo 25
6.3.2 Condizioni di carico 25
6.3.3 Geometria del modello 25
6.4 Sezione di trattamento terziario 27
6.4.1 Condizioni di vincolo 27
6.4.2 Condizioni di carico 27
6.4.3 Geometria del modello 27

7 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO 29
7.1 Condizione di carico 1 – Carichi permanenti strutturali 29
7.2 Condizione di carico 2 – Spinta a riposo dei terreni 29
7.3 Condizione di carico 3 – Azione permanente dovuta al liquido contenuto nelle vasche 29
7.4 Condizione di carico 4 – Azione della neve 30
7.5 Condizione di carico 5 – Azione del vento 31
7.6 Condizione di carico 6 – Azione sismica 31
8 COMBINAZIONI DI CARICO 33
9 RISULTATI E VERIFICHE 35
9.1 Capannone 35
9.1.1 Verifiche elementi strutturali 35
9.1.1.1 Stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita 35
9.1.1.2 Stato limite di esercizio 44
9.1.2 Verifiche geotecniche 46
9.1.2.1 Verifica a carico limite (SLU) 46
9.1.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE) 47
9.2 Copertura in legno lamellare 49
9.2.1 Arcareccio 52
9.2.2 Trave principale 55
9.2.3 Controvento di falda 61
9.3 Pre-trattamenti meccanici 64
9.3.1 Verifiche elementi strutturali 64
9.3.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni 64
9.3.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni 67
9.3.1.3 Verifiche SLU/SLV 69
9.3.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali 71
9.3.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione 72
9.3.1.6 Stato limite di operatività 73
9.3.2 Verifiche geotecniche 74
9.3.2.1 Verifica a carico limite (SLU) 74
9.3.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE) 75
9.3.2.3 Verifica a liquefazione del terreno 76
9.3.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento) 78
9.4 Comparto di trattamento bilogico 79

9.4.1 Verifiche elementi strutturali 79
9.4.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni 79
9.4.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni 82
9.4.1.3 Verifiche SLU/SLV 84
9.4.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali 87
9.4.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione 87
9.4.1.6 Stato limite di operatività 88
9.4.2 Verifiche geotecniche 89
9.4.2.1 Verifica a carico limite (SLU) 89
9.4.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE) 90
9.4.2.3 Verifica a liquefazione del terreno 91
9.4.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento) 93
9.5 Sezione di trattamento terziario 94
9.5.1 Verifiche elementi strutturali 94
9.5.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni 94
9.5.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni 97
9.5.1.3 Verifiche SLU/SLV 99
9.5.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali 102
9.5.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione 103
9.5.1.6 Stato limite di operatività 104
9.5.2 Verifiche geotecniche 105
9.5.2.1 Verifica a carico limite (SLU) 105
9.5.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE) 106
9.5.2.3 Verifica a liquefazione del terreno 108
9.5.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento) 109
10 CONCLUSIONI 110

1 PREMESSA

Il presente documento costituisce la Relazione di calcolo delle strutture del progetto definitivo per la realizzazione dell'impianto di depurazione delle acque reflue di Ramaia, a servizio dei comuni di Sestri Levante, Casarza Ligure, Castiglione Chiavarese, così come previsto dal D.lgs. 18-4-2016 n.50, D.lgs. 19-4-2017 n.56 e D.P.R. 207/10 art. 24 e art 26.
La relazione descrive le tipologie strutturali e gli schemi e modelli di calcolo. In zona sismica, definisce l'azione sismica tenendo anche conto delle condizioni stratigrafiche e topografiche, coerentemente con i risultati delle indagini e delle elaborazioni riportate nella relazione geotecnica. Definisce i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente, per la costruzione delle nuove opere.

Vengono riassunti di seguito i principali interventi strutturali previsti dal presente progetto:

- Realizzazione capannone a contenimento dell'intero impianto di depurazione;
- Pre-trattamenti meccanici;
- Comparto di trattamento biologico, comprendente vasche di nitrificazione, denitrificazione, filtrazione a membrana, deossigenazione, stabilizzazione aerobica, accumulo e pre-ispessimento;
- Sezione di trattamento terziario e scarico;
- Locali tecnici e ad uso ufficio;
- Carpenterie metalliche.

Di seguito si riportano brevemente le principali caratteristiche di ciascun manufatto.

Capannone

Si tratta dell'involucro all'interno del quale sarà alloggiato l'intero impianto di depurazione. Il manufatto presenta dimensioni in pianta 105,0 x 65,0 m, ed altezza complessiva fuori terra 7,0m.
La struttura prefabbricata è composta dai seguenti elementi:

- Fondazioni con plinti a bicchiere, dimensioni 230x230x70cm, fondati su maglia 2x2 di pali trivellati di diametro 450mm e lunghezza 18,0m. I plinti sono collegati tra loro tramite graticcio di travi in c.a. sezione 30x30cm, al fine di assorbire le forze di cui al § 7.2.5 delle NTC 2018, derivanti dagli spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, di cui al § 3.2.4.2.
- Elevazioni con maglia 10x11 di pilastri, sezione 50x50 ed altezza utile interna 6,5m. Parte dei pilastri sono prefabbricati e posati su plinti, parte sono realizzati in opera direttamente sulle elevazioni delle nuove vasche;
- Travatura principale in copertura costituita da travi prefabbricate in c.a.p. a tipo T rovescio, a L e rettangolari impiegate in base alla geometria della copertura (campate con copertura a volte e campate a copertura piana);

- Nelle tre zone a tetto piano la copertura è costituita da solaio realizzato tramite posa di tegoli TT H=50cm, con armatura di continuità agli appoggi e soletta di completamento spessore 8cm; la copertura è delimitata da parapetto di altezza 60cm ed è progettata per sostenere carichi derivanti dalla realizzazione di un pacchetto completo per "tetto verde intensivo" comprendente uno spessore di 30cm di substrato di coltivazione in terra vegetale.

La restante parte della copertura è realizzata a volte, mediante un'orditura di travi principali e secondarie in legno lamellare classe GL24, sormontata da pannelli sandwich sp. 30+40 mm e completa di canali di gronda in alluminio preverniciato sp. 8/10 mm isolato con pannelli rigidi in polistirene espanso.

L'involucro edilizio è completato dalla posa di pannelli perimetrali con funzione di delimitazione dello spazio e di controventamento/limitazione degli spostamenti sismici di interpiano e dai serramenti esterni. Le facciate sono rivestite in mattone faccia a vista tipo a mano o con doghe in legno di larice. Le finestrature sono dotate di facciate frangisole in doghe di larice.

Pre-trattamenti meccanici;

Il manufatto, interamente realizzato in c.a. gettato in opera, si costituisce di canali per grigliatura grossolane.

La pianta del manufatto è inscrivibile in un rettangolo di lati 4,20x12,30m, altezza massima 3,00m, di cui 0,70 parzialmente entro terra. Il battente massimo nelle vasche è pari a 2,75m.

La platea presenta spessore 30cm, così come le pareti principali e quelle che delimitano i canali.

Il manufatto è completato da scale metalliche di accesso in quota, parapetti a protezione dei dislivelli, grigliati in PRFV.

Comparto di trattamento biologico, comprendente vasche di nitrificazione, denitrificazione, filtrazione a membrana, deossigenazione, stabilizzazione aerobica, accumulo e pre-ispessimento

Si tratta del manufatto principale interno al capannone, interamente realizzato in c.a. gettato in opera, costituito dall'insieme di vasche che realizzano il comparto di trattamento biologico, ultrafiltrazione a membrana, deossigenazione ed accumulo.

La pianta del manufatto è inscrivibile in un rettangolo di lati 51,85x43,50m, altezza massima 6,30m, di cui 5,80 entro terra. Il battente nelle vasche è variabile, da un massimo di 5,08m ad un minimo di 3,60m.

La platea presenta spessore 50cm, così come le pareti principali, sulle quali insistono i pilastri che sorreggono la copertura. Le restanti pareti presentano spessore 40 cm.

Completano l'opera due solai a copertura completa della vasca di accumulo e a parziale copertura delle vasche di stabilizzazione aerobica. Il primo dei due solai è carrabile, mentre il secondo è progettato per ospitare apparecchiature elettromeccaniche, tra le quali: poli-preparatore, pompe volumetriche mono-vite, reattore di flocculazione (massa a pieno carico 1200

kg), ispessitore dinamico a coclea (massa a pieno carico 2000 kg). La copertura della vasca di accumulo è sorretta tramite due pilastri, posti in mezzeria del lato corto, rispettivamente ad un terzo e due terzi della lunghezza della vasca.
Infine, sul manufatto gravano n°32 pilastri a sostegno della copertura del capannone, di sezione trasversale 50x50cm.

Sezione di trattamento terziario e scarico;
Il manufatto, interamente realizzato in c.a. gettato in opera, si costituisce di canali per disinfezione UV, vasca di accumulo permeato, accumulo per riuso, sollevamento di emergenza e scarico.
La pianta del manufatto è inscrivibile in un rettangolo di lati 11,00x27,60m, altezza massima 7,30m, di cui 4,00 entro terra. Il battente nelle vasche è variabile, da un massimo di 6,13m ad un minimo di 0,60m.
La platea presenta spessore 50cm, così come le pareti principali, sulle quali insistono i pilastri che sorreggono la copertura. Le restanti pareti presentano spessore 40 cm.
Il manufatto è completato da scale metalliche di accesso in quota, parapetti a protezione dei dislivelli, grigliati in PRFV.
Infine, sul manufatto gravano n°8 pilastri a sostegno della copertura del capannone, di sezione trasversale 50x50cm.

Locali tecnici e ad uso ufficio;
I locali interni al capannone saranno realizzati con le seguenti modalità:

- Muratura portante in blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato, spessore 30 cm, posata direttamente su nastro di fondazione;
- Solaio intermedio locale uffici in latero cemento, sp.28cm;
- Solaio superiore locali Enel – misure in lastre prefabbricate e getto di completamento, spessore 30 cm;
- Tramezzature locale trasformatori in blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato spessore 10cm, REI 60;
- Compartimentazione zona pre-trattamenti a tenuta d'aria, realizzata in pannelli tipo sandwich in poliuretano e struttura metallica di sostegno.

Carpenterie metalliche.
Le carpenterie metalliche interne al depuratore saranno realizzate in acciaio grado S 235 JR, zincato a caldo secondo norma ISO 1461 (categoria di durabilità C4, classe di durabilità VH), classe di esecuzione EXC2 secondo EN 1090-2.

I grigliati per realizzazione dei gradini, dei camminamenti e delle chiusure orizzontali dovranno essere in vetroresina (PRFV) aperti o chiusi a seconda della destinazione, con opportune caratteristiche superficiali antisdrucciolo.

Il documento si articola nelle seguenti sezioni:

- normativa di riferimento e criteri generali di progettazione (capitolo 2);
- descrizione delle caratteristiche dei materiali da costruzione (capitolo 3);
- caratteristiche geotecniche del sito (capitolo 4);
- descrizione dei software di calcolo e dei modelli impiegati (capitoli 5 e 6);
- analisi delle condizioni elementari di carico (capitolo 7);
- combinazione dei carichi (capitolo 8);
- esposizione dei principali risultati delle analisi e delle verifiche condotte (capitolo 9);
- considerazioni conclusive (capitolo 10).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

L'intero compendio della progettazione strutturale si basa sui principi fondamentali contenuti nel D.M. 17.01.2018 – "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". Le prestazioni e i requisiti di sicurezza relativi alle strutture sono stati pertanto valutati in relazione al complesso degli stati limite che verosimilmente possono verificarsi nel corso della vita utile di progetto degli edifici.
Per quanto attiene l'assegnazione dei carichi di progetto e le modalità di combinazione delle azioni e di conduzione delle verifiche agli stati limite ultimi e d'esercizio, si assumono come riferimento normativo principale i codici riconosciuti a livello internazionale, gli Eurocodici e le norme di calcolo nazionali contenute nel D.M. 17.01.2018.
Si riporta di seguito un elenco completo del corpo normativo cui si riferisce il progetto.

LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 14 gennaio 2008 - "Norme Tecniche per le costruzioni";
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17 gennaio 2018 - "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni";
- UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-3:2006 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1.1: Strutture di contenimento liquidi;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1998-4:2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos, serbatoi e condotte;
- UNI EN 206:2014 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- UNI EN 197-1:2011 - Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI 6156:2015 - Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione;

- Istruzioni C.N.R. 10024/86: "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

TESTI CONSULTATI

- Bareš R., Calcolo di lastre e piastre con la teoria elastica lineare, San Marino, 2007;
- Bowles J.E., *Fondazioni. Progetto e analisi,* Milano, McGraw-Hill, 1998;
- Lancellotta R., Calavera J., *Fondazioni,* Milano, McGraw-Hill, 1999;
- Terzaghi K., Peck R.B., *Geotecnica*, Torino, UTET, 2000;
- Lancellotta R., *Geotecnica,* Bologna, 2008.

3 MATERIALI

I materiali utilizzati nella costruzione devono essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. Particolare attenzione viene inoltre dedicata alla valutazione delle problematiche connesse alla durabilità delle strutture, facendo riferimento ai più moderni orientamenti normativi.

3.1 OPERE IN C.A.

Acciaio per armatura delle strutture in calcestruzzo

Barre ad aderenza migliorata in acciaio tipo B 450 C:

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	450 MPa
Tensione caratteristica a rottura f_{tk}	540 MPa
Modulo elastico E	210 GPa
SLE: in tutte le combinazioni	σ_s<0.8f_{yk}=360 MPa

Calcestruzzo per opere non strutturali: magrone

Riferimento normativo: UNI 11104:2016:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 12/15
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 15MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 12MPa
Classe di esposizione	X0

Calcestruzzo per opere di fondazione – Capannone

Riferimento normativo: UNI 11104:2016:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 25/30
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 30MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 25MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 14.2MPa
Modulo elastico	E_c= 31000MPa
Classe di esposizione	XC2
Massimo rapporto a/c	0,60
Contenuto minimo di cemento	300 kg/m^3
Tipo di cemento	I ÷ V
Copriferro minimo: piastre-lastre	$c_{f,min}$>= 30 mm
Copriferro minimo: travi fondazione	$c_{f,min}$>= 35 mm
Classe minima di consistenza	S4

Diametro massimo dell'inerte	32 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=15,0 MPa
SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=11,25 MPa

Calcestruzzo per elevazioni ed elementi di copertura – Capannone

Riferimento normativo: UNI 11104:2016:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 40/50
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 50MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 40MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 22.61MPa
Modulo elastico	E_c= 35220MPa
Classe di esposizione	XC1
Copriferro minimo	$c_{f,min}$>= 15 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=24 MPa
SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=18 MPa

3.1.1 Calcestruzzo per elementi ordinari per opere a tenuta idraulica

Le prescrizioni contenute nel presente paragrafo si applicano a tutti gli elementi a tenuta idraulica, ad eccezione di quelli di cui al §3.1.2.

Calcestruzzo per elementi ordinari completamente immersi in acque reflue (fondazioni):

Riferimento normativo: UNI 11104 (Applicazione in Italia della EN 206-1):

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 40MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 32MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.8MPa
Modulo elastico	E_c= 33640MPa
Classe di esposizione	XC2 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo	$c_{f,min}$>= 40 mm
Classe minima di consistenza	S4
Diametro massimo dell'inerte	32 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=19,9 MPa

SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=14,9 MPa

Per classe di esposizione XA2 impiegare cementi ad alta resistenza al dilavamento ARD e ad alta resistenza chimica ai solfati ARS.

Calcestruzzo per elementi ordinari parzialmente immersi in acque reflue (elevazioni)

Riferimento normativo: UNI 11104:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 40MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 32MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.8MPa
Modulo elastico	E_c= 33640MPa
Classe di esposizione	XC4 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo: piastre-lastre	$c_{f,min}$>= 40 mm
Classe minima di consistenza	S4
Diametro massimo dell'inerte	32 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=18,0 MPa
SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=13,5 MPa

Per classe di esposizione XA2 impiegare cementi ad alta resistenza al dilavamento ARD e ad alta resistenza chimica ai solfati ARS.

3.1.2 Calcestruzzo autocompattante (SCC) per elementi di grandi dimensioni per opere a tenuta idraulica

Le prescrizioni contenute nel presente paragrafo si applicano a tutti gli elementi costituenti la vasca principale comprendente trattamento biologico, ultrafiltrazione, stabilizzazione aerobica, accumulo acque madri e di lavaggio, ad eccezione delle solette di copertura.

Calcestruzzo autocompattante (SCC)per elementi di grandi dimensioni completamente immersi in acque reflue (fondazioni):

Riferimento normativo: UNI 11104 (Applicazione in Italia della EN 206-1):

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 40MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 32MPa

Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.8MPa
Modulo elastico	E_c= 33640MPa
Classe di esposizione	XC2 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo	$c_{f,min}$>= 40 mm
Classe di spandimento	SF2
Classe di viscosità	VF1
Diametro massimo dell'inerte	20 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=19,9 MPa
SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=14,9 MPa

Per classe di esposizione XA2 impiegare cementi ad alta resistenza al dilavamento ARD e ad alta resistenza chimica ai solfati ARS.

Calcestruzzo autocompattante (SCC)per elementi ordinari parzialmente immersi in acque reflue (elevazioni)

Riferimento normativo: UNI 11104:

Classe di resistenza del calcestruzzo	C 32/40
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck} ≥ 40MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}≥ 32MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd} = 18.8MPa
Modulo elastico	E_c= 33640MPa
Classe di esposizione	XC4 + XA2
Massimo rapporto a/c	0,50
Contenuto minimo di cemento	340 kg/m^3
Tipo di cemento	III ÷ IV
Copriferro minimo: piastre-lastre	$c_{f,min}$>= 40 mm
Classe di spandimento	SF2
Classe di viscosità	VF1
Diametro massimo dell'inerte	20 mm
SLE: combinazione rara	σ_c<0.6f_{ck}=18,0 MPa
SLE: combinazione quasi permanente	σ_c<0.45f_{ck}=13,5 MPa

Per classe di esposizione XA2 impiegare cementi ad alta resistenza al dilavamento ARD e ad alta resistenza chimica ai solfati ARS.

3.2 CARPENTERIE METALLICHE

Carpenteria metallica in acciaio zincato (passerelle – grigliati – parapetti - scale)

Riferimento normativo: EN 10025 e 10028-3

Grado	S 235 JR
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} = 235 MPa
Tensione caratteristica a rottura	f_{yd} = 224 MPa
Modulo elastico	E = 210 GPa
Modulo di elasticità trasversale	G = 91,3 GPa
Coefficiente di Poisson	ν = 0,3
Coefficiente di espansione termica lineare	α = 12 x 10-6 per °C-1
Densità	ρ = 7860 kg/m^3

Zincatura a caldo secondo norma ISO 1461 (categoria di durabilità C4, classe di durabilità VH)
Classe di esecuzione EXC2 secondo EN 1090-2

3.3 CARPENTERIE IN LEGNO

Legno Lamellare Incollato (Elementi di copertura)

Riferimento normativo: UNI EN 14080

Classe di resistenza	GL24h
Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,g,k}$ = 24.0 MPa
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$ = 16.5 MPa
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$ = 0.4 MPa
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$ = 24.0 MPa
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$ = 2.7 MPa
Taglio	$f_{v,g,k}$ = 2.7 MPa
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,m}$ = 11.6 GPa
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,0.05}$ = 9.4 GPa
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,m}$ = 0.39 GPa
Modulo di taglio medio	$G_{g,m}$ = 0.72 GPa
Massa volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$ = 380 kg/m^3

4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

4.1 STRATIGRAFIA DEL TERRENO E PROFONDITÀ DELLA FALDA

Facendo riferimento alla *Relazione geologica a corredo del progetto definitivo,* ai sensi del D.M. 17-01-2018*,* datata 30 luglio 2019 e redatta dallo Studio Associato Delucchi & Maldotti, si riporta la successione stratigrafica media dei terreni di fondazione. L'assetto stratigrafico, in sintesi, mette in evidenza la sovrapposizione di tre livelli con caratteristiche fisico-meccaniche differenti:

- Riporti superficiali e profondi;
- Depositi alluvionali;
- Substrato roccioso.

Tabella 1: Stratigrafia dei terreni di fondazione

Strato n°	Profondità dal p.c. [m]	Litologia	Peso di volume (kN/m³)	Angolo d'attrito ϕ' [°]	Coesione reale (C) [kPa]
1	0 – 2,0	Riporti superficiali e profondi	15,0 - 16,0	30,0 – 32,0	-
2	2,0 – 33,0	Depositi alluvionali	16,0 - 17,0	34,0 – 36,0	-
3	33,0 →	Substrato roccioso	-	40,0-44,0	50-60

Le indagini geognostiche eseguite, ed in particolare il monitoraggio piezometrico svolto, hanno fornito indicazioni sul livello di falda che si attesta a profondità di circa 7.0 m da p.c., caratterizzata da oscillazioni stagionali significative.

4.2 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- N°01 prospezione sismica Down-Hole;
- N°07 tomografie elettriche.

Facendo riferimento al reticolo sismico delle NTC (DM 17/01/2018) al sito in esame si associano i seguenti parametri (SLV):

a_g = 0,110 g

F_0 = 2,407

T_{C^*} = 0,285 s

S_S = 1,50

C_C = 1,585

S_T = 1,00



Figura 1: Orto-foto dell'area con indicata l'ubicazione dell'impianto rispetto al centro urbano di Sestri Levante (fonte: *https://www.google.it/maps*)

Essi sono associati al punto del reticolo di longitudine 9.422910, latitudine 44.279248 (Figura 1), vita nominale della costruzione V_N = 50 anni, coefficiente d'uso della costruzione C_U=1,5, categoria di sottosuolo C, categoria topografica T1.

Si noti che l'approccio sismico semplificato proposto nella normativa nazionale è consentito, per categoria di sottosuolo C, unicamente con profondità del substrato superiori a 30m dal piano di posa delle fondazioni. Nel caso in esame, tale condizione è verificata per le sole fondazioni del capannone, non per le fondazioni delle vasche di trattamento, per le quali l'azione sismica è stata determinata tramite analisi di risposta sismica locale, di cui alla "*Relazione tecnica geofisica – Determinazione della risposta sismica locale*", redatta dal Dott. Geol. Matteo Vian e Dott. Geol. Basilio Zanninello, datata gennaio 2018. Per le vasche di trattamento, in sede di pre-dimensionamento, si è fatto pertanto riferimento agli spettri di risposta sismica locale, così come caratterizzati nella relazione citata.

5 SOFTWARE DI CALCOLO

Le elaborazioni tramite calcolatore elettronico sono state eseguite utilizzando i seguenti software:

- **Spettri-NTCver.1.0.3.**: programma Excel fornito dal Consiglio Superiore Lavori Pubblici per il calcolo degli spettri di riposta rappresentativi le componenti orizzontali e verticali delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale;
- **1CampEXE ver.5.4**: programma per il calcolo delle sollecitazioni agenti in una trave a singola campata, variamente vincolata. Il software è distribuito in modo libero dal prof. Piero Gelfi, università di Brescia;
- **VcaSLU Ver.7.5**: programma per il progetto a flessione e a taglio delle sezioni in cemento armato, distribuito in modo libero dal prof. Piero Gelfi, università di Brescia.
- **Jasp ver. 6.0.22**: software ad elementi finiti orientato all'analisi, progettazione e verifica, agli stati limite ultimi e di esercizio, di strutture in calcestruzzo armato.
  L'individuazione dei nodi nello spazio avviene con il sistema *fili-piani*. I fili o montanti sono individuati dalle coordinate (x,y) e indicano le rette verticali lungo le quali vengono disposti i pilastri e le pareti. I piani sono individuati dalla loro quota z e specificano gli orizzontamenti in cui sono disposte le travi. Il software è distribuito da Ingegnerianet s.r.l. di via Sant'Eucalione, 24 80031 Brusciano(NA) ed è utilizzato con licenza n°1-2014, concessa all' Ing. Massimo Turri il 02/01/2014.

I programmi sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

6 MODELLO DI CALCOLO

In questo capitolo, per ciascuna opera analizzata, dopo un'introduzione generale si passeranno in rassegna le condizioni di vincolo, le condizioni di carico e la geometria del modello alla base delle analisi.
Il manufatto in oggetto si compone di una struttura prefabbricata.
La struttura è realizzata mediante struttura prefabbricata a telaio (travi e pilastri) e copertura mediante tegoli TT. Le chiusure verticali sono realizzate mediante pannelli di tamponamento.
Il sistema fondazione è composto da plinti su pali, collegati tra loro da travi.

6.1 CAPANNONE

Il modello descritto è rappresentativo del nuovo capannone, realizzato in c.a. ed in c.a.p.. Il calcolo delle strutture è stato eseguito con modello tridimensionale ad elementi finiti monodimensionali tipo "*beam*" ai quali sono state assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche reali della struttura. L'interazione terreno–struttura è stata simulata nel modello attraverso letto di molle alla Winkler, applicate agli elementi fondazionali.

6.1.1 Condizioni di vincolo

La struttura è stata vincolata verso l'esterno a livello delle fondazioni. Per quanto riguarda i plinti, ad essi è stato imposto un vincolo traslazionale nel piano di fondazione, mentre per la traslazione nel piano perpendicolare (lungo la z) è stata imposta la congruenza di spostamenti con la testa dei pali. Per i pilastri che insistono sulle vasche, il vincolo esterno applicato è di tipo incastro.

Tutti i pilastri sono stati modellati come mensole incastrate nella sezione di base. Le travi sono state modellate come appoggiate sui pilastri, mentre per i solai è stata considerata la continuità a livello di ciascun appoggio.

6.1.2 Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
  - pesi propri strutturali delle opere;
  - carichi permanenti portati
- Azioni variabili:
  - carico legato alla destinazione d'uso (attività di manutenzione e conduzione dell'impianto);
  - carico neve;
  - carico vento;

- Azioni sismica;

Per un maggior dettaglio sull'entità e sulle combinazioni dei carichi si rimanda ai capitoli successivi.

6.1.3 Geometria del modello

Il modello di calcolo è stato costruito a partire dal piano medio della fondazione, ed è caratterizzato dai seguenti elementi:

- N° 60 Plinti di fondazione 2.3 x 2.3 m e spessore 70 cm (quota modello +0.00)
- N° 240 Pali di fondazione, diametro 450mm e lunghezza 18m;
- N° 94 Travi di collegamento, sezione 0.3 x 0.3 m
- Struttura prefabbricata, composta da n° 110 pilastri di sezione 0.5 x 0.5 m e altezza utile interna 6.5 m, n° 18 travi a L, sezione 0.7 x 0.9 m, n° 81 travi a T rovescio, sezione 1,0 x 0,9m.

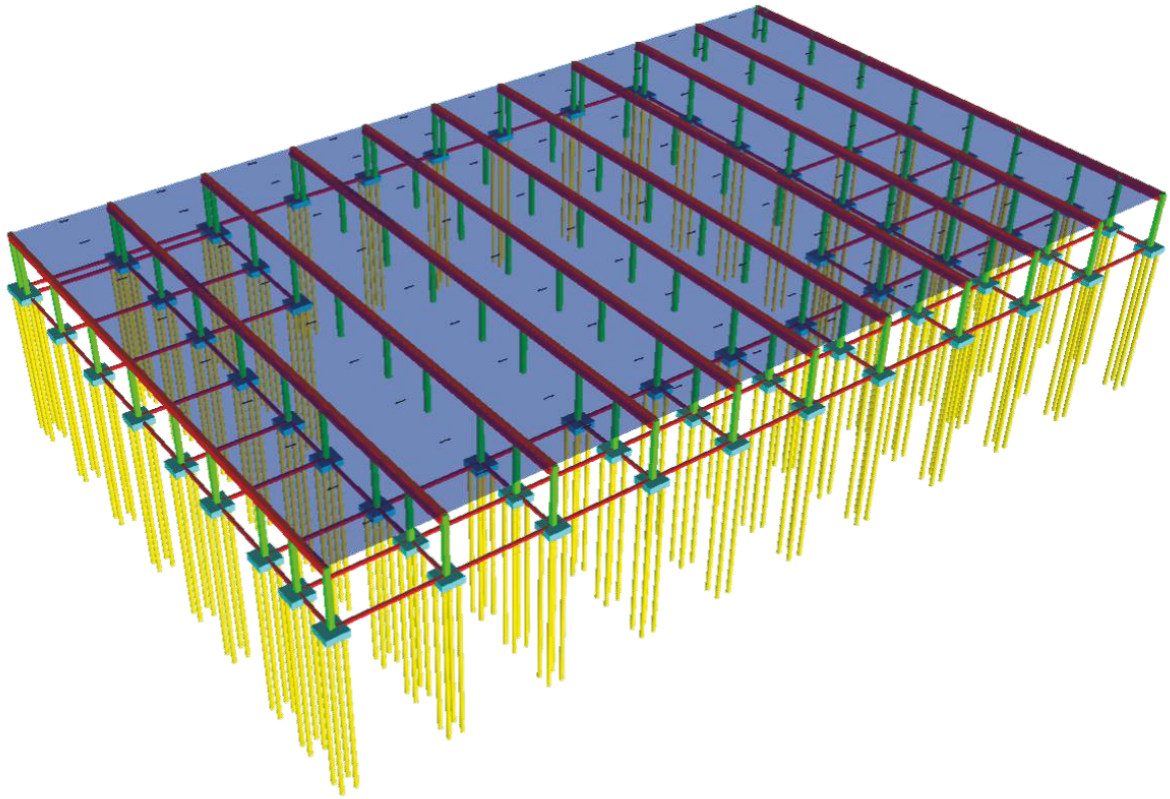


Figura 2: Modello di calcolo capannone

6.2 PRE-TRATTAMENTI MECCANICI

Le strutture della vasca sono state analizzate attraverso un modello tridimensionale ad elementi finiti piani tipo "shell", ai quali sono state assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche reali della struttura. L'interazione terreno-struttura è stata simulata nel modello attraverso un letto di molle alla Winkler, applicata all'intradosso della fondazione.

6.2.1 Condizioni di vincolo

Le pareti esterne della vasca sono state considerate incastrate a livello dell'estradosso della fondazione e tra di loro. Per quanto riguarda la fondazione a platea, essa è stata considerata appoggiata su letto di molle alla Winkler, con costante di sottofondo 2.9N/cm^3. Il letto di molle alla Winkler costituisce inoltre l'unico vincolo esterno dell'opera.

6.2.2 Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
  - pesi propri strutturali delle opere, caratterizzati da una ρ_{cls} = 25 kN/m^3;
  - spinta delle terre, caratterizzati da una γ_{terre} = 18 kN/m^3;
  - si è trascurata la pressione dell'acqua di falda, poiché non interessa le elevazioni;
- Azioni variabili:
  - spinta del fluido contenuto nelle vasche, caratterizzato da una ρ_f = 11 kN/m^3.

Infine, è stata considerata l'azione sismica sulle strutture.

6.2.3 Geometria del modello

Il modello di calcolo è stato costruito dall'estradosso della fondazione a platea, ed è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- platea di fondazione ingombro 12,3m x 4,2 m, spessore pari a 30 cm
- pareti esterne di altezza massima 3.0 m e spessore pari a 30 cm
- pareti interne di altezza massima 3.0 m e spessore pari a 30 cm

Nella figura successiva è riportata una vista 3D del modello di calcolo descritto e implementato all'interno del software d'analisi strutturale Jasp.

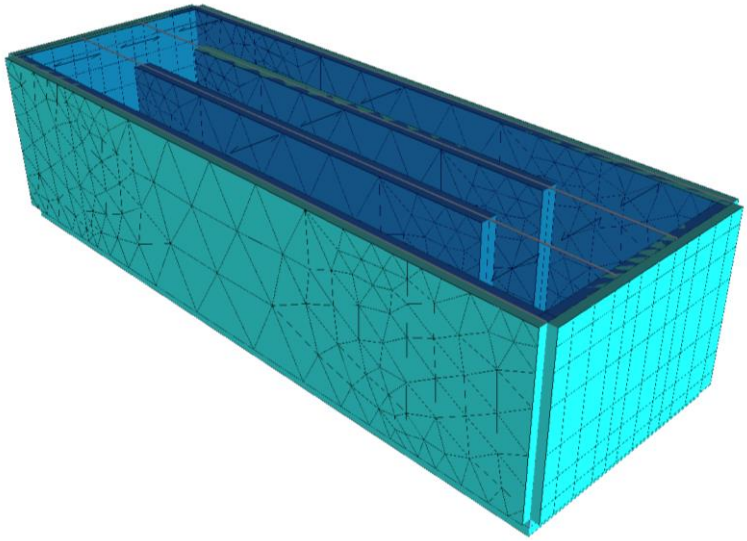


Figura 3. Vista estrusa - modello di calcolo agli elementi finiti.

6.3 COMPARTO DI TRATTAMENTO BIOLOGICO

Le strutture della vasca sono state analizzate attraverso un modello tridimensionale ad elementi finiti piani tipo "shell", ai quali sono state assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche reali della struttura. L'interazione terreno-struttura è stata simulata nel modello attraverso un letto di molle alla Winkler, applicata all'intradosso della fondazione.

6.3.1 Condizioni di vincolo

Le pareti esterne della vasca sono state considerate incastrate a livello dell'estradosso della fondazione e tra di loro. Per quanto riguarda la fondazione a platea, essa è stata considerata appoggiata su letto di molle alla Winkler, con costante di sottofondo 5N/cm^3. Il letto di molle alla Winkler costituisce inoltre l'unico vincolo esterno dell'opera.

6.3.2 Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
  - pesi propri strutturali delle opere, caratterizzati da una ρ_{cls} = 25 kN/m^3;
  - spinta delle terre, caratterizzati da una γ_{terre} = 18 kN/m^3;
  - si è trascurata la pressione dell'acqua di falda, poiché non interessa le elevazioni;
- Azioni variabili:
  - spinta del fluido contenuto nelle vasche, caratterizzato da una ρ_f = 11 kN/m^3.

Infine, è stata considerata l'azione sismica sulle strutture.

6.3.3 Geometria del modello

Il modello di calcolo è stato costruito dall'estradosso della fondazione a platea, ed è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- platea di fondazione ingombro 43,5m x 51,8 m, spessore pari a 50 cm
- pareti esterne di altezza massima 5.8 m e spessore pari a 50 cm
- pareti interne di altezza massima 5.8 m e spessore pari a 40 cm

Nella figura successiva è riportata una vista 3D del modello di calcolo descritto e implementato all'interno del software d'analisi strutturale Jasp.

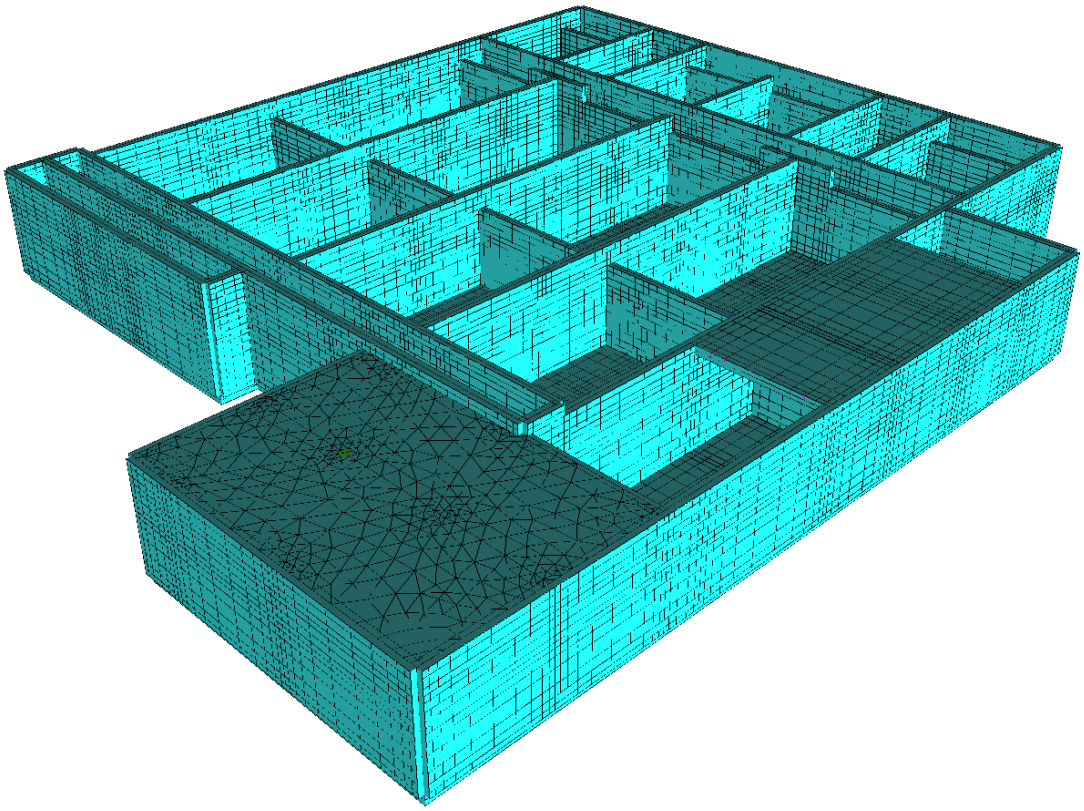


Figura 4. Vista estrusa - modello di calcolo agli elementi finiti.

6.4 SEZIONE DI TRATTAMENTO TERZIARIO

Le strutture della vasca sono state analizzate attraverso un modello tridimensionale ad elementi finiti piani tipo "shell", ai quali sono state assegnate le caratteristiche geometriche e meccaniche reali della struttura. L'interazione terreno-struttura è stata simulata nel modello attraverso un letto di molle alla Winkler, applicata all'intradosso della fondazione.

6.4.1 Condizioni di vincolo

Le pareti esterne della vasca sono state considerate incastrate a livello dell'estradosso della fondazione e tra di loro. Per quanto riguarda la fondazione a platea, essa è stata considerata appoggiata su letto di molle alla Winkler, con costante di sottofondo 4.9N/cm^3 per la fondazione più profonda e 3.3 per quella più superficiale (corrispondente alla vasca di accumulo di permeato). Il letto di molle alla Winkler costituisce inoltre l'unico vincolo esterno dell'opera.

6.4.2 Condizioni di carico

Si sono prese in considerazione le azioni permanenti e quelle variabili:

- Azioni permanenti:
  - pesi propri strutturali delle opere, caratterizzati da una ρ_{cls} = 25 kN/m^3;
  - spinta delle terre, caratterizzati da una γ_{terre} = 18 kN/m^3;
  - si è trascurata la pressione dell'acqua di falda, poiché non interessa le elevazioni;
- Azioni variabili:
  - spinta del fluido contenuto nelle vasche, caratterizzato da una ρ_f = 11 kN/m^3.

Infine, è stata considerata l'azione sismica sulle strutture.

6.4.3 Geometria del modello

Il modello di calcolo è stato costruito dall'estradosso della fondazione a platea, ed è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- platea di fondazione ingombro 11,0m x 27,6 m, spessore pari a 50 cm
- pareti esterne di altezza massima 6.7 m e spessore pari a 50 cm
- pareti interne di altezza massima 6.7 m e spessore pari a 40 cm

Nella figura successiva è riportata una vista 3D del modello di calcolo descritto e implementato all'interno del software d'analisi strutturale Jasp.

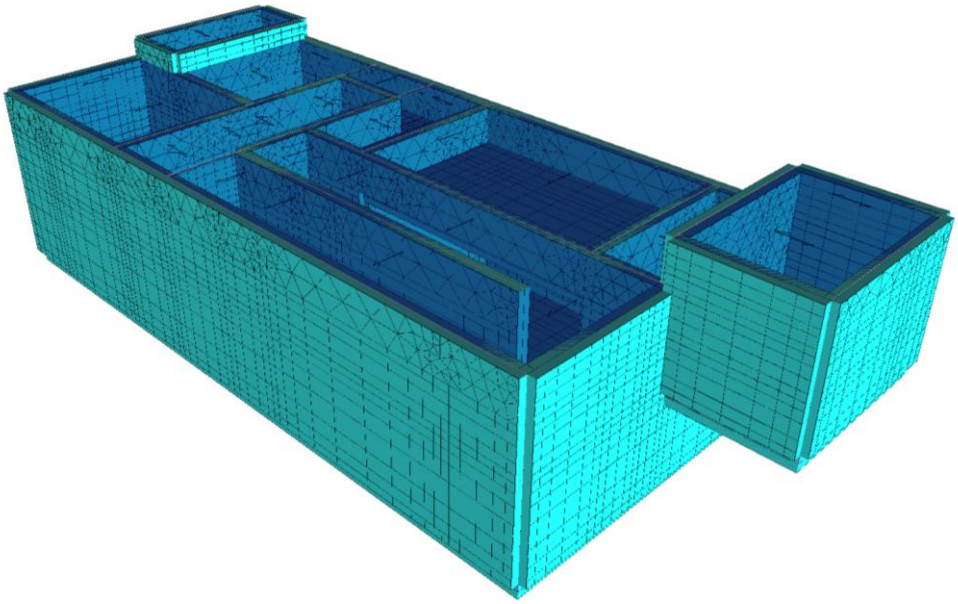


Figura 5. Vista estrusa - modello di calcolo agli elementi finiti.

7 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

7.1 CONDIZIONE DI CARICO 1 – CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

Riguarda il peso proprio delle strutture. Il peso per unità di volume del calcestruzzo armato è stato assunto di 25 kN/m^3.

7.2 CONDIZIONE DI CARICO 2 – SPINTA A RIPOSO DEI TERRENI

Attiene alla spinta, agente sulle pareti, esercitata dalla terra in condizioni di riposo e calcolata tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del sito e del materiale impiegato nei rinterri:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \; ; \; c' = 0 \; ; \; \varphi' = 30{,}0°$$

determinando il coefficiente di spinta a riposo, secondo la formula:

$$K_o = 1 - \text{sen } \varphi' = 0.5$$

La spinta delle terre genera sulle pareti un carico distribuito di forma triangolare, con valore nullo alla quota del piano campagna e massimo alla quota dell'estradosso della fondazione.
Nella determinazione delle spinte orizzontali, è stata considerata la presenza della falda a 7,00m di profondità, in quanto rilevata dai piezometri installati.

Sommità:

$$p_{sommità} = 0$$

Quota falda:

$$p_{falda} = K_o \times (\gamma_r \times H_{falda})$$

Quota fondazione:

$$p_{fondazione} = K_o \times (\gamma_r \times H_{falda} + (\gamma_r - \gamma_w) \times (H_{fondazione} - H_{falda})) + \gamma_w) \times (H_{fondazione} - H_{falda})$$

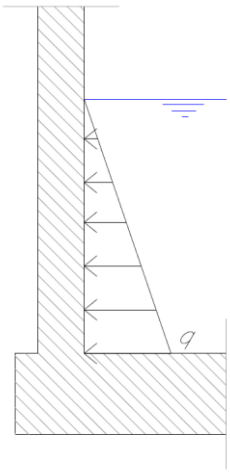
essendo $H_{fondazione}$, pari alla profondità della parete rispetto al piano campagna e H_{falda}, la profondità della falda rispetto al p.c..

7.3 CONDIZIONE DI CARICO 3 – AZIONE PERMANENTE DOVUTA AL LIQUIDO CONTENUTO NELLE VASCHE

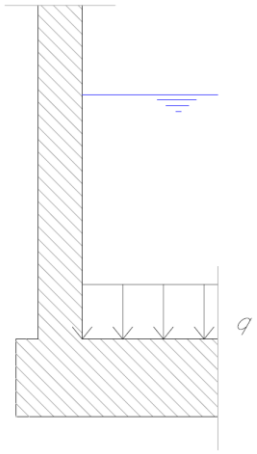
Per quanto riguarda il fluido contenuto nelle vasche, la sua densità è prossima a quella dell'acqua limpida; si adotta pertanto:

$$\gamma_{fluido} = 11 \text{ kN/m}^3;$$

Il liquido contenuto nelle vasche determina quindi una spinta di tipo triangolare sulle pareti di contenimento, calcolata moltiplicando la densità del fluido per la profondità rispetto al pelo libero.



Gli stessi valori di pressione, calcolati sul fondo delle vasche, sono utilizzati per "caricare" l'intradosso della platea di fondazione.



7.4 CONDIZIONE DI CARICO 4 – AZIONE DELLA NEVE

Si riassumono i parametri di calcolo del carico neve al suolo:

Zona II;

Periodo di ritorno: 50 anni;

Altitudine sito: 17 m s.l.m.;

Carico neve al suolo (valore caratteristico): 1.00 kN/m^2;

Topografia: Normale;

Coefficiente topografia: 1;

Coefficiente termico: 1;

Inclinazione falda: 0°;

Coefficiente di forma μ = 0.8.

7.5 CONDIZIONE DI CARICO 5 – AZIONE DEL VENTO

L'azione è determinata in accordo al §3.3 delle N.T.C.2018.
L'azione variabile da vento è calcolata secondo le seguenti assunzioni:
Zona 7 -> Liguria;
a_s = 17 m s.l.m.;
Tempo di ritorno T_R = 50 anni;
Classe B di rugosità del terreno (area industriale);
Categoria di esposizione IV.

7.6 CONDIZIONE DI CARICO 6 – AZIONE SISMICA

Il sisma è determinato in accordo con quanto indicato al §4.2 al quale si rimanda. Tra le masse sismiche si è considerato, oltre al peso proprio delle strutture ed ai carichi permanenti, anche la quota parte del sovraccarico accidentale di categoria E, opportunamente ridotto del fattore Ψ_2 = 0,8, così come richiesto dalle NTC08 tabella 2.5.I.

Il tipo di analisi scelta per il pre-dimensionamento del capannone è del tipo dinamica modale con spettro di risposta.

Per quanto riguarda le azioni determinate dal sisma sulle vasche, si è optato per un'analisi statica equivalente. Le azioni orizzontali derivanti dallo scuotimento del suolo vengono quindi calcolate moltiplicando le masse interessate per un coefficiente moltiplicativo orizzontale k_h, determinato secondo la formula seguente:

$$k_h = a_g/g \times S_S \times S_T$$

Attraverso questo procedimento vengono di seguito calcolate l'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali, la sovraspinta delle terre dovuta al terremoto e la sovraspinta del fluido sulle pareti delle vasche.

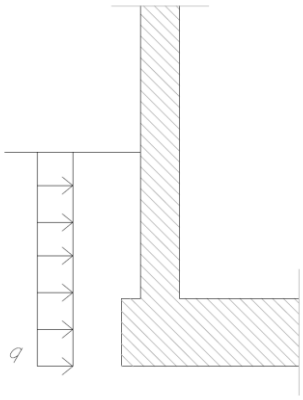
L'azione sismica dovuta alle inerzie delle masse strutturali vale:

$$F_i = k_h \times W$$

Dove W è il peso dell'elemento strutturale considerato.
Per il calcolo della sovra-spinta sismica ΔS dei terreni, si adotta la formula proposta da Wood:

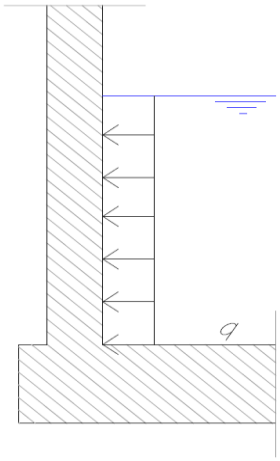
$$\Delta P_d = k_h \times \gamma_r \times H$$

Sotto l'azione sismica si suppone scarica dal sisma la parete opposta a quella su cui la spinta è applicata.



Per il calcolo della sovraspinta sismica ΔS del liquido contenuto nelle vasche, si adotta la medesima formula proposta da Wood, ottenendo quanto segue.

$$\Delta S = k_h \times \gamma_r \times H$$



8 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali seguono il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite. Le condizioni di carico elementari sopra descritte sono state cumulate in modo da determinare situazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, con i rispettivi valori più sfavorevoli, come previsto dalle norme vigenti. Tale operazione è stata condotta ricercando tutte le possibili combinazioni tra i carichi, tenendo conto che alcuni carichi sono tra loro incompatibili.
Tra i carichi presi in esame si distinguono i permanenti, costituiti dal peso proprio, il permanente portato e le spinte litostatiche, i carichi variabili quali la spinta del liquido nelle vasche e, infine l'azione della temperatura e l'azione sismica.

Si riassumono le condizioni elementari di carico:

C1 Carichi permanenti strutturali
C2 Spinta a riposo delle terre
C3 Azione variabile dovuta al liquido contenuto nelle vasche
C4 Azione della neve
C5 Azione del vento
C6 Azione sismica

Le combinazioni di carico considerate nel dimensionamento delle pareti sono riportate nelle tabelle seguenti.

Stato limite ultimo S.L.U.									
Combinazione	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**$C5_x$**	**$C5_y$**	**$C6_x$**	**$C6_y$**	**$C6_z$**
1	1.3	1.5	1.5	0.75	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.3	1.5	1.5	0.75	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
3	1.3	1.5	1.5	0.75	0.0	-0.9	0.0	0.0	0.0
4	1.3	1.5	1.5	0.75	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.3	1.5	1.5	1.5	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.3	1.5	1.5	1.5	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
7	1.3	1.5	1.5	1.5	0.0	-0.9	0.0	0.0	0.0
8	1.3	1.5	1.5	1.5	-0.9	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.3	1.5	1.5	0.75	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.3	1.5	1.5	0.75	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
11	1.3	1.5	1.5	0.75	0.0	-1.5	0.0	0.0	0.0
12	1.3	1.5	1.5	0.75	-1.5	0.0	0.0	0.0	0.0

Stato limite ultimo S.L.E. Rara									
Combinazione	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**$C5_x$**	**$C5_y$**	**$C6_x$**	**$C6_y$**	**$C6_z$**
1	1.0	1.0	1.0	0.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
3	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	-0.6	0.0	0.0	0.0
4	1.0	1.0	1.0	0.5	-0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.0	1.0	1.0	1.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
7	1.0	1.0	1.0	1.0	0.0	-0.6	0.0	0.0	0.0
8	1.0	1.0	1.0	1.0	-0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
9	1.0	1.0	1.0	0.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
11	1.0	1.0	1.0	0.5	0.0	-1.0	0.0	0.0	0.0
12	1.0	1.0	1.0	0.5	-1.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Stato limite ultimo S.L.E. Frequente									
Combinazione	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**C5x**	**C5y**	**C6x**	**C6y**	**C6z**
1	1.0	1.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.0	1.0	0.8	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	1.0	1.0	0.8	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
4	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0
5	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.0
6	1.0	1.0	0.8	0.0	-0.2	0.0	0.0	0.0	0.0

Stato limite ultimo S.L.E. Quasi Permanente									
Combinazione	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**C5x**	**C5y**	**C6x**	**C6y**	**C6z**
1	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Stato limite di salvaguardia della vita S.L.V.									
Combinazione	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**$C5_x$**	**$C5_y$**	**$C6_x$**	**$C6_y$**	**$C6_z$**
1	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	1.0	0.3	0.0
2	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	1.0	0.3	0.0
3	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	-1.0	-0.3	0.0
4	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	-1.0	-0.3	0.0
5	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.3	1.0	0.0
6	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.3	1.0	0.0
7	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	-0.3	-1.0	0.0
8	1.0	1.0	0.8	0.0	0.0	0.0	-0.3	-1.0	0.0

9 RISULTATI E VERIFICHE

Le azioni descritte, applicate ai modelli di calcolo e combinate secondo le combinazioni di cui al punto precedente, hanno permesso di ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura, in base alle quali è stato eseguito il dimensionamento.

9.1 CAPANNONE

9.1.1 Verifiche elementi strutturali

9.1.1.1 Stato limite ultimo e stato limite di salvaguardia della vita

Per lo SLU e lo SLV vengono riportati i diagrammi di inviluppo delle principali componenti di sollecitazione.

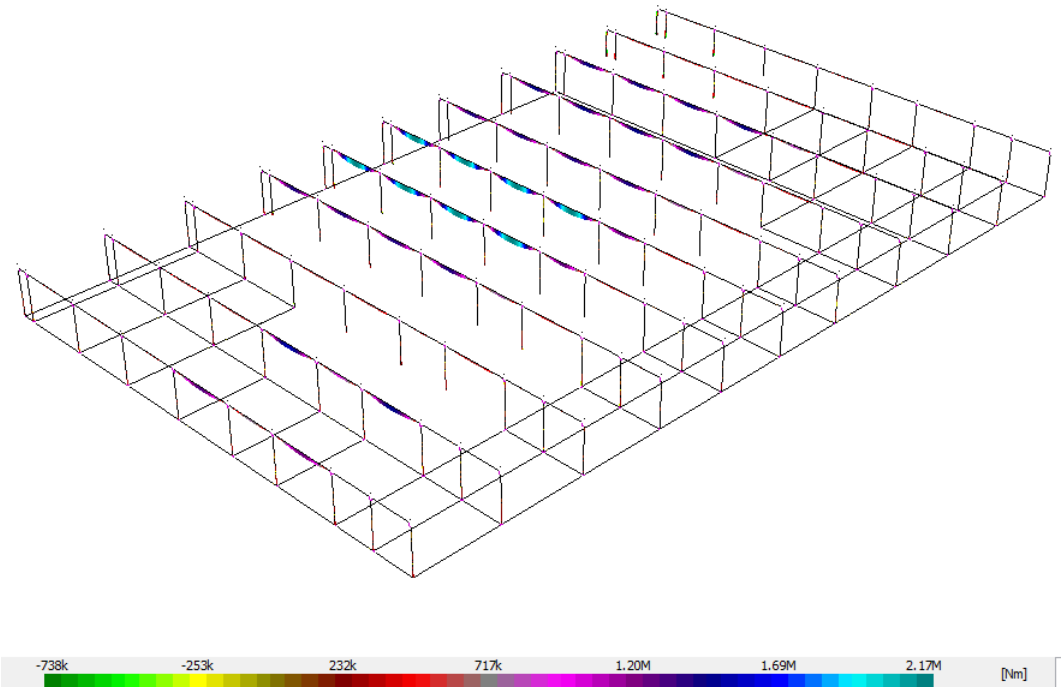


Figura 6. Diagramma dei momenti flettenti.

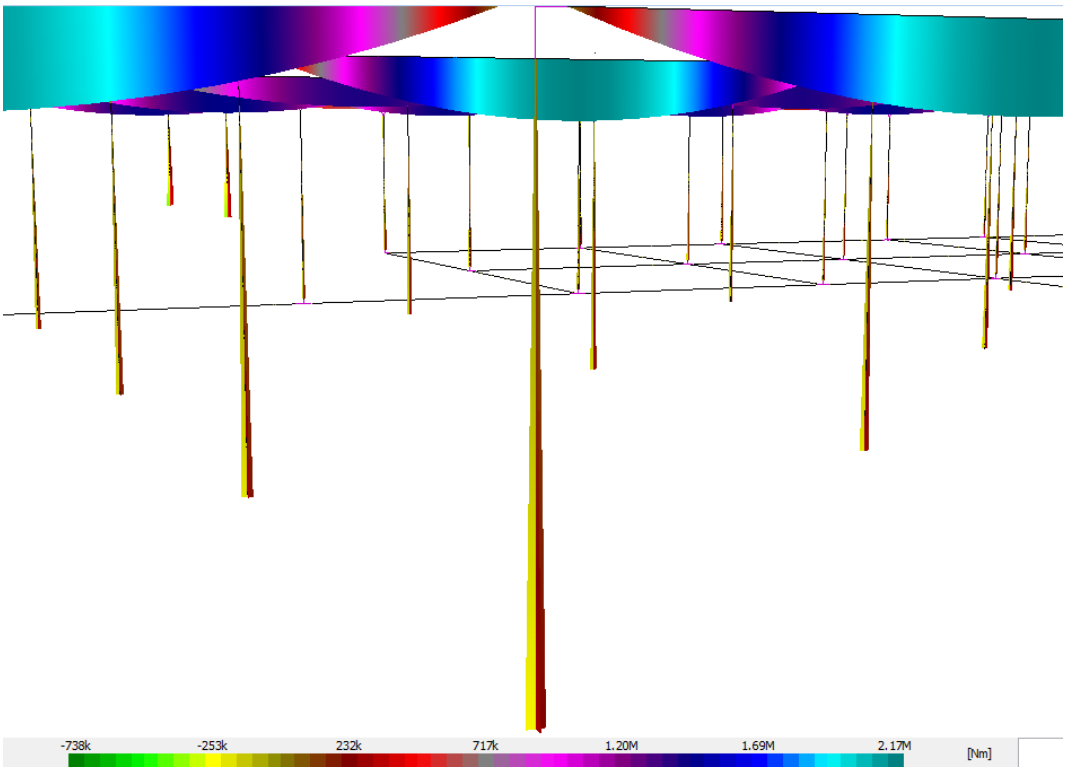


Figura 7. Dettaglio momenti flettenti pilastro n°70.

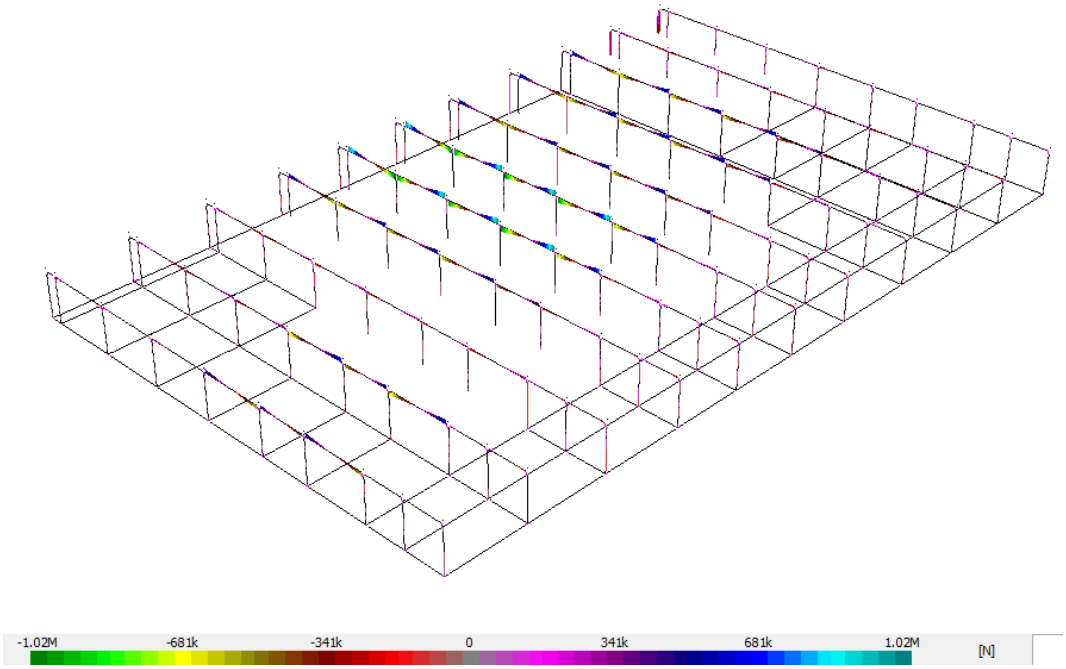


Figura 8. Diagramma del taglio.

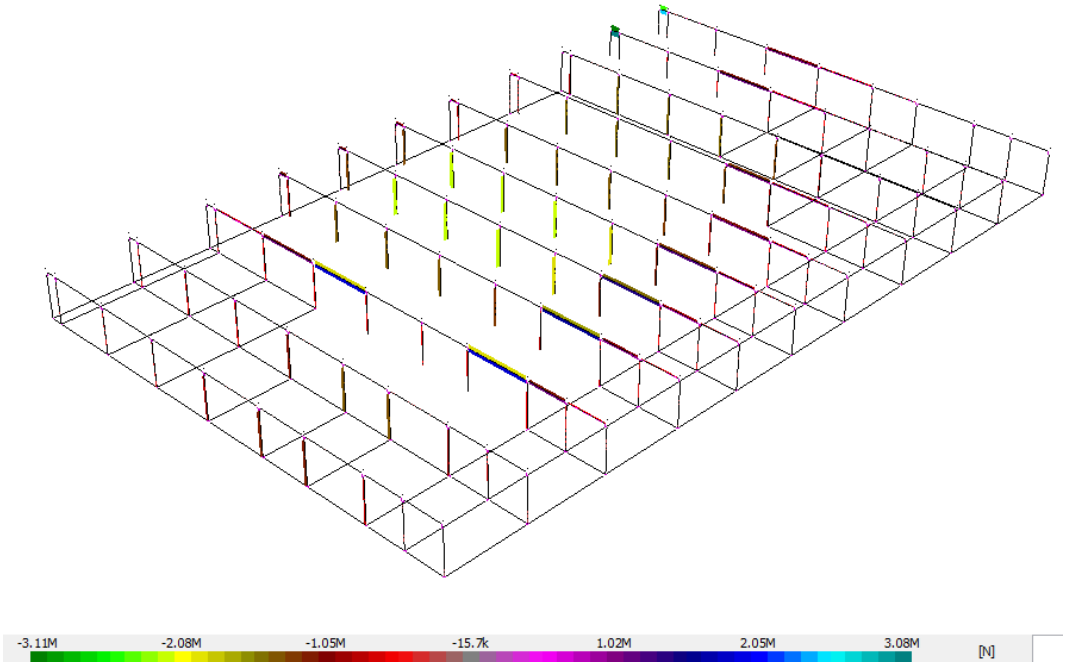


Figura 9. Diagramma dell'azione assiale.

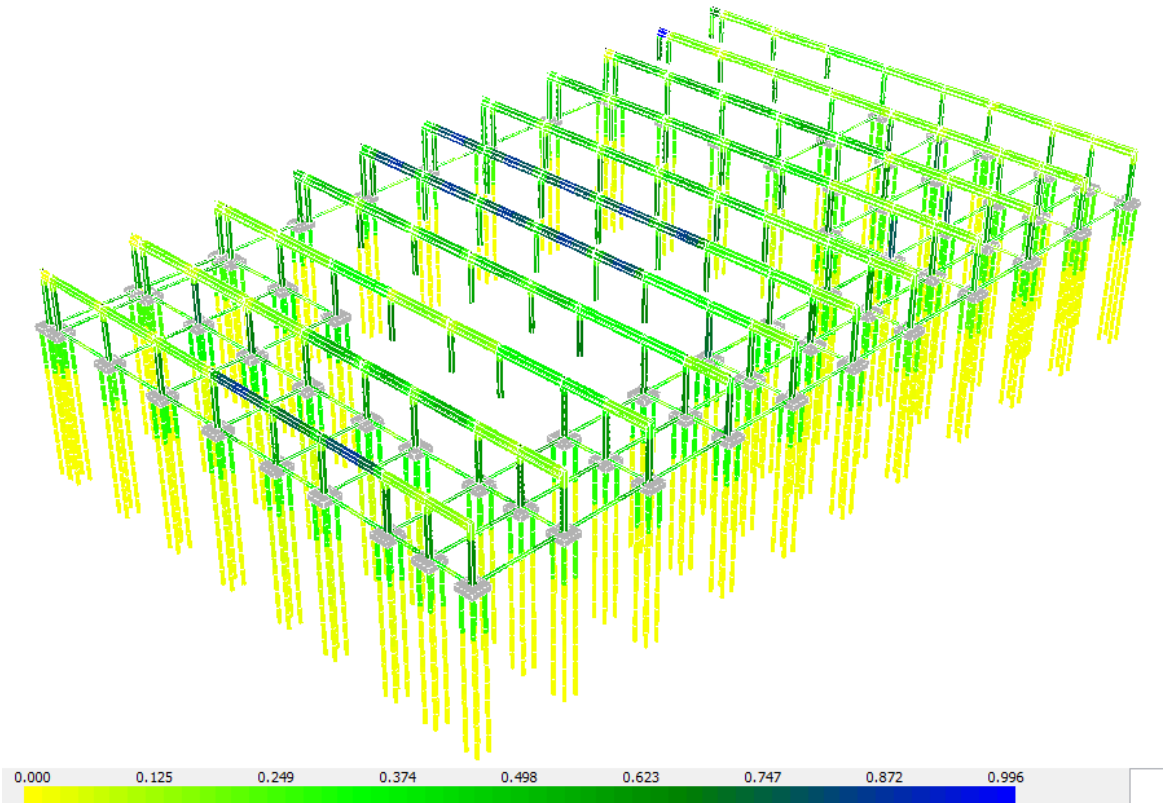


Figura 10. Esito delle verifiche di pressoflessione.

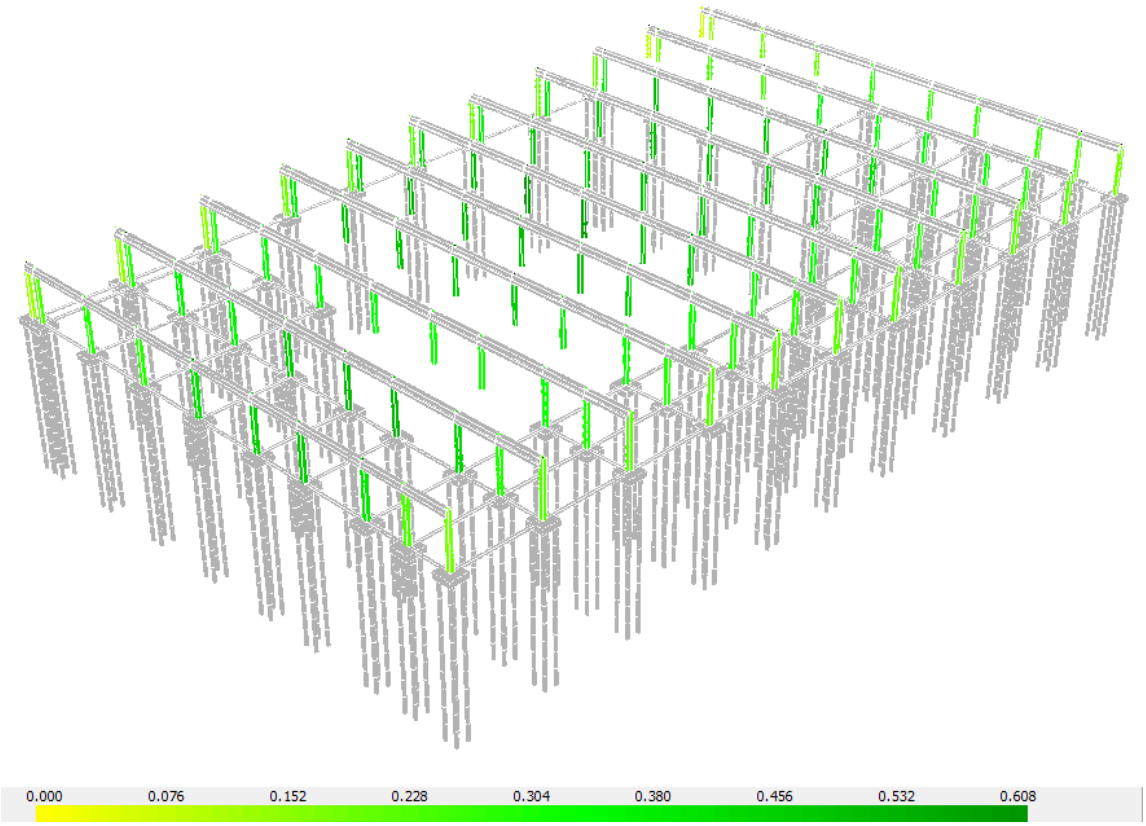


Figura 11. Esito della verifica di instabilità dei pilastri.

In accordo con il 7.3.1 NTC 2018, vengono trascurati gli effetti delle non linearità geometriche, in quanto il fattore θ risulta minore di 0,1 in entrambe le direzioni principali considerate (θ=0.084 in direzione X e θ=0.058 in direzione Y).

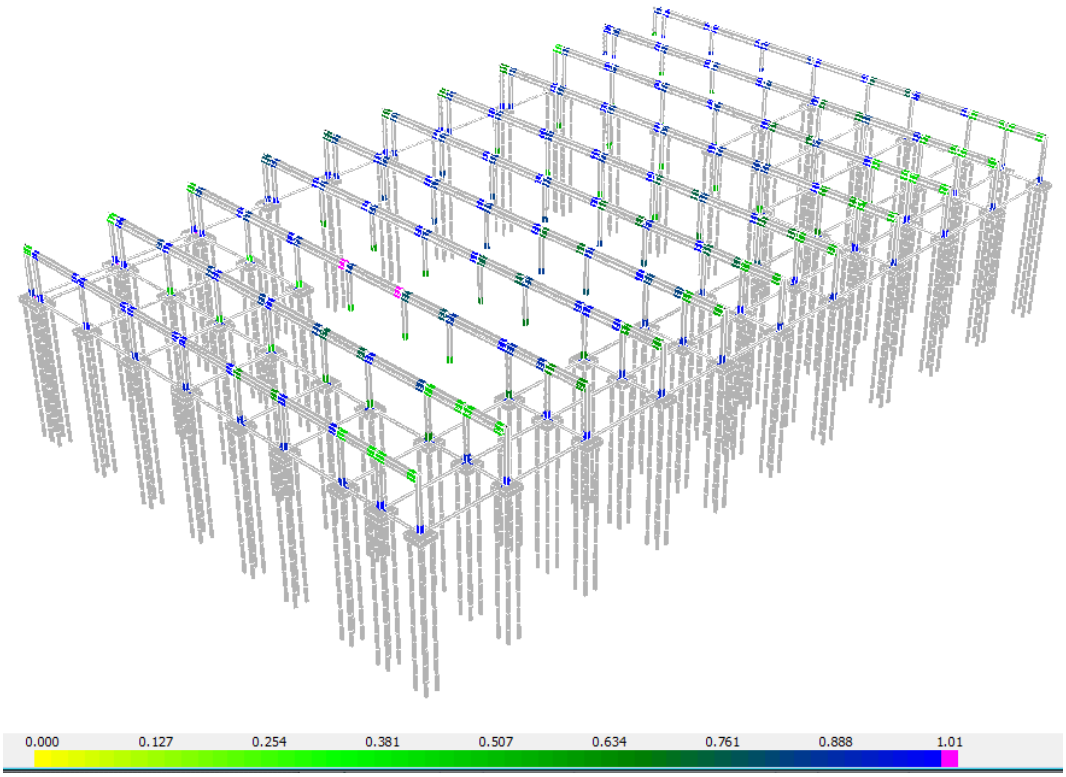
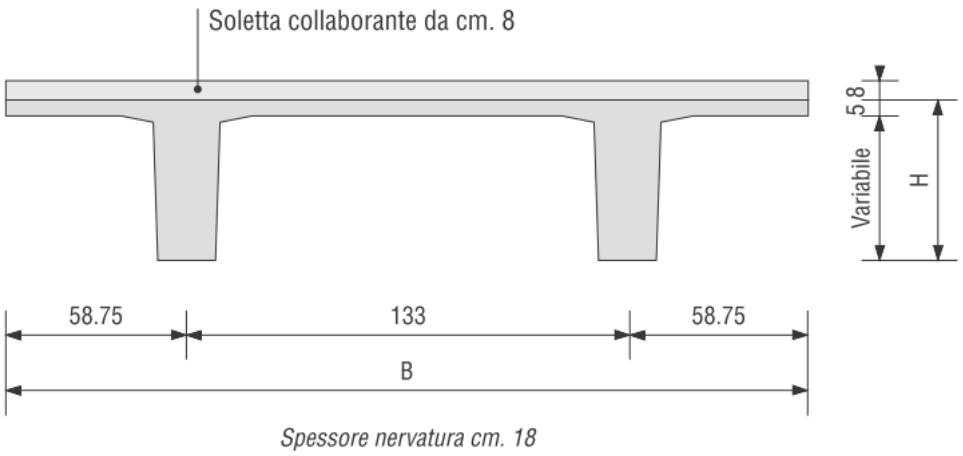


Figura 12. Esito delle verifiche di duttilità delle sezioni significative.

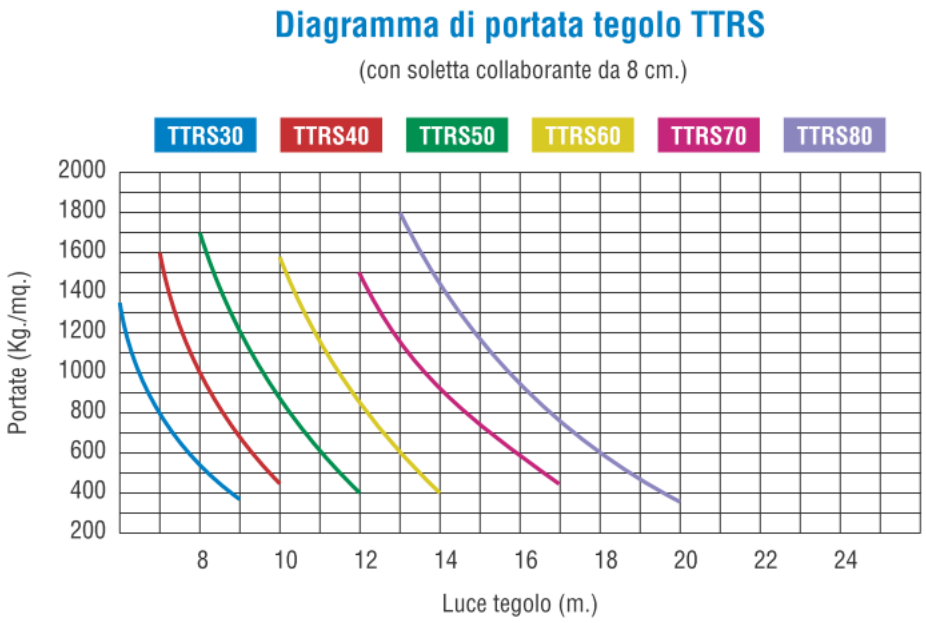
9.1.1.1.1 Solaio di copertura

Il solaio, realizzato in tegoli TT, è calcolato con appoggi in continuità tra le campate adiacenti.



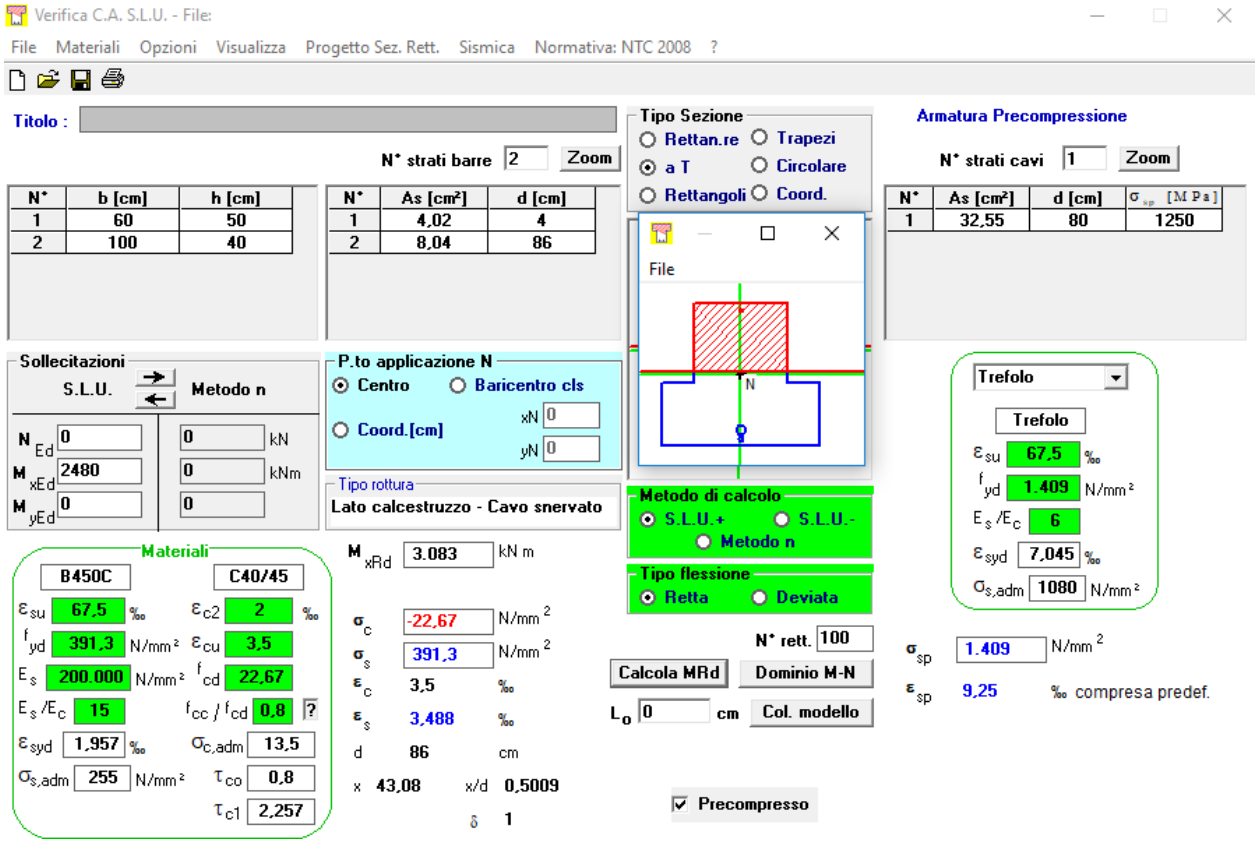
Spessore nervatura cm. 18

In base all'abaco prestazionale dell'elemento, che tiene conto della presenza della soletta integrativa e della continuità agli appoggi, per il carico di progetto, pari a ~1000kg/m^2, per le luci massime di progetto pari a 11,0m, possono essere impiegati i tegoli TTRS50.



9.1.1.1.1 Travi prefabbricate a T rovescio

Il momento sollecitante massimo di progetto è pari a 2170 kNm, la trave prefabbricata a T rovescio, armata con 35 fili di acciaio armonico da 93mm², fornisce una resistenza di 3083 kNm.



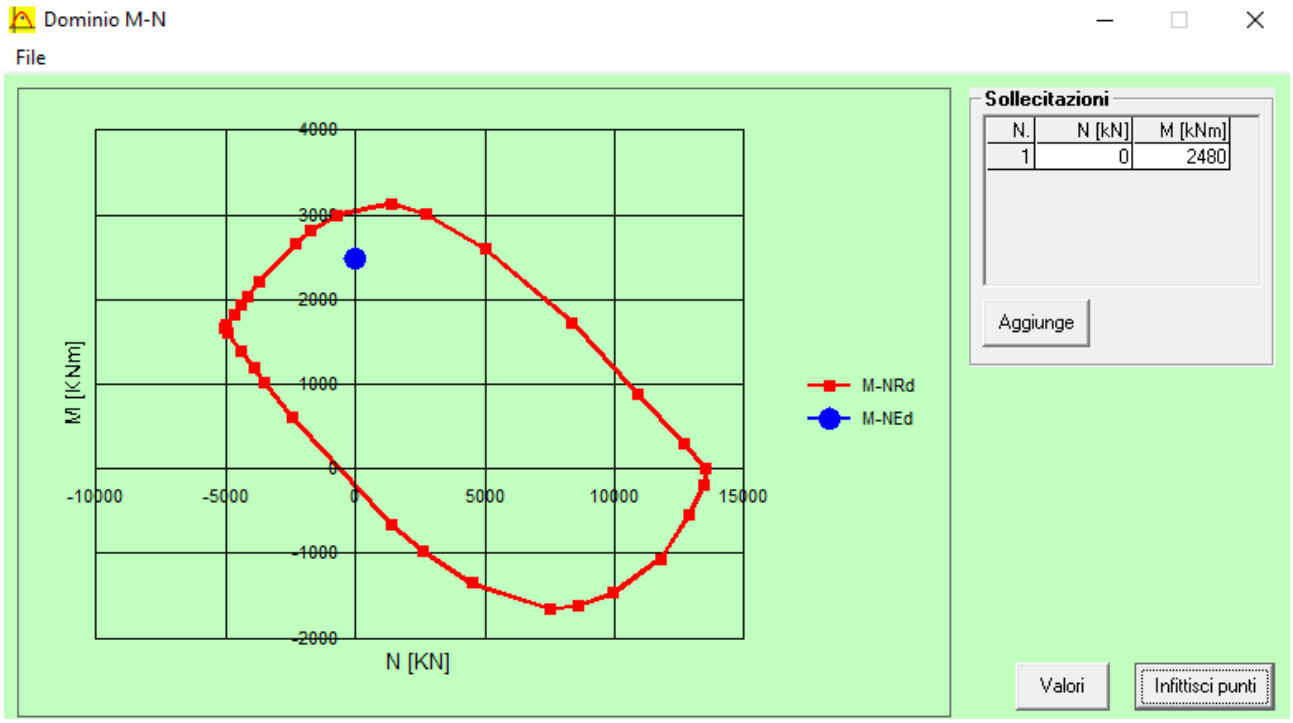
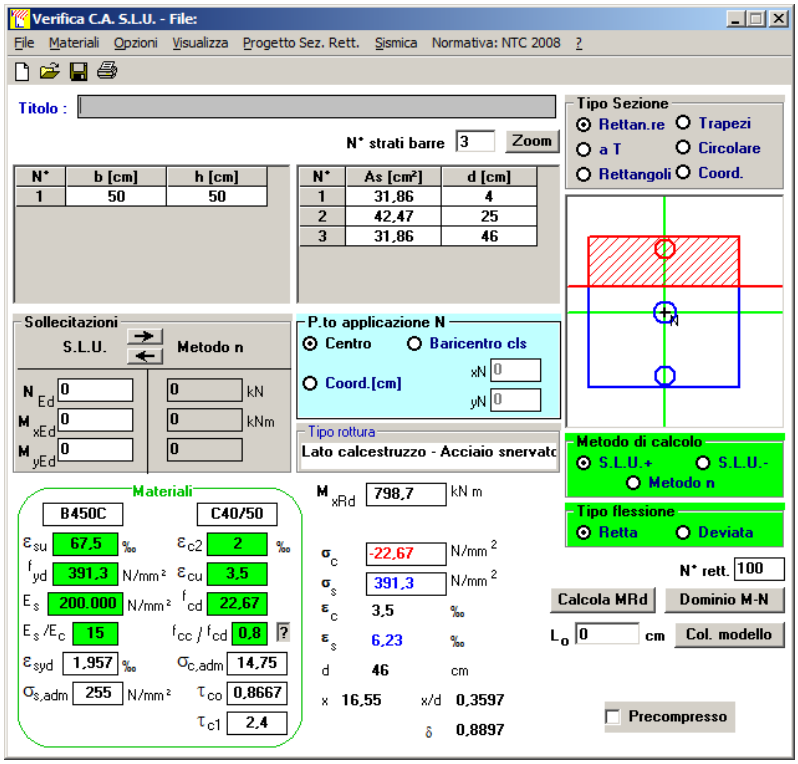
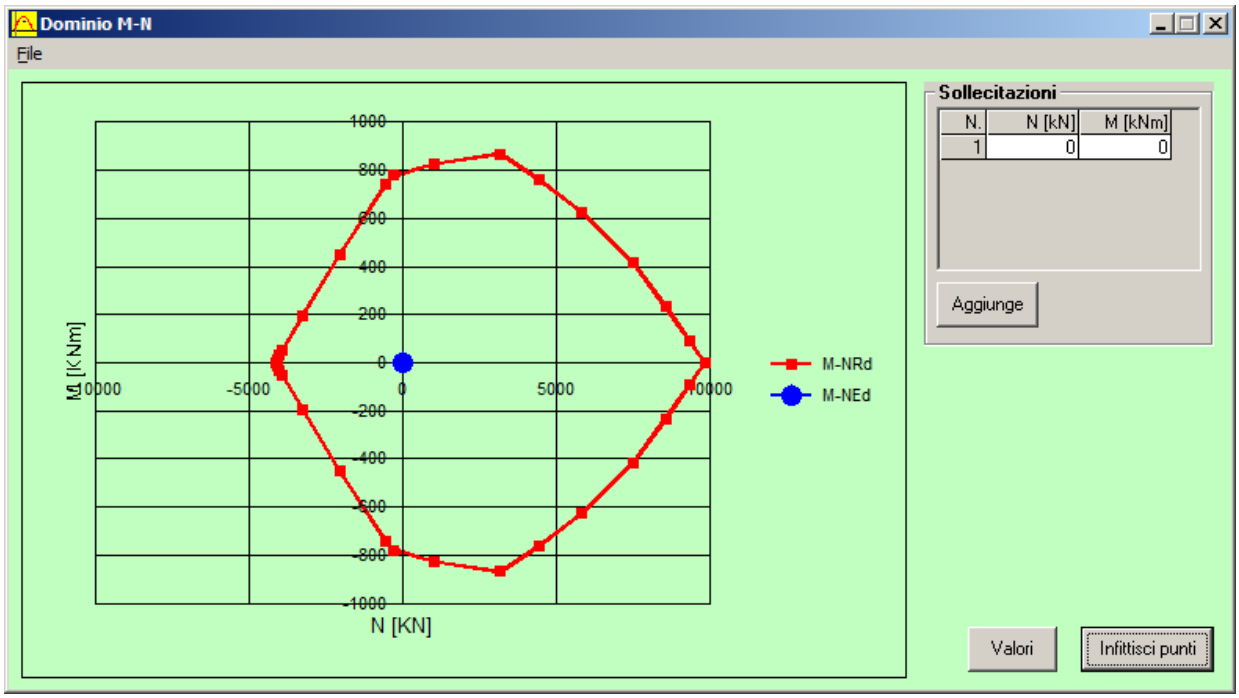


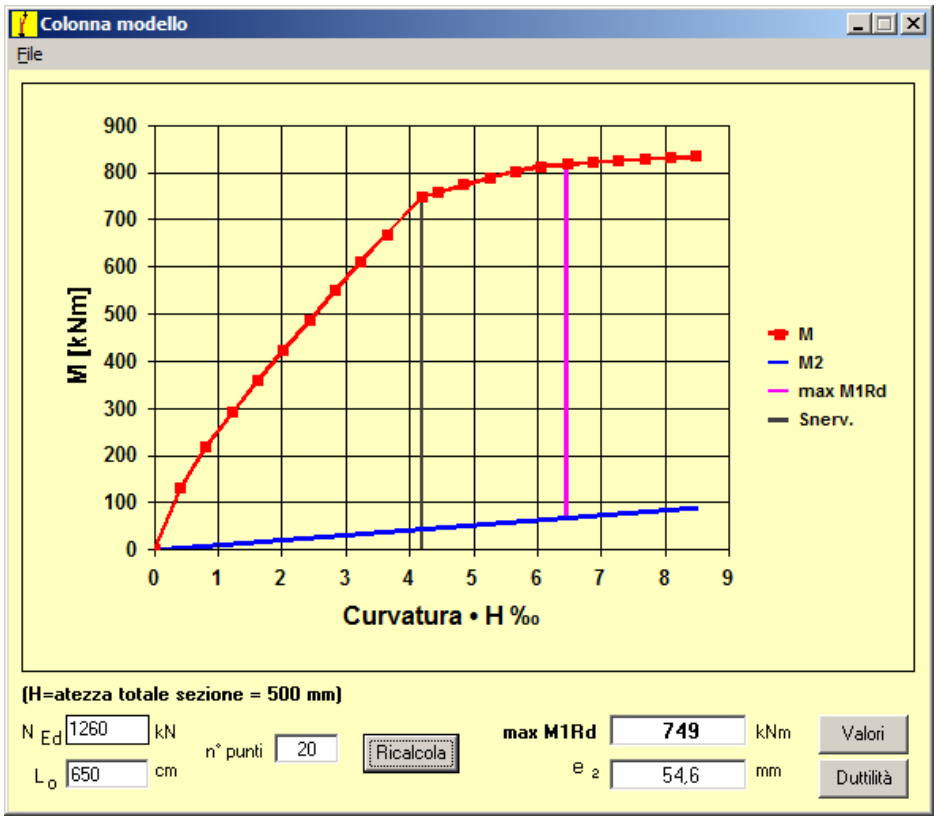
Figura 13. Diagramma M-N con punti di verifica.

9.1.1.1.1 Pilastri

I pilastri, di forma quadrata di 50cm per lato, vengono armati in maniera simmetrica con n°4 Φ26 agli spigoli (uno per spigolo), ed ulteriori n°4 Φ26 lungo ciascun lato.







Qui di seguito si riporta la verifica rispetto all'azione eccezionale da urto di un veicolo sul pilastro n°67, determinata in base al § 3.6.3.3.1 delle NTC 2018, avendo considerato la presenza di veicoli destinati al trasporto aventi massa massima superiore a 3,5 t.

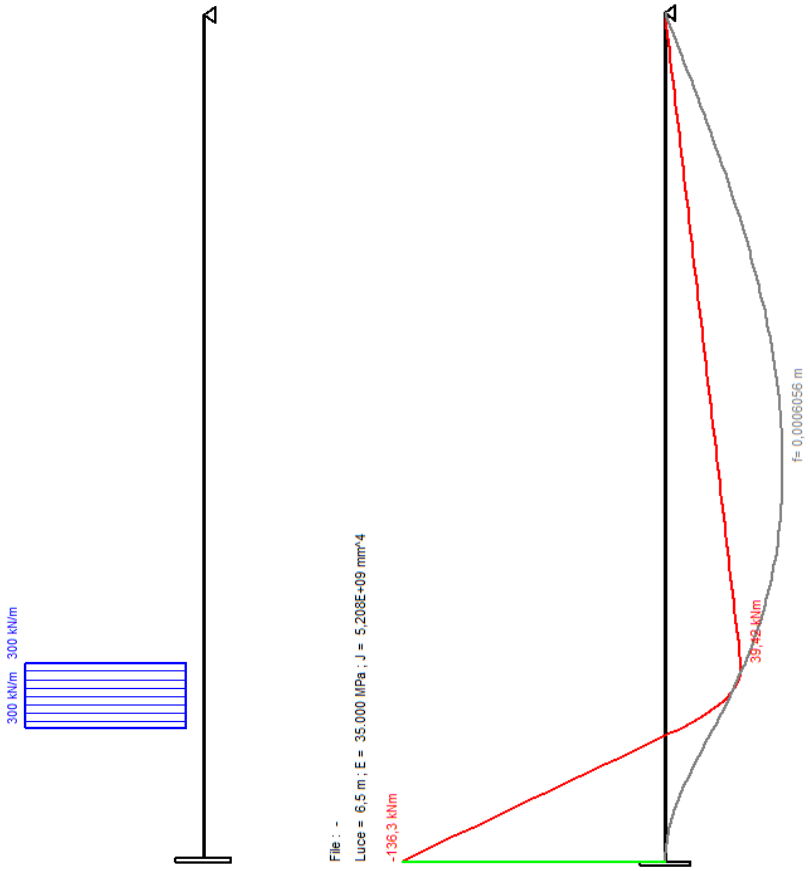


Figura 14. Schema di calcolo, azione applicata e sollecitazione flettente sul pilastro. Azione da urto.

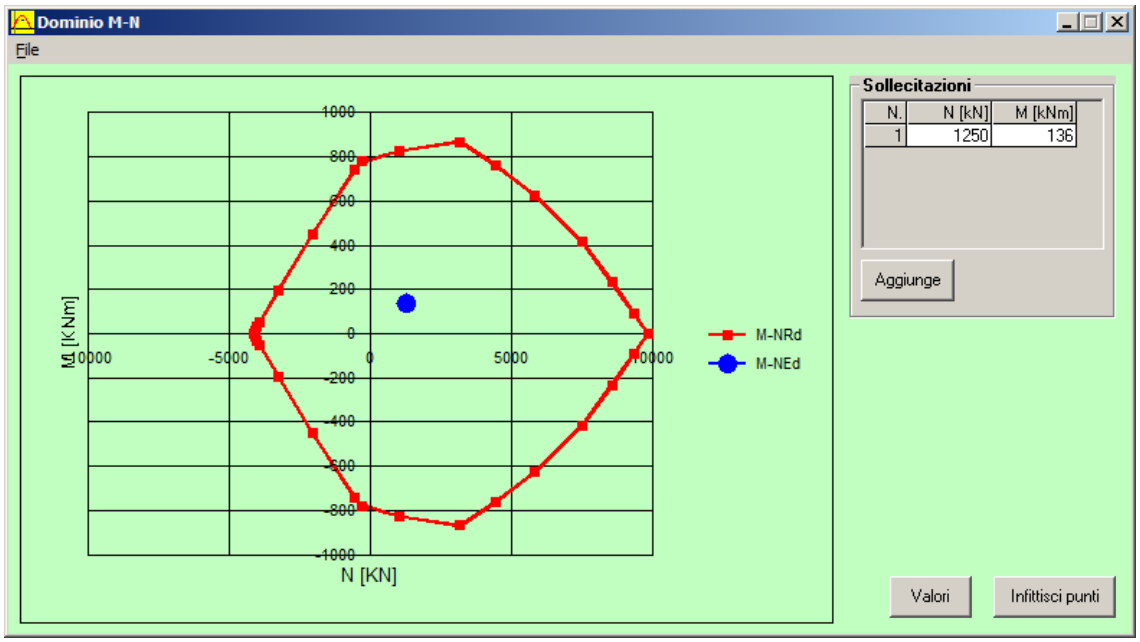


Figura 15. Dominio M-N del pilastro e, in blu, posizione della sollecitazione dovuta ad urto veicolare sulla sezione basale.

9.1.1.2 Stato limite di esercizio

Per lo stato limite di esercizio, si riportano i principali diagrammi di verifica.

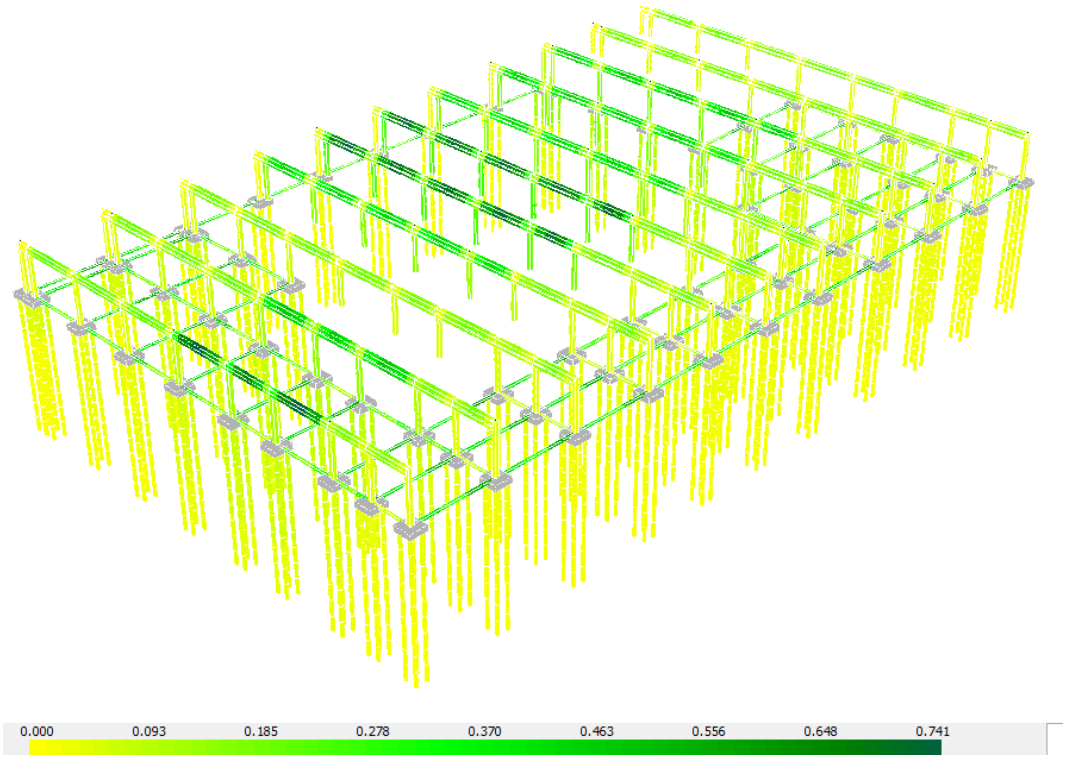


Figura 16. Esito della verifica delle tensioni di esercizio.

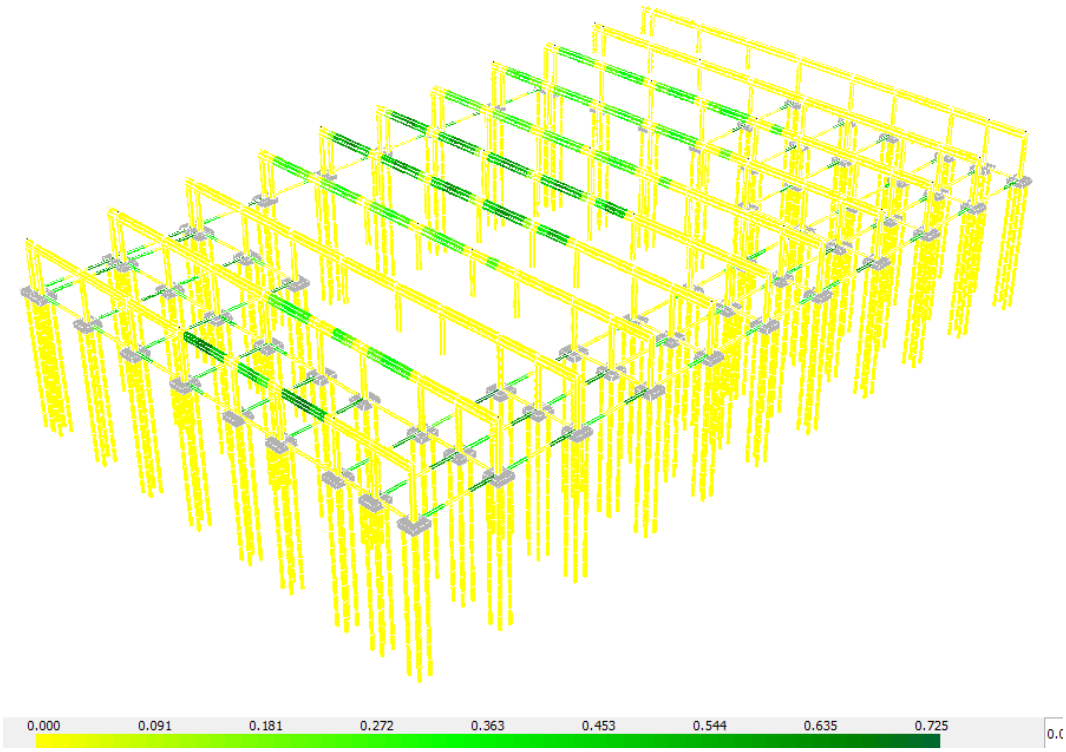


Figura 17. Esito delle verifiche di fessurazione.

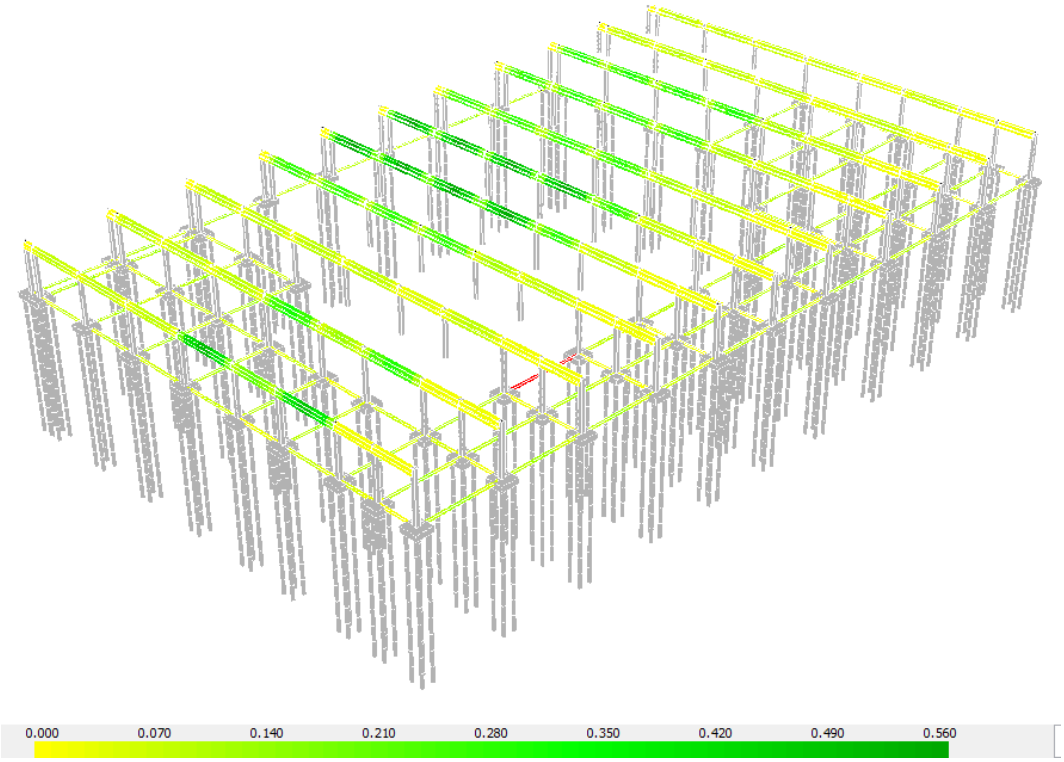


Figura 18. Esito delle verifiche di deformazione.

Per quanto riguarda la verifica di rigidezza di cui al §7.3.6.1. NTC 2018, si ottiene un valore di q_{dr} pari a 0.007 h, che per CU III è accettabile per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di questi spostamenti d'interpiano. Qualora ritenuto necessario, in sede di progettazione esecutiva gli spostamenti di interpiano potranno essere opportunamente contenuti prevedendo l'impiego di pannelli di controvento a collegamento delle pilastrate.

9.1.2 Verifiche geotecniche

9.1.2.1 Verifica a carico limite (SLU)

Per lo SLU di tipo geotecnico, si riportano i principali diagrammi di verifica.

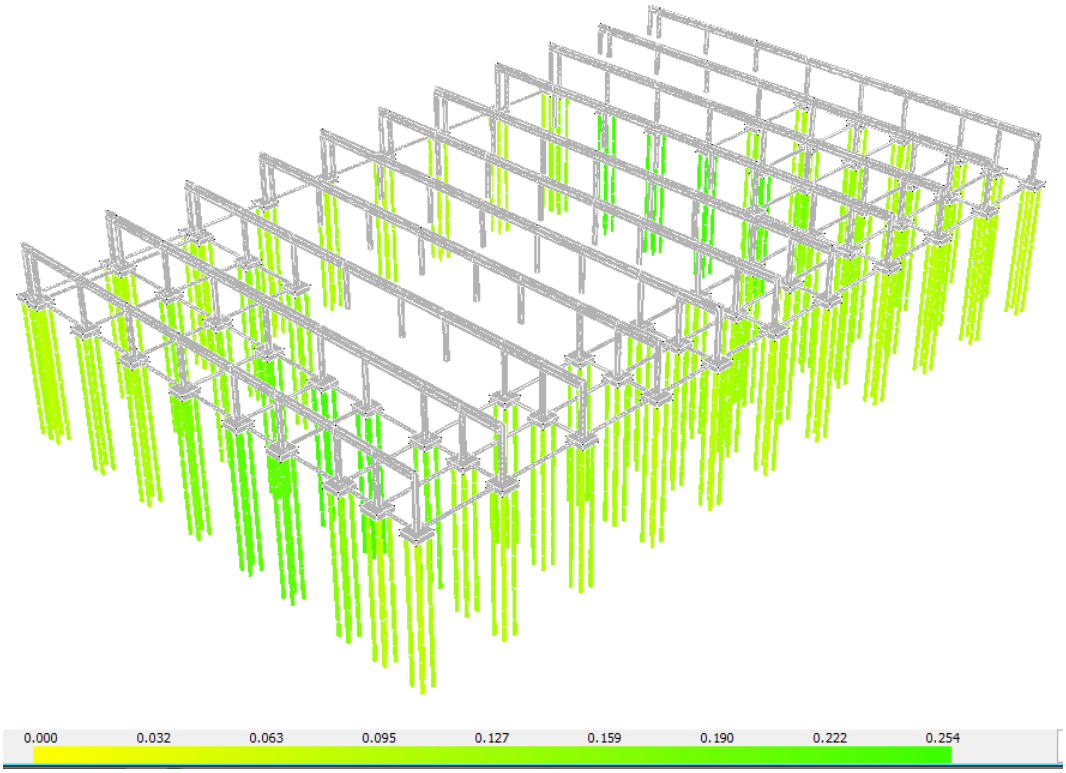


Figura 19. Diagramma di verifica della portanza.

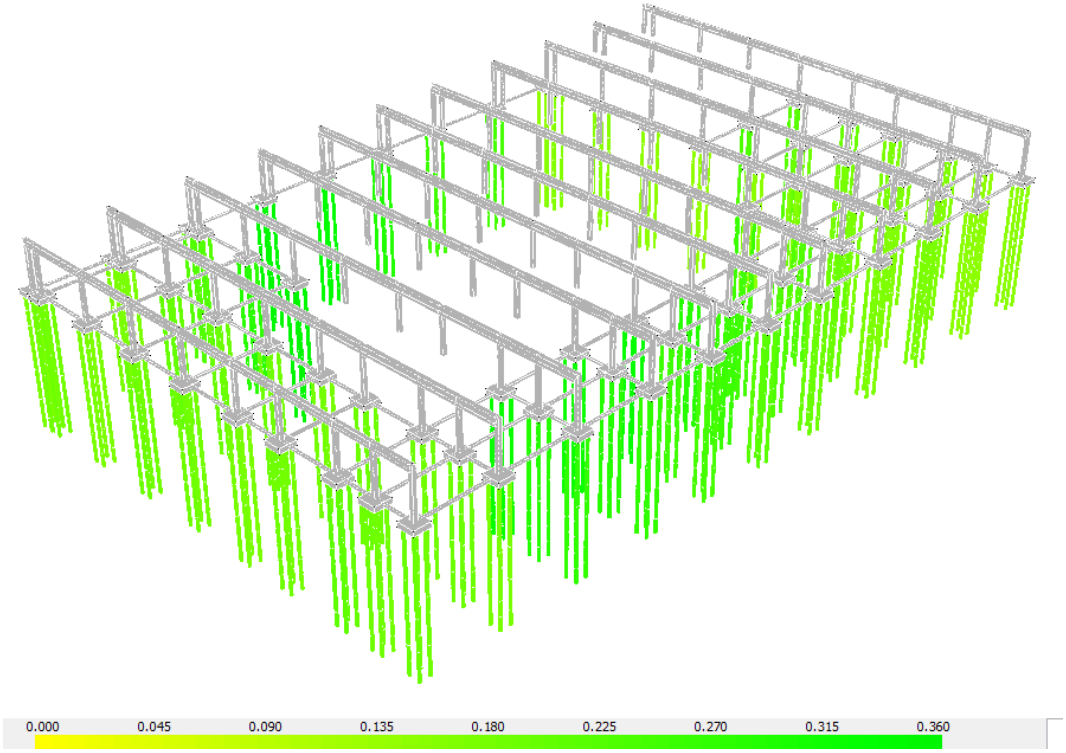


Figura 20. Diagramma di verifica a scorrimento.

9.1.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE)

Si riportano i principali diagrammi di verifica.

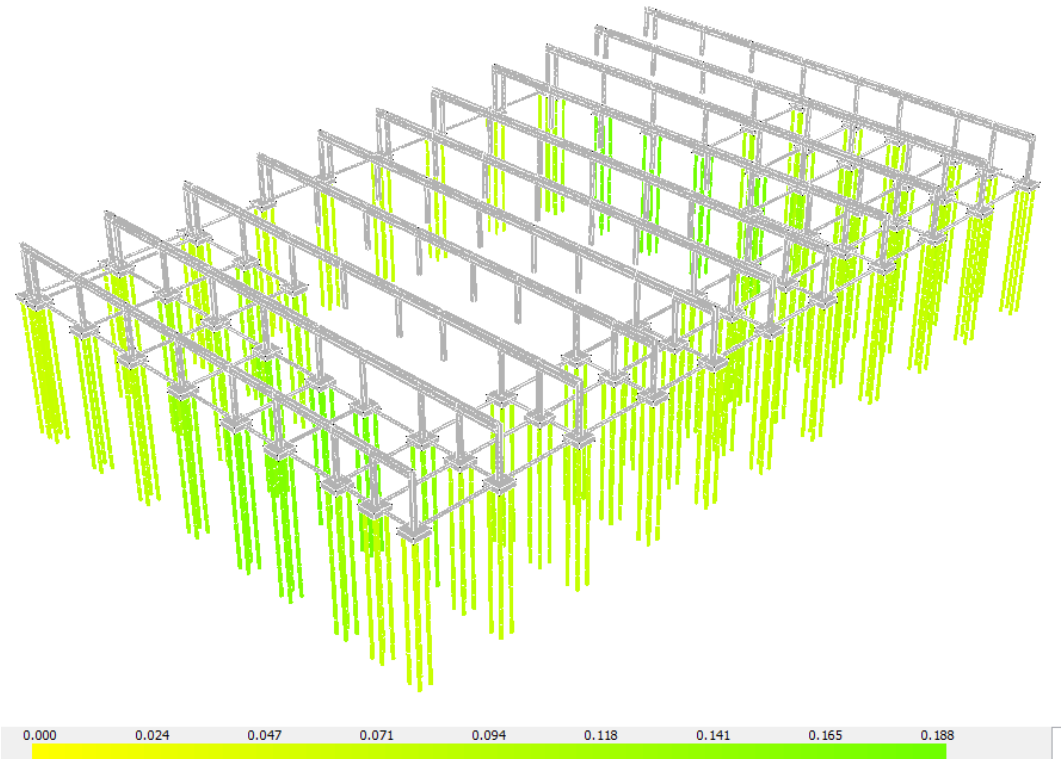


Figura 21. Diagramma di verifica al cedimento (i coefficienti fanno riferimento ad un cedimento massimo ammissibile di 50mm).

<u>*Note sui cedimenti*</u>

Si riportano alcune considerazioni circa i cedimenti nei terreni in sito:

- La citata relazione geologica evidenzia una variabilità delle stratigrafie dei terreni interessati dalle opere, sia con la profondità che con la posizione planimetrica, così come evidente dalle verticali indagate attraverso i sondaggi;
- Si è optato per un sistema di fondazioni profonde su pali al fine di contenere gli effetti della variabilità spaziale delle stratigrafie, con particolare riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali tra i plinti.

In una fase preliminare di calcolo, sono stati stimati i cedimenti di fondazioni superficiali a plinto, attraverso le formule di Burland & Burbidge (1985), in due condizioni limite di caratteristiche di rigidezza dei terreni. In particolare, dal momento che il metodo impiegato utilizza N_{SPT} come parametro principale di rigidezza, a parità della restante stratigrafia, si sono individuate le due condizioni limite:

- Primi 6 metri di terreno caratterizzati da una N_{SPT} di 16,7, pari alla media rilevata nel sondaggio S3;
- Primi 6 metri di terreno caratterizzati da una N_{SPT} di 5, pari alla media rilevata nei sondaggi S1 – S5.

Nella tabella sotto si riporta l'esito delle verifiche sui cedimenti di alcuni plinti di confronto (P22, P70, P81), nelle condizioni limite di cui sopra.

Tabella 2. Confronto dei cedimenti.

Cedimento assoluto plinti (mm)					
Sondaggio	$N_{SPT,\ primi\ 6\ metri}$	$N_{SPT,\ 6\text{-}30\ metri}$	P22	P70	P81
S3	16,7	18	23,12	21,3	2,97
S1-S5	5	18	125,14	115,24	16,1

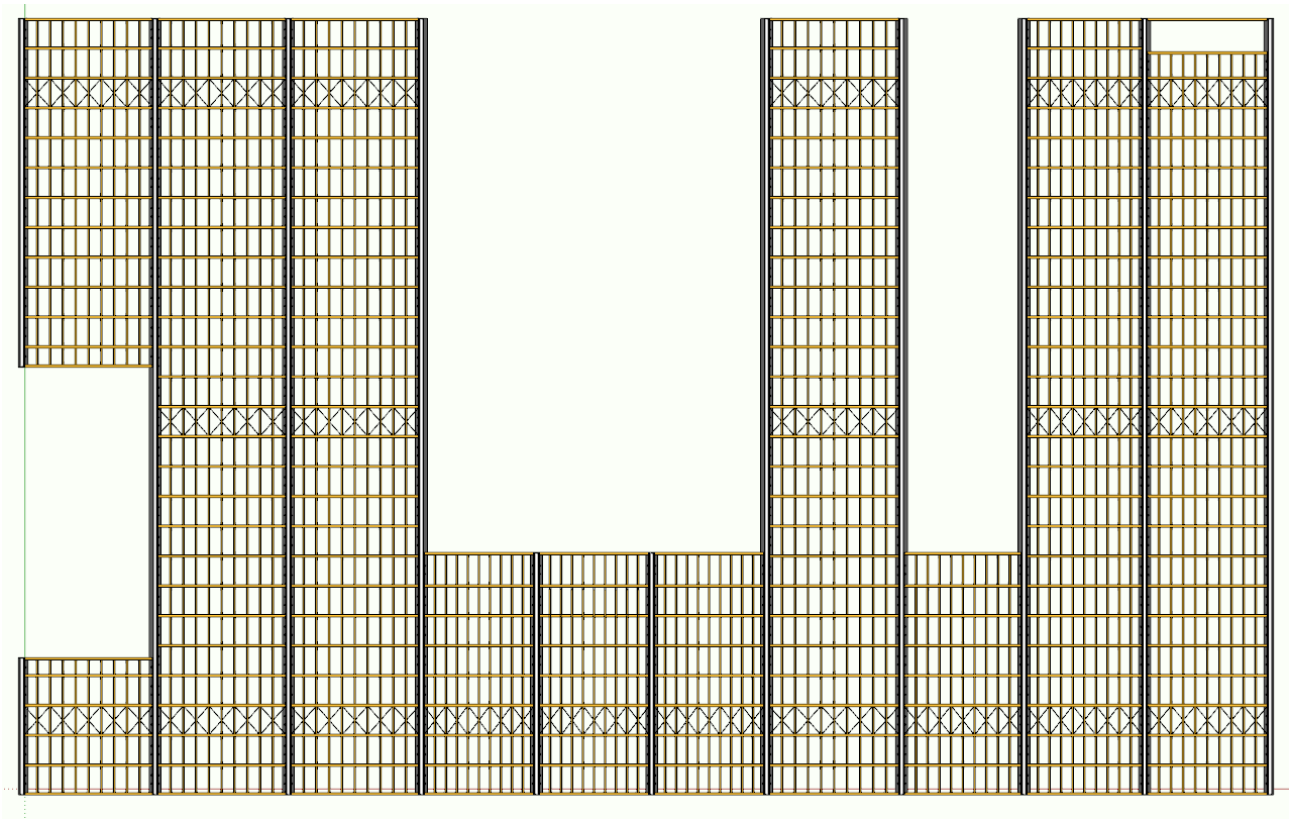
Si evince come, nella situazione peggiore, la differenza di cedimento stimato raggiunge anche i 10cm, situazione non accettabile per la struttura in esame. In base a queste considerazioni ed alle indicazioni fornite dalla relazione geologica, si è optato per l'esecuzione di fondazioni profonde.

9.2 COPERTURA IN LEGNO LAMELLARE

La copertura dell'edificio si distingue in una porzione realizzata con elementi in calcestruzzo precompresso e una porzione realizzata con travi e arcarecci in legno lamellare. Il presente capitolo si occupa della verifica degli elementi principali realizzati in legno lamellare.

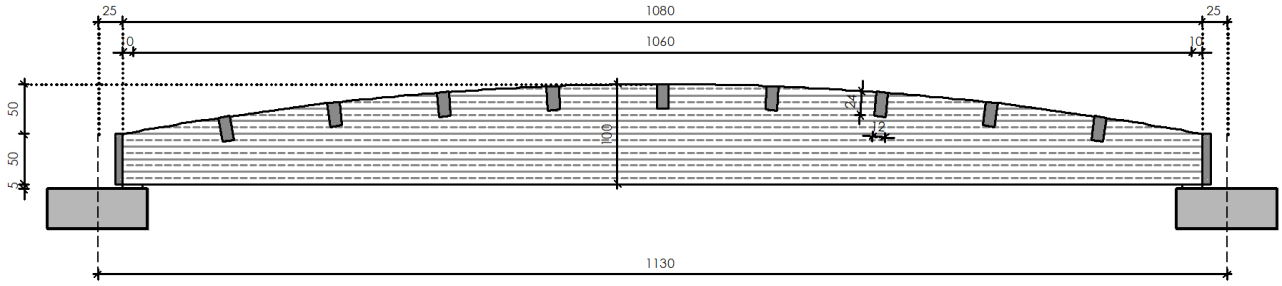
Lo schema strutturale prevede di sfruttare le travi principali in cemento armato precompresso che appoggiano direttamente sui pilastri. Tali travi seguono una delle due dimensioni principali dell'edificio (Y nella figura che segue) e sono disposte a passo non costante nell'altra direzione.

Tra i diversi allineamenti delle travi in precompresso vengono posati gli elementi principali in legno lamellare (direzione X in figura). Sull'intera copertura si possono individuare alcune tipologie di travi che possono essere utilizzate: in totale si distinguono 7 tipologie in funzione della luce che deve essere coperta tra un allineamento di travi e il successivo.



Il dimensionamento strutturale è fatto sulla trave di maggior lunghezza. La distanza tra gli allineamenti di appoggio delle travi in precompresso è pari a 11.30m: considerando che la trave in precompresso deve raccogliere lo scarico di due elementi in legno lamellare e ospitare anche la canala di allontanamento delle acque meteoriche, la luce di calcolo si riduce a 10.60m.

Schematicamente la trave in legno lamellare è rappresentata nella seguente figura:



Ogni trave in legno lamellare è disposta ad interasse pari a 2.50m e rispetto a tale dimensione lavora ogni singolo arcareccio. L'interasse tra questi elementi secondari è pari a circa 1.10m. Il loro orientamento segue la curvatura a raggio costante dell'estradosso della trave. L'arcareccio maggiormente inclinato è quello in prossimità dell'appoggio e rispetto all'asse verticale presenta una rotazione di circa 10°. Tale angolo è considerato nei calcoli proposti al paragrafo successivo per valutare lo stato tensionale della sezione in condizioni di flessione deviata.

Il materiale utilizzato è il legno lamellare GL24h e quindi le resistenze di progetto possono essere definite scegliendo le classi di durata del carico e la classe di servizio della struttura.

Il carico accidentale viene considerato di media durata secondo la tabella 4.4.I delle NTC2018 come riportato nel seguente estratto della normativa.

Tab. 4.4.I - *Classi di durata del carico*

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana – 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Secondo la tabella 4.4.II delle NTC2018 viene considerata una Classe di servizio 3 in quanto nell'ambiente interno all'edificio sono presenti le vasche di trattamento che diffondono elevati tassi di umidità nell'aria. Viene di seguito riportata la tabella di riferimento:

Tab. 4.4.II - *Classi di servizio*

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Incrociando le caratteristiche adottate è possibile definire il valore del coefficiente k_{mod} da utilizzare per le verifiche strutturali:

Tab. 4.4.IV -*Valori di* k_{mod} *per legno e prodotti strutturali a base di legno*

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

Ne deriva k_{mod} = 0.65

Per quanto riguarda il coefficiente parziale di sicurezza si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 4.4.6 delle NTC2018 e in modo particolare vengono adottati i parametri relativi alla colonna A.

Il coefficiente γ_M è valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III. Si possono assumere i valori riportati nella colonna B della stessa tabella, per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del materiale dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.7.

Tab. 4.4.III - *Coefficienti parziali* γ_M *per le proprietà dei materiali*

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

Ne deriva γ_M = 1.45

Il valore di progetto di una qualsiasi proprietà del materiale può quindi essere calcolato con la nota relazione:

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

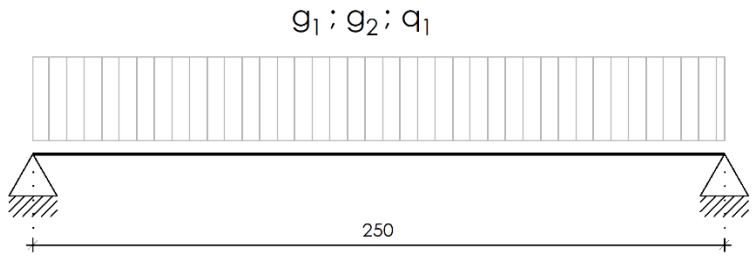
Quindi le resistenze di progetto per il materiale GL24h sono riassunte nello schema che segue:

$f_{m,d}$ =	10,76	MPa	flessione
$f_{t,0,d}$ =	7,40	MPa	trazione parallela
$f_{t,90,d}$ =	0,18	MPa	trazione ortogonale
$f_{c,0,d}$ =	10,76	MPa	compressione parallela
$f_{c,90,d}$ =	1,21	MPa	compressone ortogonale
$f_{v,d}$ =	1,21	MPa	taglio

9.2.1 Arcareccio

Le diverse tipologie di carico applicato all'arcareccio possono essere distinte nella seguente tabella; la valutazione è fatta considerando un interasse di calcolo pari a 110cm:

Peso proprio del travetto:	0.12m x 0.24m x 600kg/m^3 =	18kg/m
Permanente portato:	1.10m x 80kg/m^2 =	88kg/m
Accidentale:	1.10m x 100kg/m^2 =	110kg/m



Possono essere valutati i carichi distribuiti applicati all'arcareccio per le condizioni di verifica allo SLU e allo SLE:

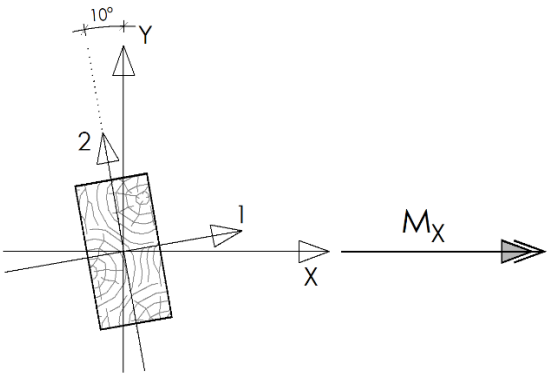
$q_{SLU} = \gamma_{G1} \times g_1 + \gamma_{G2} \times g_2 + \gamma_{Q1} \times q_1 = 1.30 \times 18kg/m + 1.50 \times 88kg/m + 1.50 \times 110kg/m = 320kg/m$

$q_{SLE} = g_1 + g_2 + q_1 = 18kg/m + 88kg/m + 110kg/m = 216kg/m$

E quindi le principali grandezze sollecitanti

$V_{SLU} = q_{SLU} \times L / 2 = 320kg/m * 2.50m / 2 = 400,0\ kg$

$M_{SLU} = q_{SLU} \times L^2 / 8 = 320kg/m * (2.50m)^2 / 8 = 250,0\ kgm$



$\sigma_{max} = M_{SLU} \times \cos(\alpha) / W_1 + M_{SLU} \times \sin(\alpha) / W_2$

$W_1 = b \times h^2 / 6 = 1152cm^3$

$W_2 = h \times b^2 / 6 = 576cm^3$

$\sigma_{max} = 250kgm \times [\cos(10°) / 1152cm^3 + \sin(10°) / 576cm^3] = 2.89$ MPa

Che è inferiore alla resistenza $f_{m,d} = 10.76$MPa

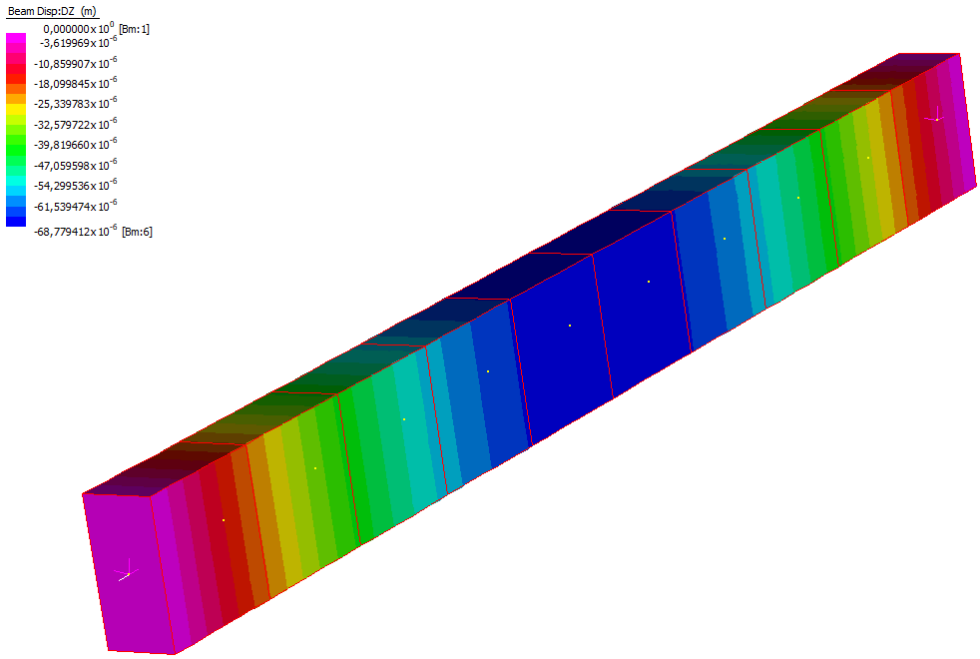
La tensione a taglio allo SLU può essere calcolata:

$\tau_{max} = 1.50 \times V_{SLU} / (b\ h) = 1.50 \times 400kg / (12cm \times 24cm) = 0.25$ MPa

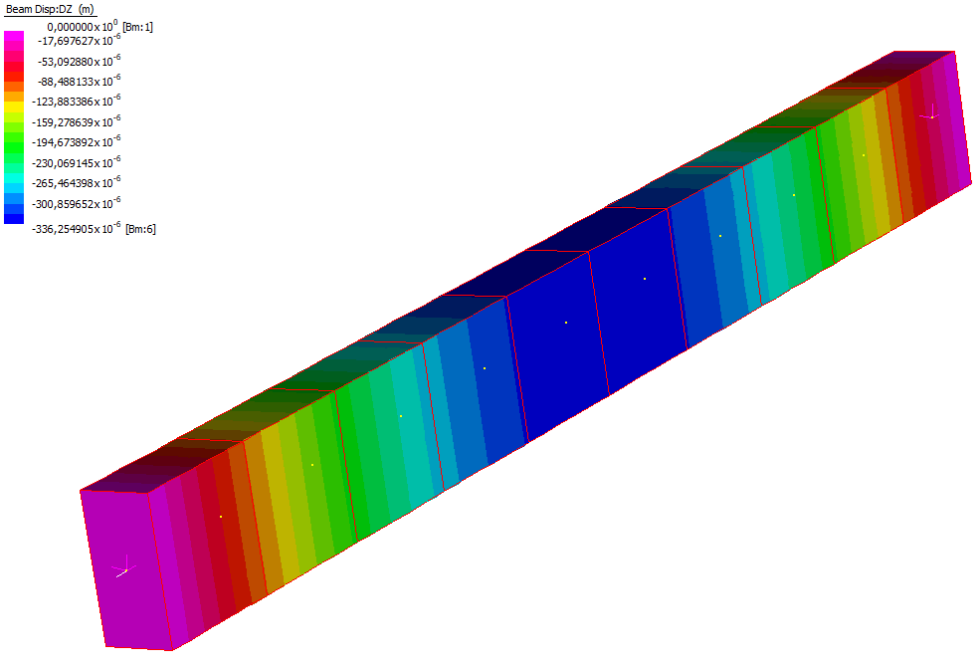
Che è inferiore alla resistenza $f_{v,d} = 1.21$MPa

Il calcolo della deformazione viene fatto considerando uno schema strutturale specifico di trave appoggiata alle estremità ed ruotata di 10° rispetto all'asse verticale. Viene calcolato il contributo alla deformazione dei carichi permanenti e degli accidentali.

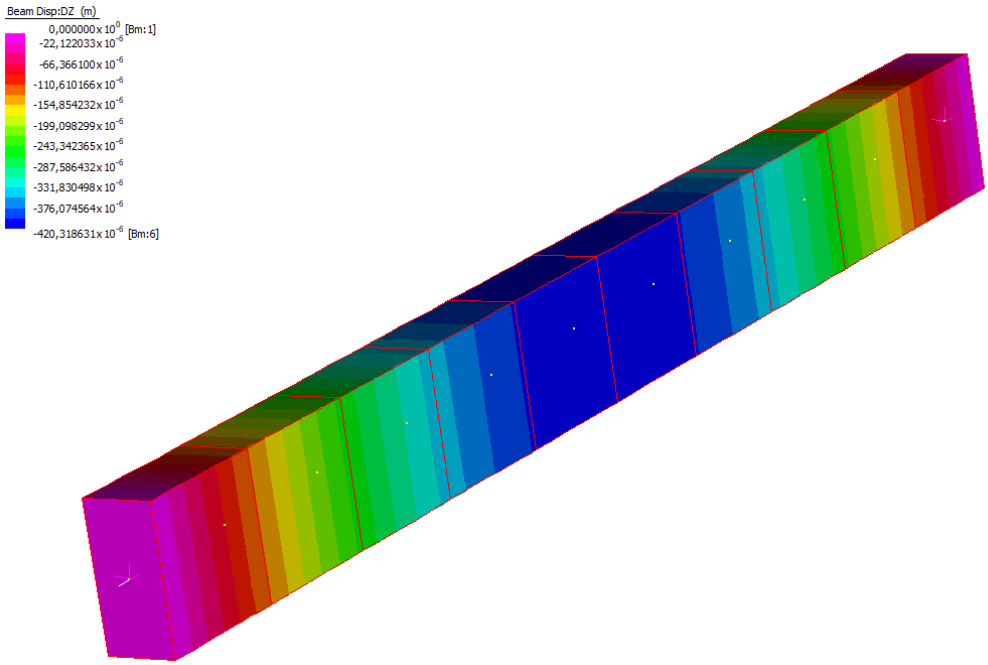
Deformazione dovuta ai permanenti portati G1



Deformazione dovuta ai permanenti portati G2



Deformazione dovuta agli accidentali Q1



La somma dei tre contributi di deformazione ammonta a circa 1mm par a 1/2500 della luce e quindi la verifica agli SLE per deformazione può assumersi certamente soddisfatta.

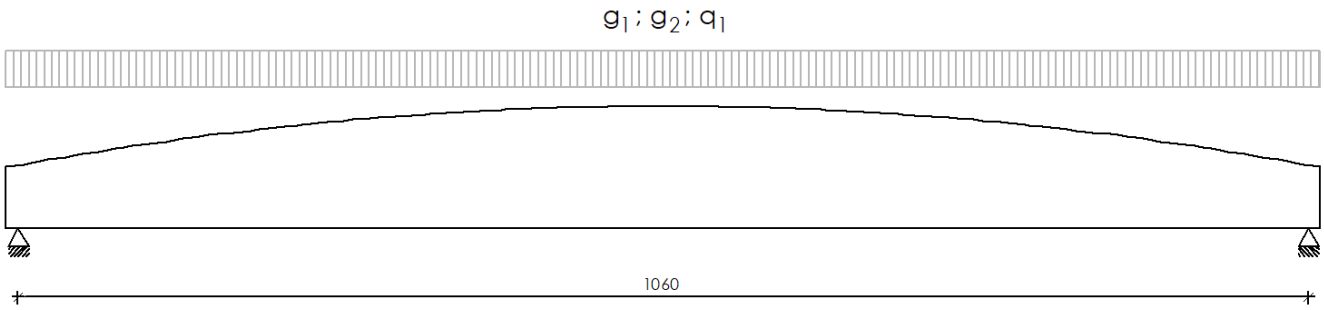
9.2.2 Trave principale

Le diverse tipologie di carico applicato alla trave vengono distinte nella tabella seguente: a favore di sicurezza, per il calcolo dei pesi propri, si considera la trave principale ad estradosso curvo come una trave ad altezza costante pari al massimo valore.

Peso proprio della trave:	0.20m x 1.00m x 600kg/m^3 =	120kg/m
Contributo dei travetti:	0.12m x 0.24m x 2.30m x 600kg/m^3 = 40.0kg	
	9 x 40.0kg / 10.80m	35.0kg/m
Permanente portato:	2.50m x 80kg/m^2 =	200kg/m
Accidentale:	2.50m x 100kg/m^2 =	250kg/m

E quindi i singoli carichi possono essere raggruppati:

g_1	120kg/m + 35kg/m =	155kg/m
g_2		200kg/m
q_1		250kg/m



Possono essere valutati i carichi distribuiti applicati all'arcareccio per le condizioni di verifica allo SLU e allo SLE:

$q_{SLU} = \gamma_{G1} \times g_1 + \gamma_{G2} \times g_2 + \gamma_{Q1} \times q_1 = 1.30 \times 155kg/m + 1.50 \times 200kg/m + 1.50 \times 250kg/m = 877kg/m$

$q_{SLE} = g_1 + g_2 + q_1 = 155kg/m + 200kg/m + 250kg/m = 605kg/m$

E quindi le principali grandezze sollecitanti

$V_{SLU} = q_{SLU} \times L / 2 = 877kg/m * 10.60m / 2 = 4648,1$ kg

$M_{SLU} = q_{SLU} \times L^2 / 8 = 877kg/m * (10.60m)^2 / 8 = 12317,5$ kgm

$\sigma_{max} = M_{SLU} / W_1$

$W_1 = b \times h^2 / 6 = 20cm \times (100cm)^2 / 6 = 33333.3cm^3$

$\sigma_{max} = 12317,5kgm / 33333,3cm^3 = 3.70$ MPa

Che è inferiore alla resistenza $f_{m,d} = 10.76$MPa

La tensione a taglio allo SLU può essere calcolata:

$\tau_{max} = 1.50 \times V_{SLU} / (b\ h) = 1.50 \times 4648,1kg / (20cm \times 100cm) = 0.35$ MPa

Che è inferiore alla resistenza $f_{v,d} = 1.21$MPa

All'appoggio è necessario verificare le tensioni di compressione perpendicolari alle fibre. La trave principale è appoggiata alle estremità su un elemento di neoprene di dimensioni in pianta pari a 20cmx20cm. Lo scarico genera quindi una tensione di compressione pari a:

$\sigma_{comp} = V_{SLU} / (20cm \times 20cm) = 46.48kN / 0.04m2 = 1.162$MPa

$k_{c,90}$ =	1		
$\sigma_{c,\alpha,d}$	<	$k_{c,90}*f_{c,90,d}$	
[Mpa]		[Mpa]	
1,16	<	1,21	**ok**

Le verifiche principali sono proposte in corrispondenza della sezione di mezzeria a flessione e della sezione di appoggio per taglio. In tutte le altre posizioni la sezione della trave presenta altezza variabile e quindi il calcolo cambia per la variazione di sezione ed azione sollecitante. Per questo motivo viene proposto una valutazione della sicurezza per posizioni discrete. Operando secondo tale schema è possibile considerare anche la variazione dell'angolo di rastremazione della trave all'estradosso rispetto alla direzione delle fibre del legno.
A tale scopo viene considerata una coordinata lineare X a partire dalla posizione di mezzeria della trave e vengono studiate tutte le sezioni a X<0 a partire dall'estremità di appoggio. I risultati ottenuti vengono proposti secondo uno schema tabellare che riporta le posizioni discrete di studio.

Nella seguente tabella viene riportata la posizione di ogni sezione di studio, l'altezza di calcolo della trave e l'angolo di rastremazione all'estradosso. Vengono inoltre proposte due colonne che individuano il taglio e il momento sollecitante la sezione in esame.

x	h	α		V	M
[m]	[m]	[deg]		[kN]	[kNm]
-5,30	0,52	10,38		46,45	0,00
-5,10	0,55	9,99		44,70	9,12
-4,90	0,59	9,59		42,95	17,88
-4,70	0,62	9,20		41,20	26,30
-4,50	0,65	8,80		39,44	34,36
-4,30	0,68	8,41		37,69	42,07
-4,10	0,71	8,01		35,94	49,43
-3,90	0,74	7,62		34,18	56,45
-3,70	0,77	7,23		32,43	63,11
-3,50	0,79	6,83		30,68	69,42
-3,30	0,81	6,44		28,92	75,38
-3,10	0,84	6,05		27,17	80,99
-2,90	0,86	5,66		25,42	86,25
-2,70	0,88	5,27		23,67	91,16
-2,50	0,89	4,88		21,91	95,71
-2,30	0,91	4,49		20,16	99,92
-2,10	0,92	4,09		18,41	103,78
-1,90	0,94	3,70		16,65	107,28
-1,70	0,95	3,31		14,90	110,44
-1,50	0,96	2,92		13,15	113,24
-1,30	0,97	2,53		11,39	115,70
-1,10	0,98	2,14		9,64	117,80
-0,90	0,99	1,75		7,89	119,55
-0,70	0,99	1,36		6,14	120,96
-0,50	1,00	0,97		4,38	122,01
-0,30	1,00	0,58		2,63	122,71
-0,10	1,00	0,19		0,88	123,06
0,00	1,00	0,00		0,00	123,10

Il calcolo dello stato di sollecitazione agli estremi della sezione deve necessariamente tener conto della rastremazione della trave all'estradosso. Quindi in prima battuta viene calcolata la tensione di riferimento come rapporto tra il momento sollecitante e il modulo di resistenza (M/W) e poi valutate le tensioni parallele al bordo della trave. Tali tensioni vengono valutate utilizzando le formule di Riberholt (1979) secondo la relazione:

$\sigma_{m,\alpha,d} = k_{m,\alpha} \times M_d / W$

Dove:

$k_{m,\alpha} = (1 + \sigma_{m,\alpha,d} =)$ per il bordo parallelo alla direzione delle fibre

$k_{m,\alpha} = (1 - 4 \tan^2(\alpha))$ per il bordo rastremato

In definitiva il bordo parallelo alle fibre vede aumentare la propria tensione rispetto al semplice calcolo M/W, mentre per il bordo rastremato le tensioni parallele al bordo diminuiscono, ma nascono delle tensioni perpendicolari alle fibre e delle componenti tangenziali cui bisogna porre attenzione. Tali tensioni possono essere calcolate facendo riferimento ai cerchi di Mohr con le relazioni:

$\sigma_0 = \sigma_{m,\alpha} \cos^2(\alpha)$

$\sigma_{90} = \sigma_{m,\alpha} \sin^2(\alpha)$

$\tau = \sigma_{m,\alpha} \sin(\alpha) \cos(\alpha)$

Nelle tabelle che seguono vengono proposte queste valutazioni:

x	M/W		σ_{inf}	σ_{sup}
[m]	[MPa]		[MPa]	[MPa]
-5,30	0,00		0,00	0,00
-5,10	0,89		0,92	0,86
-4,90	1,55		1,59	1,50
-4,70	2,04		2,09	1,99
-4,50	2,41		2,47	2,35
-4,30	2,70		2,76	2,64
-4,10	2,92		2,98	2,86
-3,90	3,09		3,15	3,03
-3,70	3,22		3,28	3,17
-3,50	3,33		3,38	3,28
-3,30	3,41		3,45	3,37
-3,10	3,48		3,51	3,44
-2,90	3,53		3,56	3,49
-2,70	3,57		3,60	3,53
-2,50	3,60		3,62	3,57
-2,30	3,62		3,64	3,60
-2,10	3,64		3,66	3,62
-1,90	3,65		3,67	3,64
-1,70	3,66		3,68	3,65
-1,50	3,67		3,68	3,66
-1,30	3,68		3,69	3,67
-1,10	3,68		3,69	3,68
-0,90	3,69		3,69	3,68
-0,70	3,69		3,69	3,69
-0,50	3,69		3,69	3,69
-0,30	3,69		3,69	3,69
-0,10	3,69		3,69	3,69
0,00	3,69		3,69	3,69

σ_{inf} rappresenta $\sigma_{m,0}$ al lembo inferiore

σ_{sup} rappresenta $\sigma_{m,\alpha}$ al lembo superiore

Le tensioni al lembo superiore non sono parallele alla direzione delle fibre e quindi vengono orientate facendo riferimento ai cerchi di Mohr.

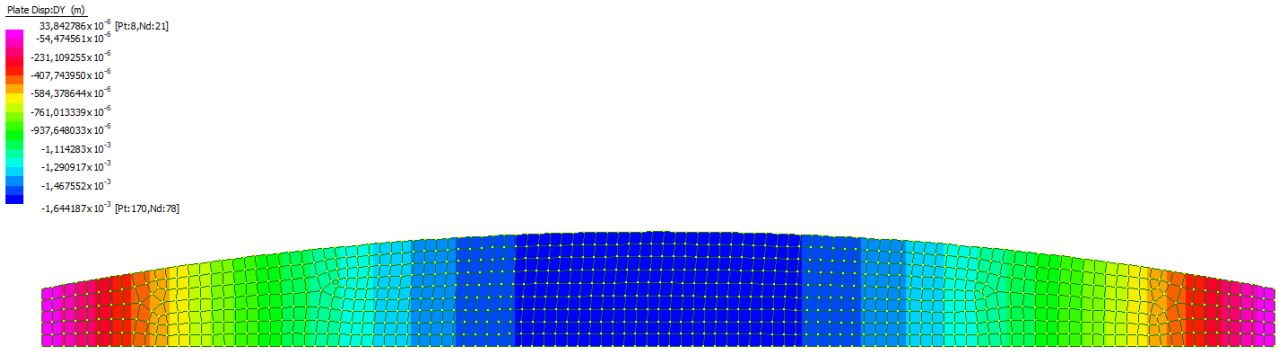
x	σ_0	σ_{90}	τ
[m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
-5,30	0,00	0,00	0,00
-5,10	0,84	0,03	0,15
-4,90	1,46	0,04	0,25
-4,70	1,93	0,05	0,31
-4,50	2,30	0,06	0,36
-4,30	2,58	0,06	0,38
-4,10	2,81	0,06	0,39
-3,90	2,98	0,05	0,40
-3,70	3,12	0,05	0,40
-3,50	3,23	0,05	0,39
-3,30	3,32	0,04	0,38
-3,10	3,40	0,04	0,36
-2,90	3,46	0,03	0,34
-2,70	3,51	0,03	0,32
-2,50	3,54	0,03	0,30
-2,30	3,58	0,02	0,28
-2,10	3,60	0,02	0,26
-1,90	3,62	0,02	0,23
-1,70	3,64	0,01	0,21
-1,50	3,65	0,01	0,19
-1,30	3,67	0,01	0,16
-1,10	3,67	0,01	0,14
-0,90	3,68	0,00	0,11
-0,70	3,69	0,00	0,09
-0,50	3,69	0,00	0,06
-0,30	3,69	0,00	0,04
-0,10	3,69	0,00	0,01
0,00	3,69	0,00	0,00

I livelli di tensione sono inferiori ai limiti di resistenza dei materiali e quindi la trave può considerarsi verificata.

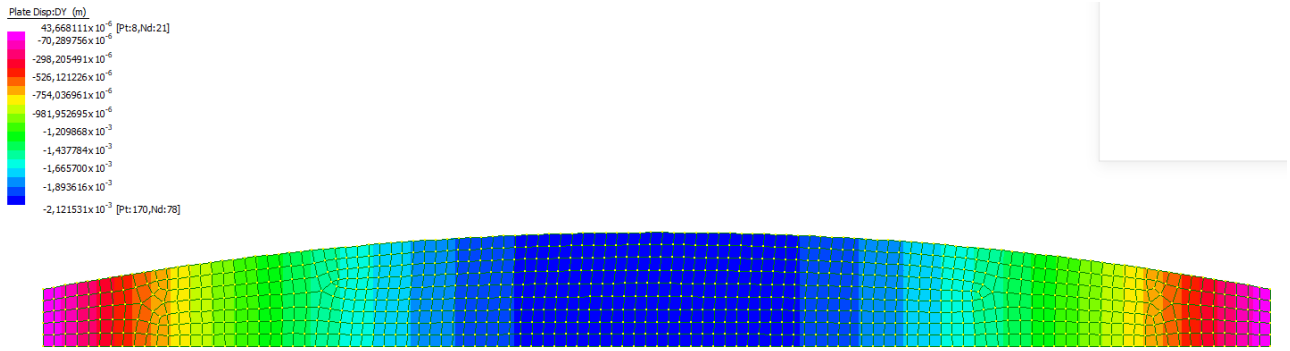
Il calcolo della deformazione viene fatto considerando uno schema strutturale specifico: la trave viene modellata come una piastra nel piano verticale di trave appoggiata alle estremità e ruotata

di 10° rispetto all'asse verticale. Viene calcolato il contributo alla deformazione dei carichi permanenti e degli accidentali.

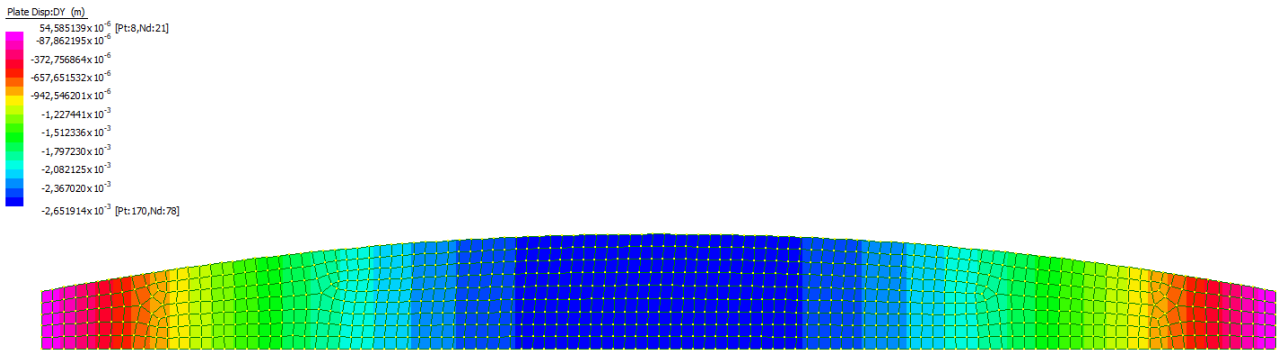
Deformazione dovuta ai permanenti portati G1



Deformazione dovuta ai permanenti portati G2



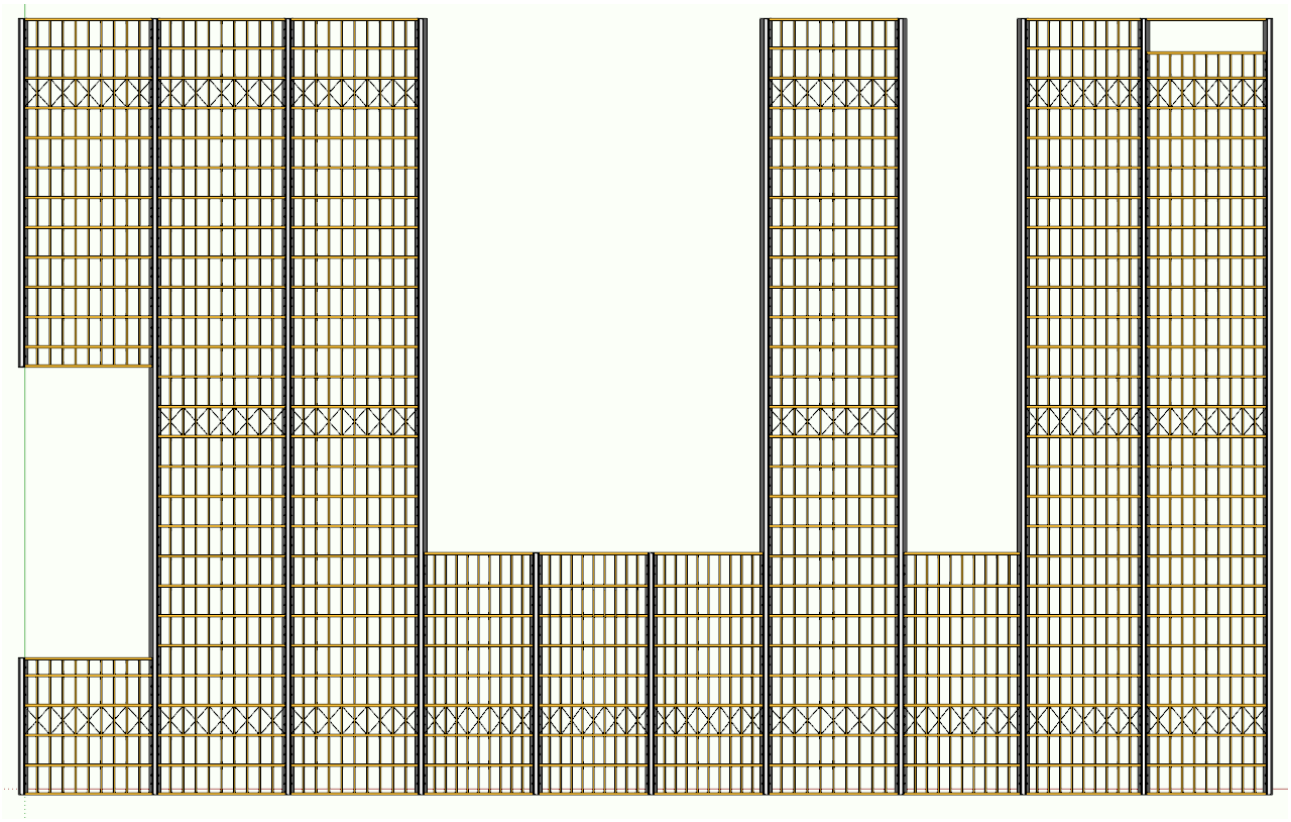
Deformazione dovuta agli accidentali Q1



La somma dei tre contributi di deformazione ammonta a circa 7mm par a 1/1500 della luce e quindi la verifica agli SLE per deformazione può assumersi certamente soddisfatta.

9.2.3 Controvento di falda

Il sistema di controvento di falda è pensato per assorbire le componenti orizzontali del vento radente sulla copertura che viene trasferito all'estradosso della trave principale attraverso il pacchetto di finitura e poi riportato in corrispondenza delle posizioni di appoggio delle travi principali in legno lamellare sulla testa dei pilastri in calcestruzzo.



Dalla figura sono evidenti le posizioni dei sistemi di controvento; sono stati previsti tre allineamenti per raccogliere le azioni del vento agenti in direzione parallela alle travi in precompresso (direzione Y in figura). Il calcolo del controvento prevede di considerare in direzione Y il contributo sopravento e il contributo sottovento sulle travi in legno lamellare di testa, nonché tutto il vento radente dell'intere lunghezza della copertura. Tale azione si scarica su tre sistemi distinti che portano in carico agli appoggi della trave in legno lamellare.

Per la zona in esame vale che:

$p = 840 N/m^2$	azione sopravento
$p = 420 N/m^2$	azione sottovento
$p_f = 42 N/m^2$	azione del vento radente

Il contributo complessivo del vento sulla massima campata della trave in legno lamellare è pari a:

P = 1.10m x 840N/m^2 = 924 N/m sopravento
P = 1.10m x 420N/m^2 = 462 N/m sottovento
P = 65.00m x 42N/m^2 = 2730 N radente

In totale su ogni elemento di controvento agisce:

q_V = (924N/m + 462N/m + 2730N/m) / 3elementi = 4116N/m / 3elementi = 1372 N/m

Il sistema di controvento è una trave reticolare disposta orizzontalmente con corrente teso e compresso di braccio pari all'interasse delle travi in legno lamellare e montanti distanti il doppio dell'interasse degli arcarecci di copertura.

$M_{SLU} = \gamma_A \, q_V \, L^2 / 8$ = 1.50 x 1372N/m x (10.60m)^2 / 8 = 28,9 kNm

Il corrente teso e compresso subiscono un incremento di compressione/trazione di:

$N_{SLU} = M_{SLU}$ / 2.50m = 11.56kN

Che distribuiti sulla porzione alta della trave in legno lamellare (circa 20cm x 24cm) corrisponde ad un incremento di tensione pari a:

σ = 11.56kN / (20cm x 24cm) = 0.24MPa

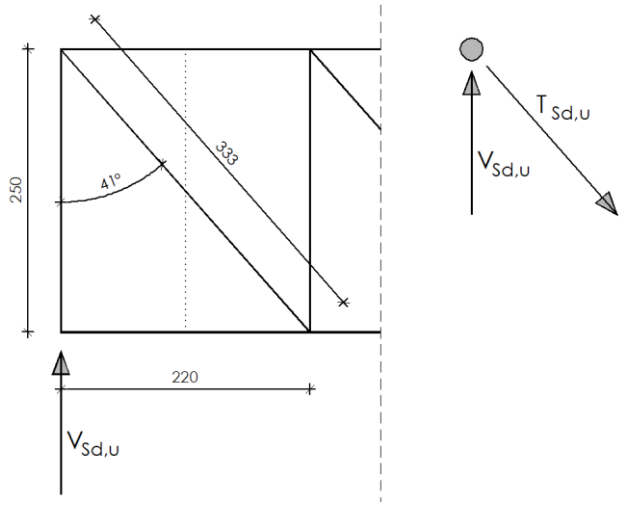
Tensione che deve essere sommata al contributo flessionale della trave, ma che influisce minimamente sullo stato di tensione complessivo della stessa e quindi può essere considerata verificata.

L'arcareccio di bordo di tale trave reticolare assorbe un contributo di compressione pari al valore del taglio allo SLU della trave reticolare e cioè:

$V_{SLU} = \gamma_A \, q_V \, L / 2$ = 1.50 x 1372N/m x 10.60m / 2 = 10,9 kN

Anche questo valore di sollecitazione che non produce significativi incrementi di tensione nella sezione dell'arcareccio, quindi può essere considerato verificato.

Per quanto riguarda il diagonale teso, realizzato con tondini di carpenteria metallica ϕ20, è possibile calcolare la forza di trazione come proiezione taglio allo SLU proiettato lungo la diagonale di controvento.



$T_{SLU} = V_{SLU}$ x 3.33m / 2.50m = 10.9kN x 3.33m / 2.50m = 14,5 kN

Che corrisponde ad una tensione sull'acciaio pari a 14.5kN/314mm^2 = 46.2MPa, assolutamente entro i limiti di resistenza del materiale f_{yd} = 223.8MPa

9.3 PRE-TRATTAMENTI MECCANICI

9.3.1 Verifiche elementi strutturali

Per chiarezza espositiva, si riporta la convenzione di segno propria del software di calcolo, per gli elementi tipo "Shell".

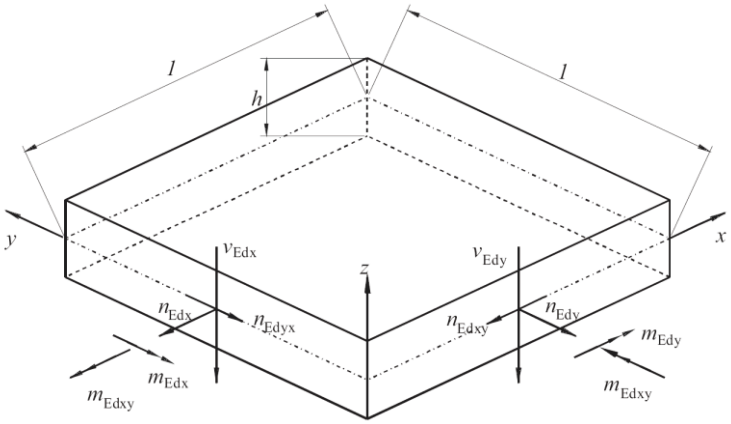


Figura 22: Convenzione si segno elementi tipo shell

9.3.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni

Le azioni allo stato limite ultimo più gravose si verificano in corrispondenza della prova di tenuta, effettuata riempiendo la vasca di fluido per verificare la presenza di eventuali perdite, prima di procedere al rinterro. Si riportano quindi i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di carico SLU01.

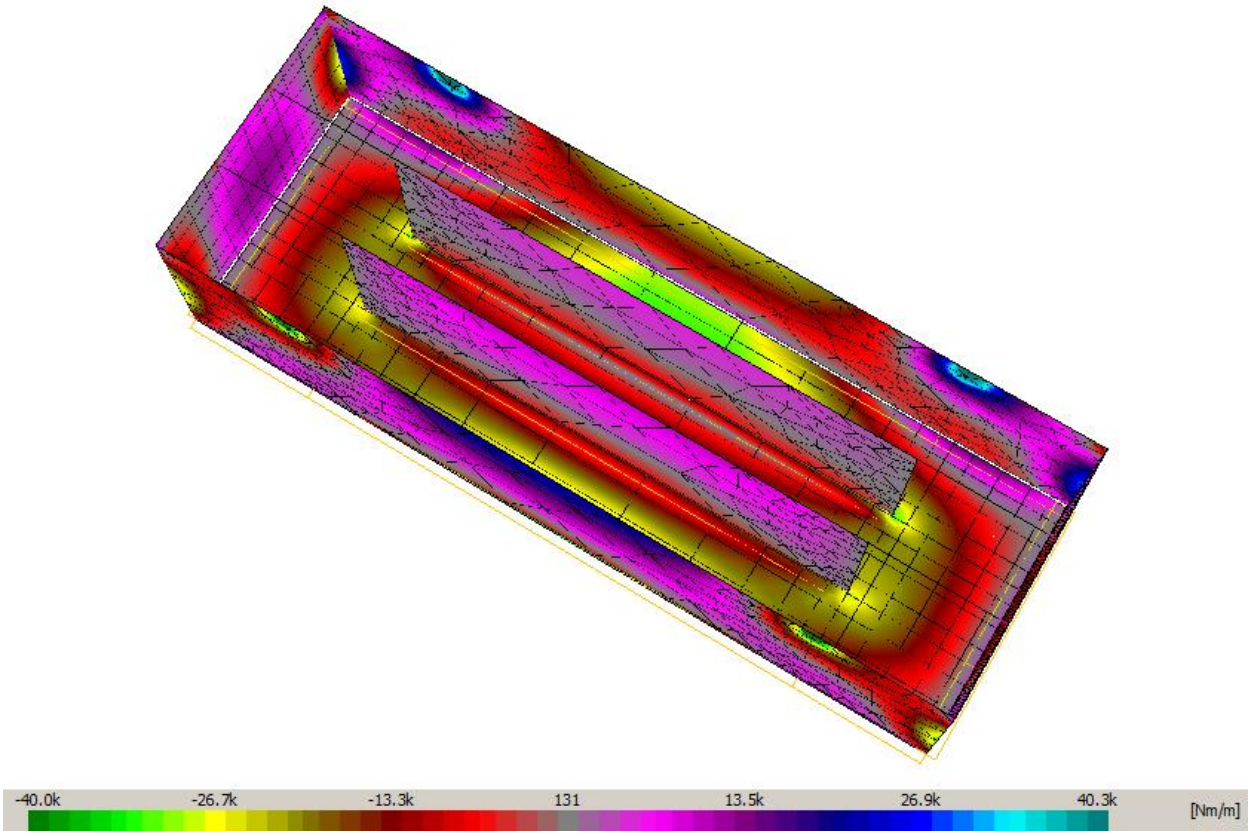


Figura 23: Momenti mx - Comb. SLU 01

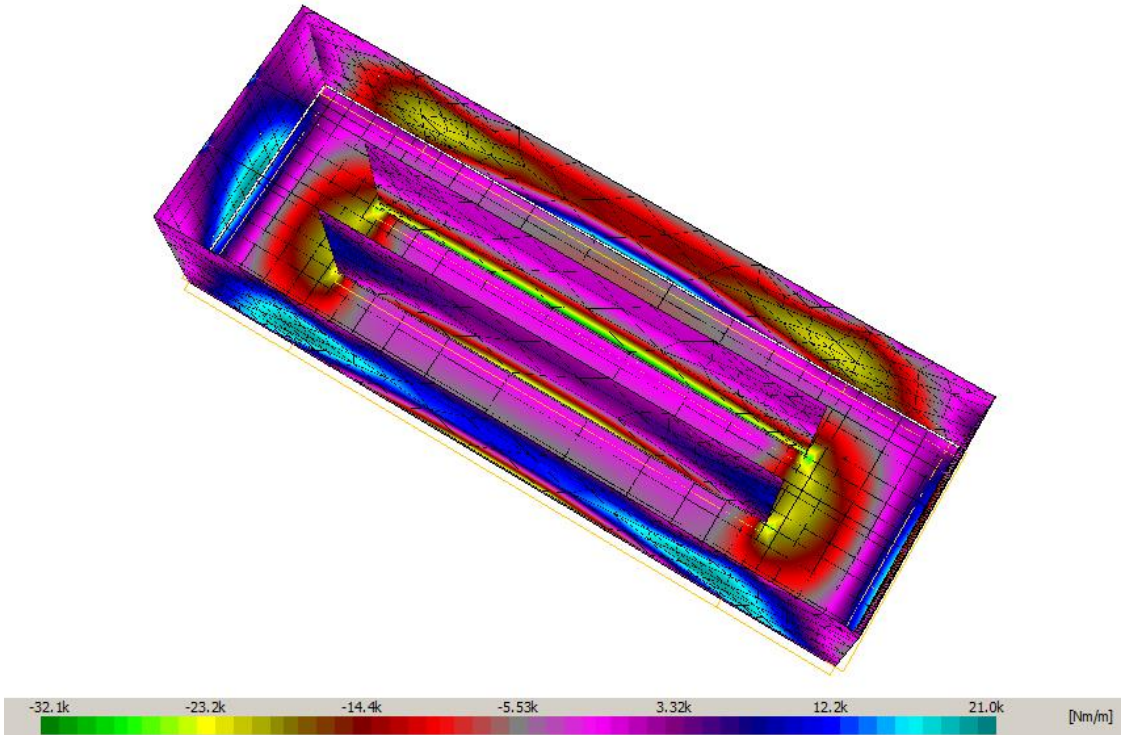


Figura 24: Momenti my - Comb. SLU 01

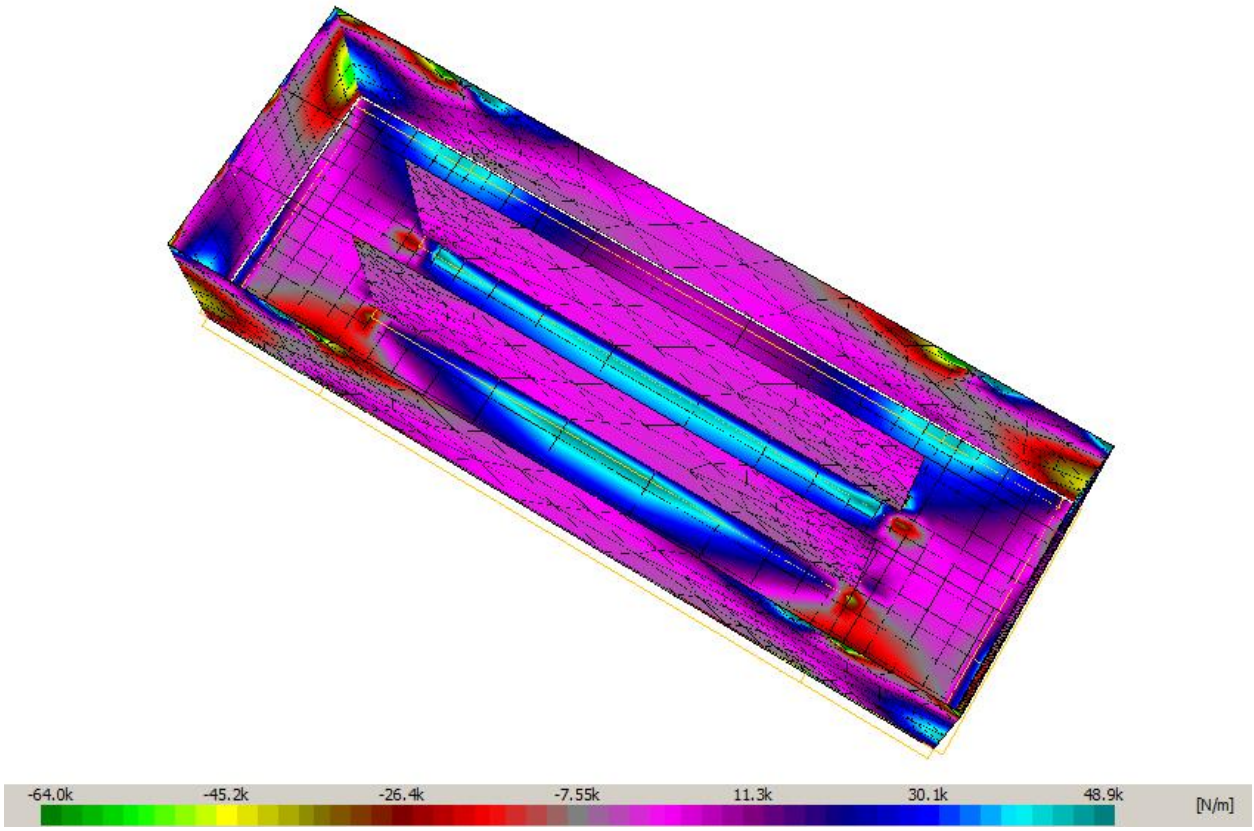


Figura 25: Taglio vx - Comb. SLU 01

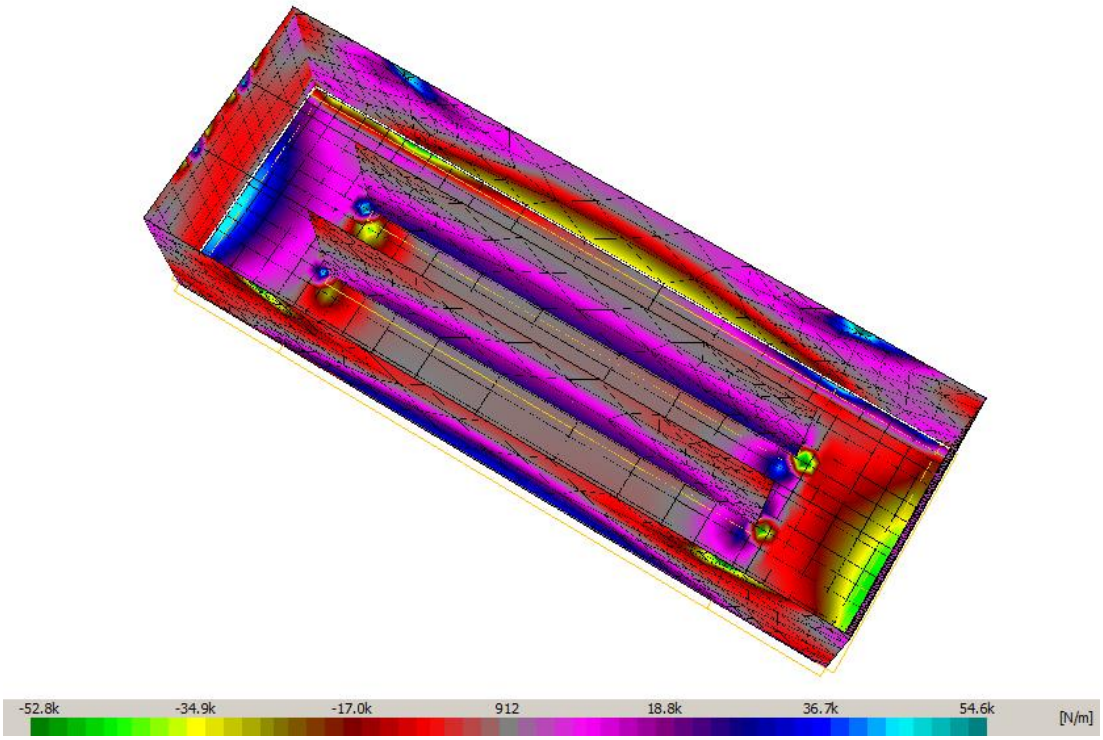


Figura 26: Taglio vy - Comb. SLU 01

9.3.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni

Per lo Stato Limite di salvaguardia della vita vengono riportati i principali diagrammi delle sollecitazioni relative la combinazione SLV 01.

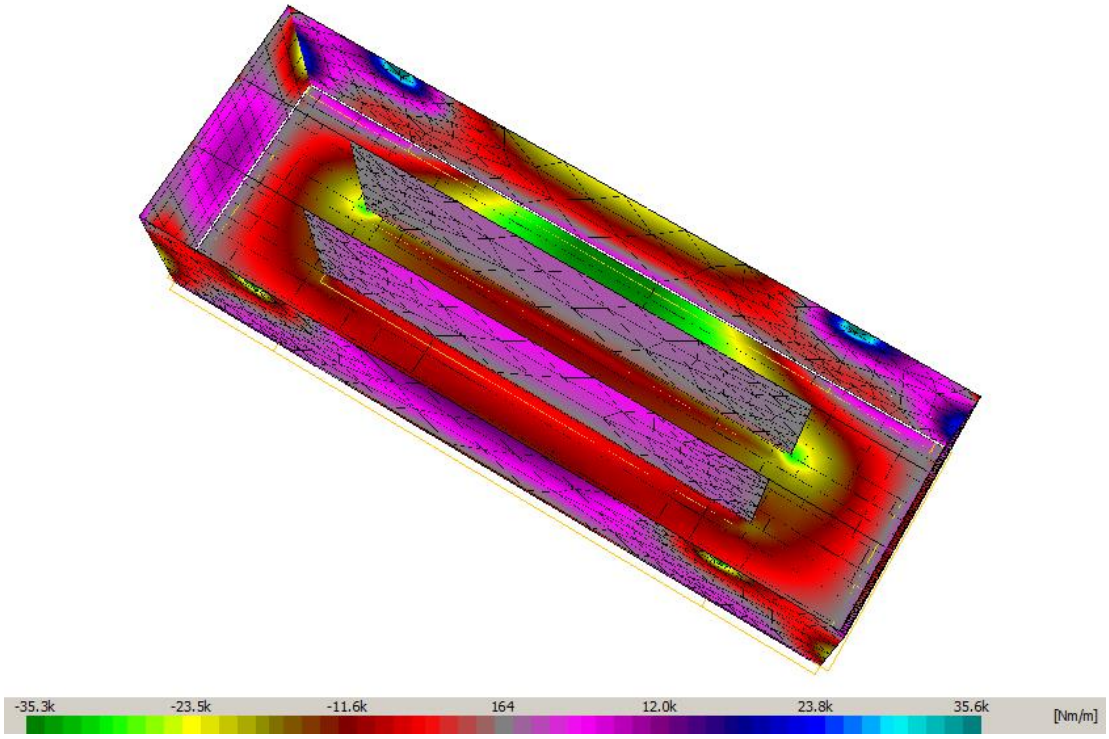


Figura 27: Momenti mx - Comb. SLV 01

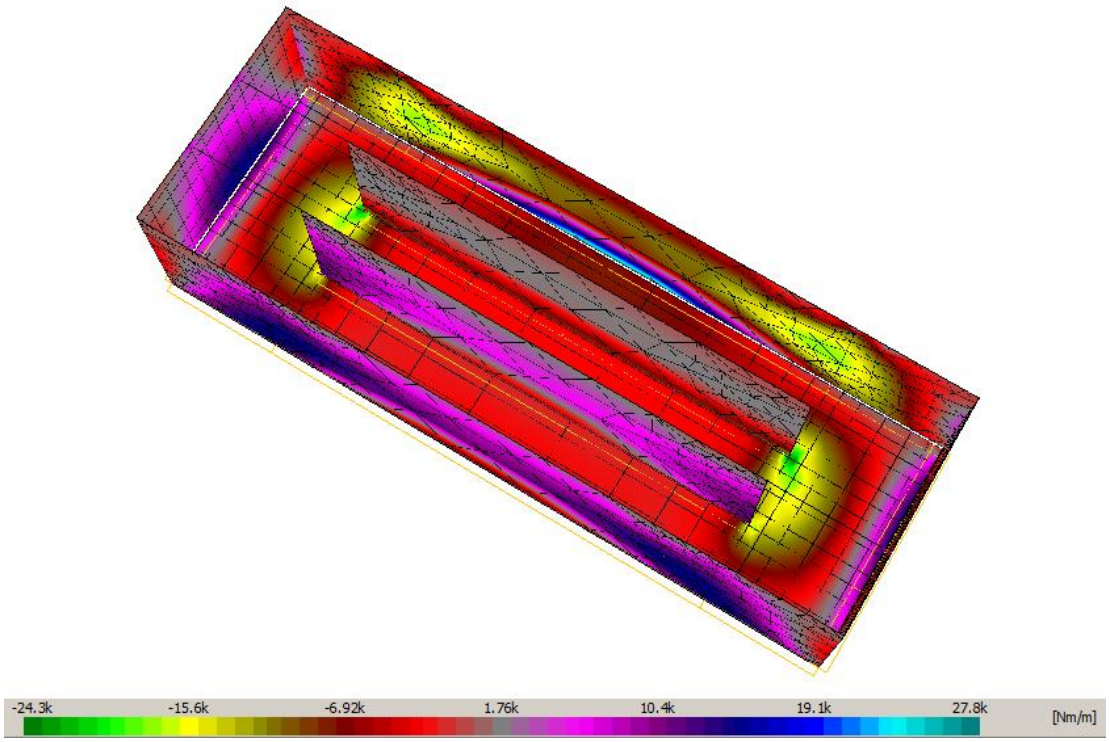


Figura 28: Momenti my - Comb. SLV 01

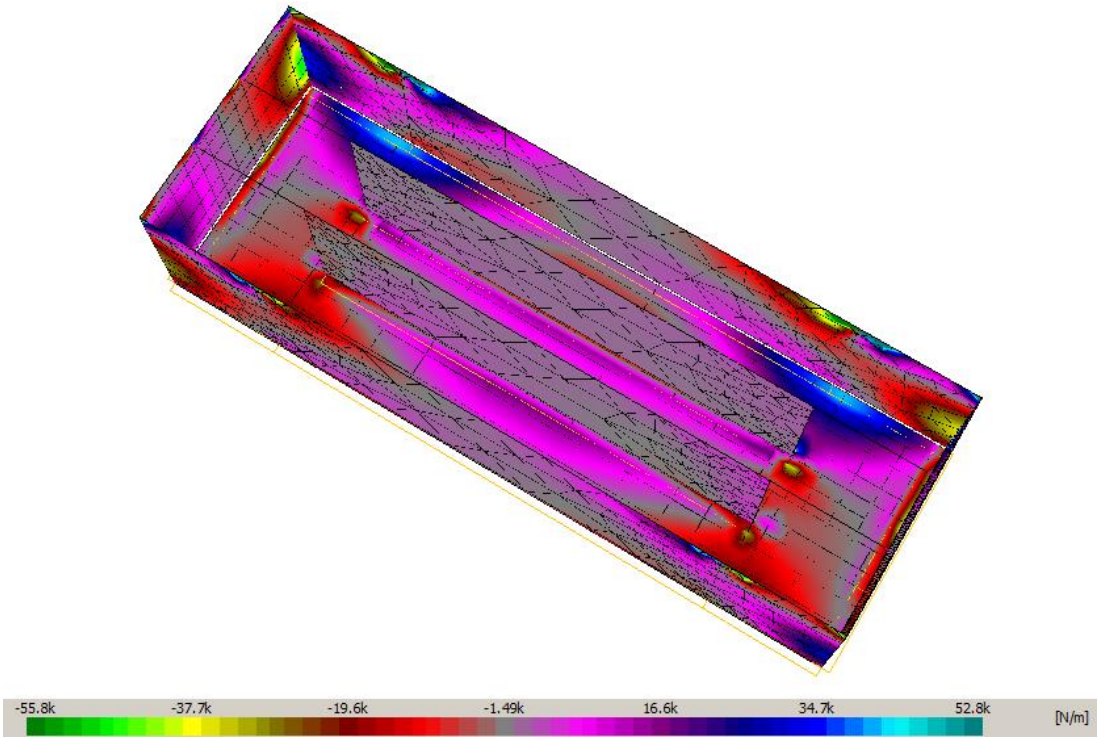


Figura 29: Momenti vx - Comb. SLV 01

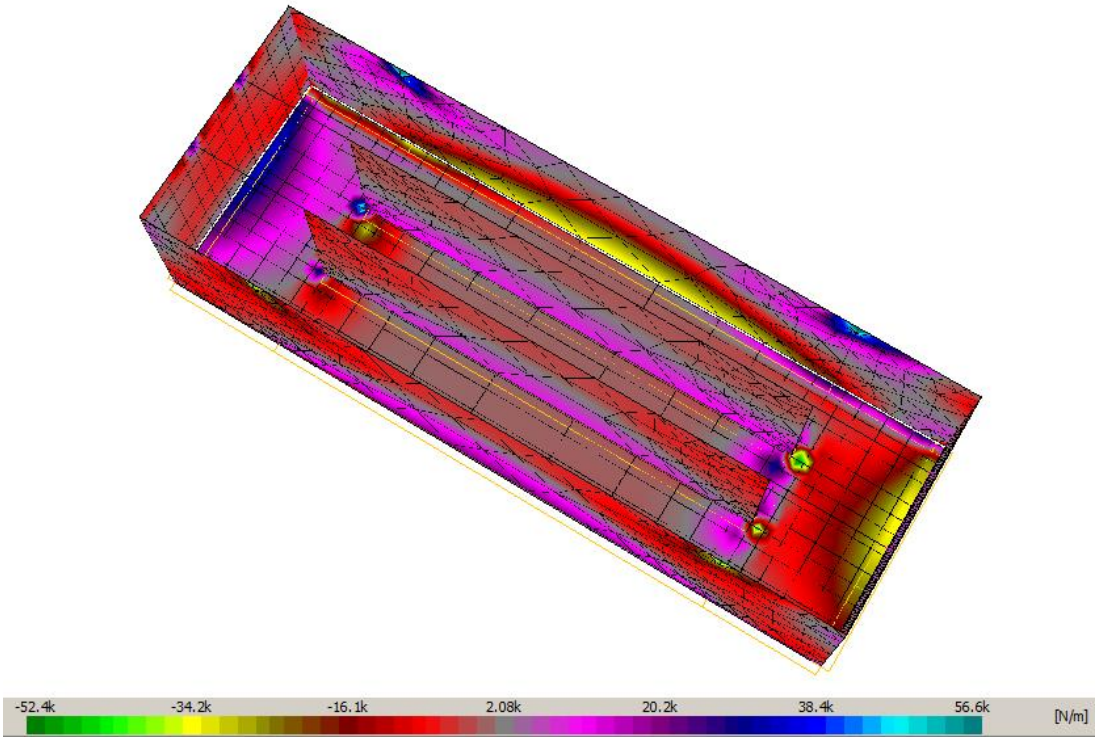


Figura 30: Momenti vy - Comb. SLV 01

9.3.1.3 Verifiche SLU/SLV

9.3.1.3.1 Quantitativi armatura principali elementi strutturali

Platea: l'elemento è verificato con un'armatura di base superiore Φ14 20x30 (direzione trasversale x direzione longitudinale) ed inferiore Φ14 30x30. È necessario un infittimento Φ18 passo 90 cm dell'armatura trasversale superiore.

Setti esterni longitudinali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/30x30.

Setti esterni trasversali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/30x30.

Setti interni di spina (separazione dei canali): l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/30x30.

9.3.1.3.2 Esito delle verifiche

Per quanto riguarda le sole verifiche allo SLU, le combinazioni di carico comprendono la situazione di vasche piene ed assenza di contro-spinta delle terre, situazione transitoria post-costruzione necessaria alle operazioni di verifica di tenuta idraulica delle stesse.

Si riportano ora i grafici con l'esito delle verifiche a pressoflessione e a taglio, validi sia per gli Stati Limite Ultimi che per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Le verifiche sono soddisfatte se i coefficienti di verifica sono inferiori all'unità.

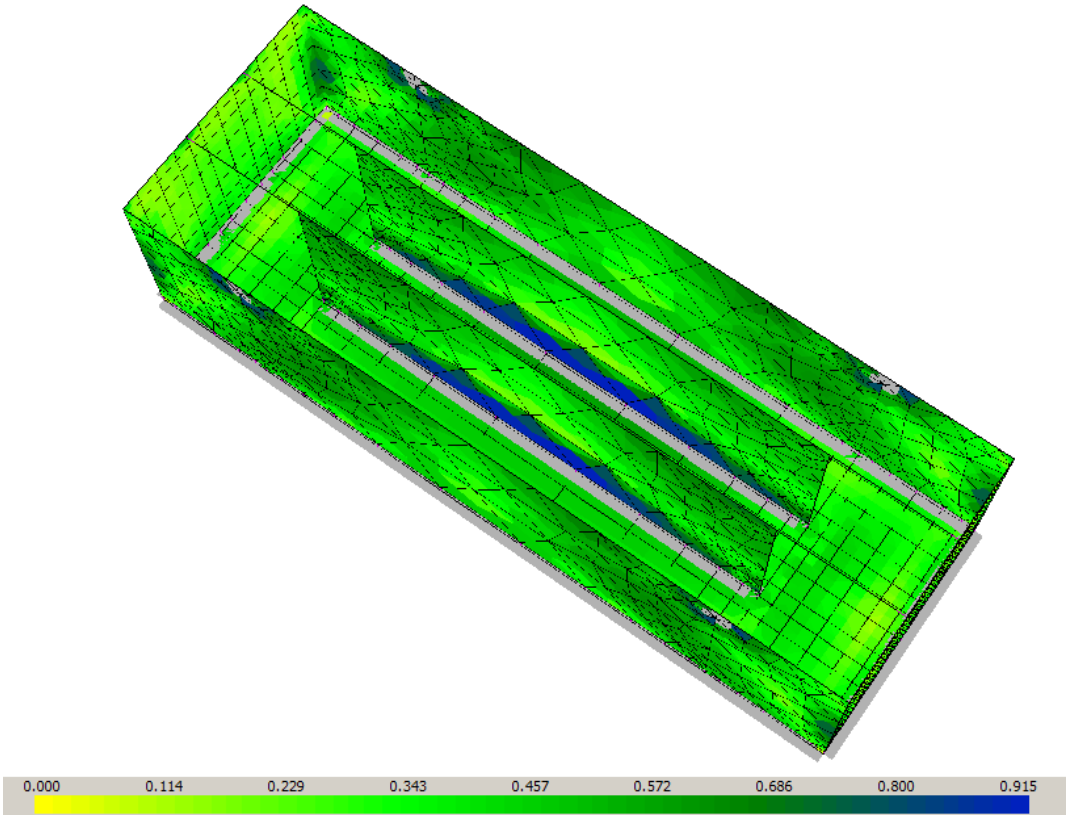


Figura 31: Esito delle verifiche a pressoflessione lato acciaio

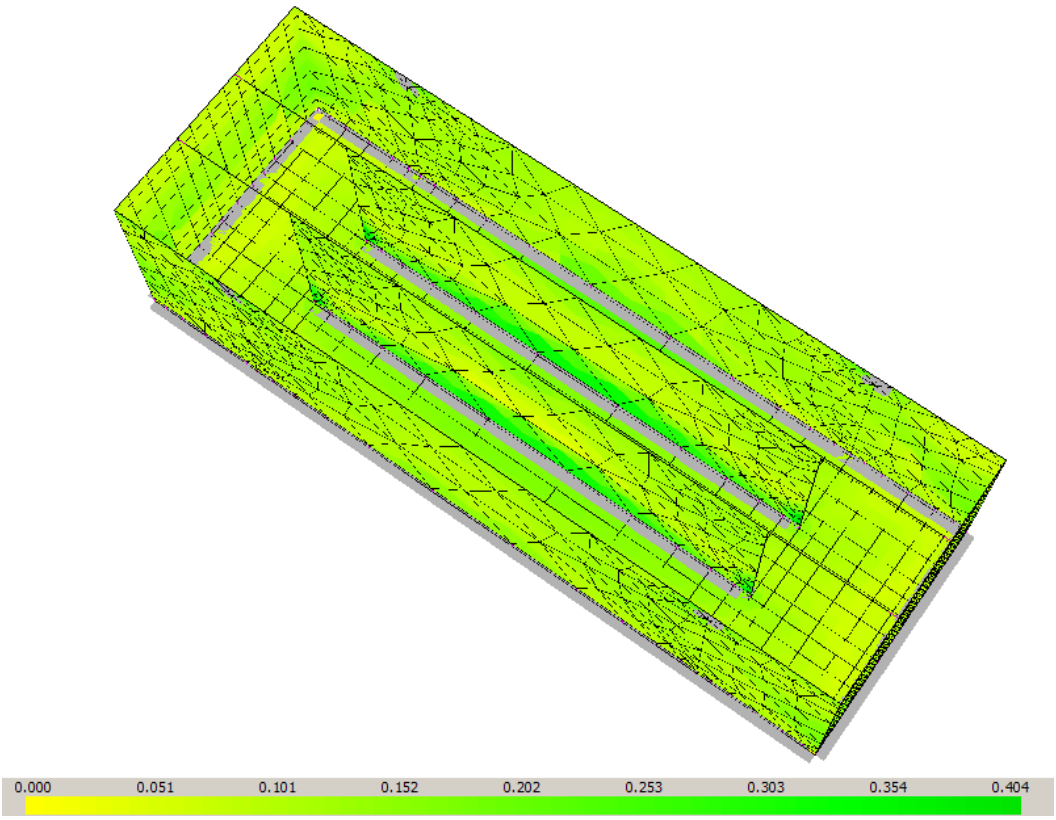


Figura 32: Esito delle verifiche a pressoflessione lato calcestruzzo

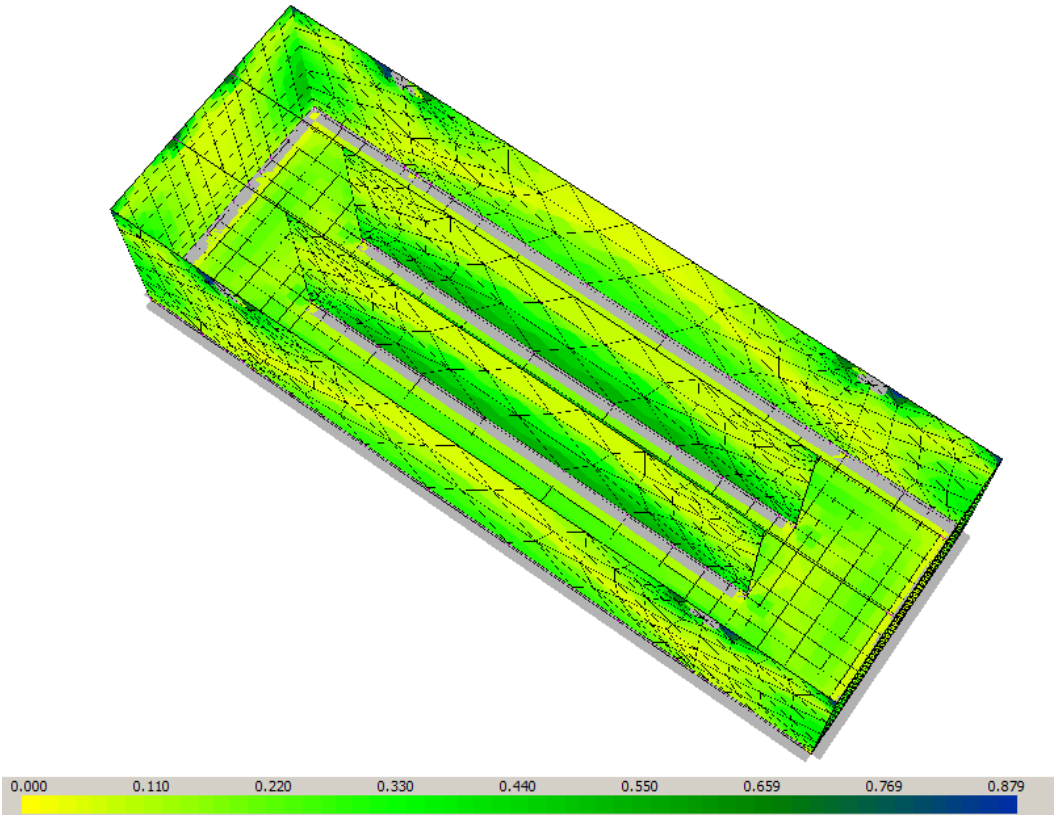


Figura 33: Esito delle verifiche a taglio

9.3.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i diagrammi di confronto tra i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) con i seguenti limiti (calcestruzzo di classe C32/40):

- Tensioni nell'acciaio: $\sigma_s<0.8f_{yk}=360$ MPa per tutte le combinazioni;
- Tensioni nel calcestruzzo $\sigma_c<0.6f_{ck}=19.2$ MPa combinazione rara;
  $\sigma_c<0.45f_{ck}=14.4$ MPa combinazione q.p.;

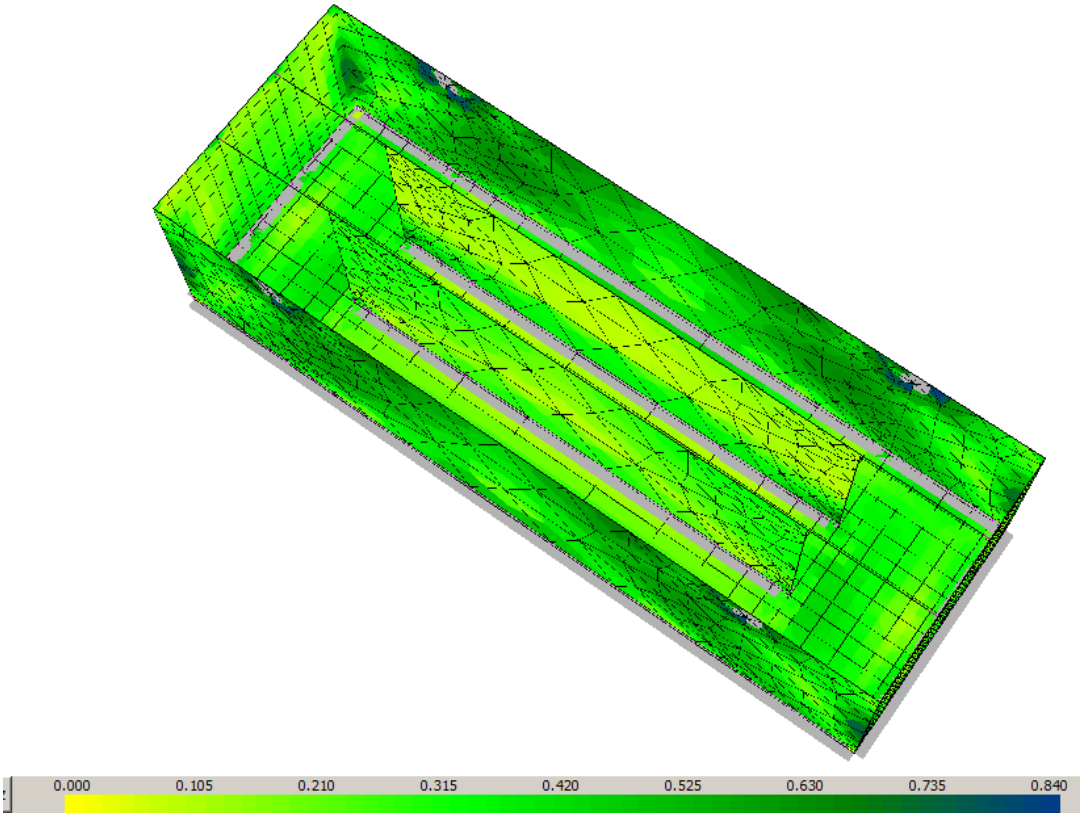


Figura 34: Verifica tensioni di esercizio

9.3.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2018, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e pareti, classe di esposizione XA2: w_1 = 0,3mm combinazione frequente;
w_1 = 0,2mm combinazione q. p..

Di seguito si riportano i diagrammi di confronto tra l'apertura delle fessure determinata tramite modello di calcolo ed i suddetti limiti: il valore 0.00 corrisponde ad una sezione non fessurata, cioè una sezione per la quale non è superato il momento flettente di prima fessurazione.

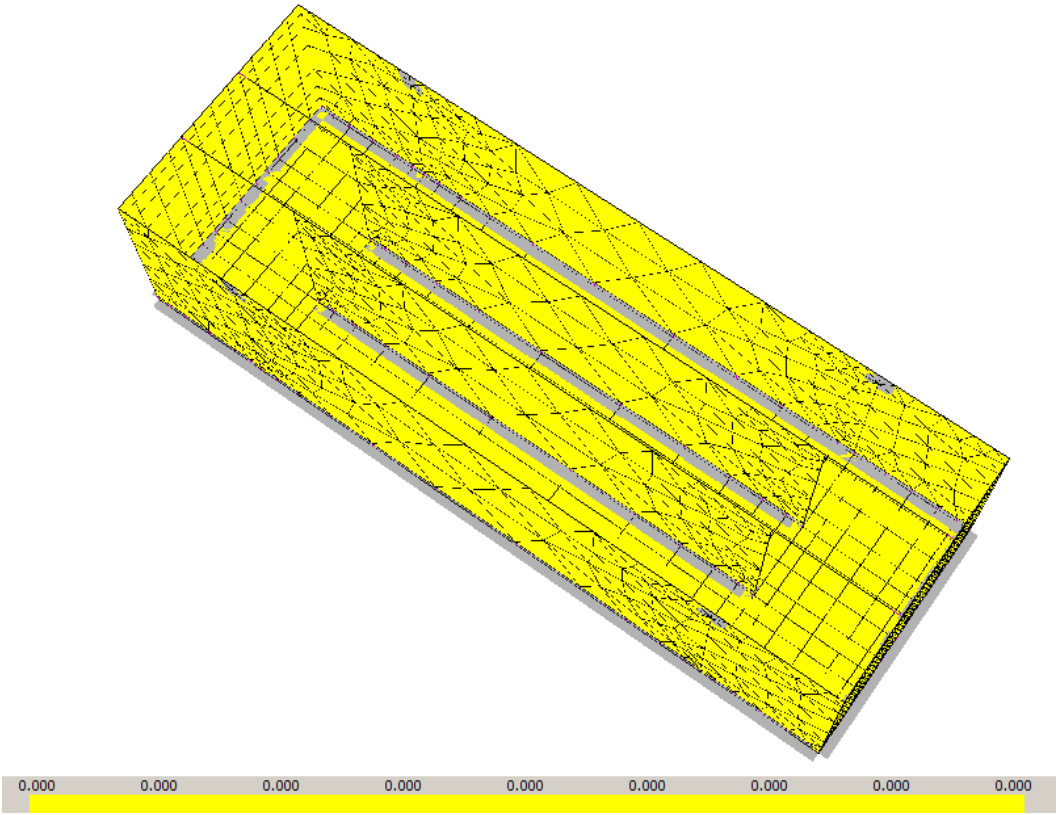


Figura 35: Verifica fessurazione

9.3.1.6 Stato limite di operatività

Le verifiche riguardano esclusivamente le strutture in classe d'uso III e IV, in accordo con il paragrafo §7.3.6.1 delle N.T.C. 2018.

Nella figura successiva si riporta il diagramma dei massimi spostamenti sismici della struttura per lo S.L.O., combinazione n°5. Lo spostamento massimo di valore assoluto 32.5 mm è compatibile con il contenimento del danno degli elementi non strutturali e con la funzionalità degli impianti, durante e a seguito dell'evento sismico.

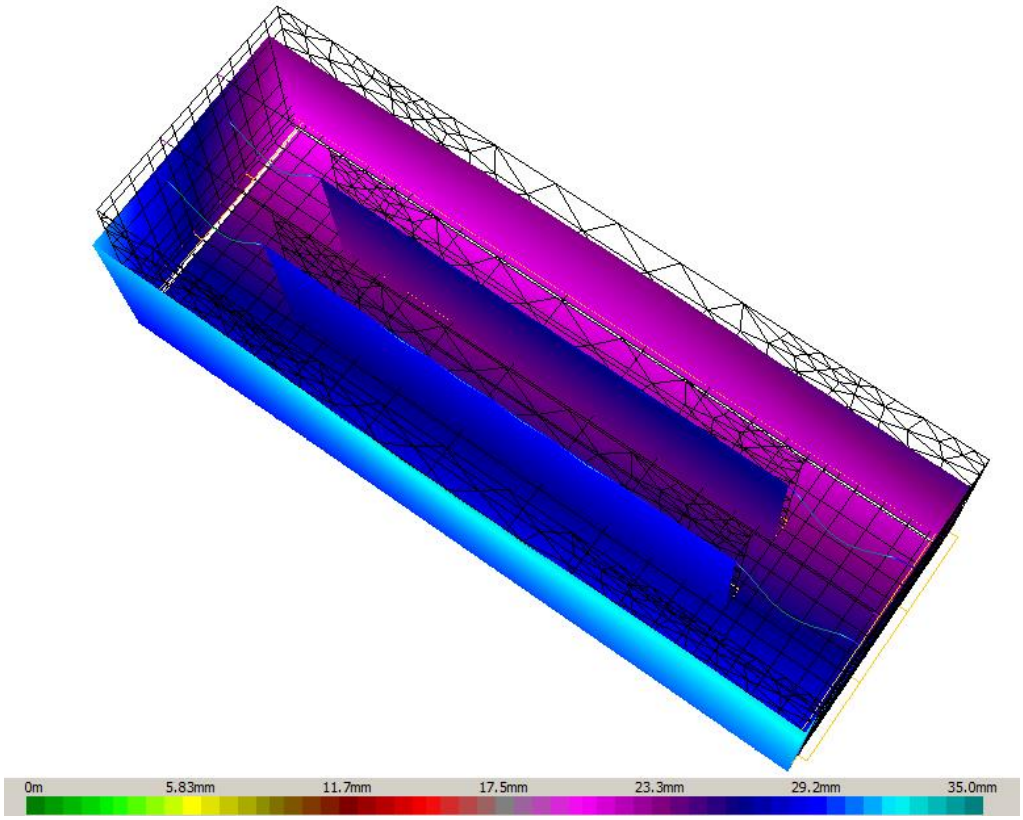


Figura 36. Spostamenti sismici - combinazione SLO n°5.

9.3.2 Verifiche geotecniche

Riguarda le verifiche di cui ai §6 e §7.11 delle N.T.C.2018.

9.3.2.1 Verifica a carico limite (SLU)

Le verifiche a carico limite in condizioni drenate conducono ai seguenti risultati:

Elemento	Combinazione	Pressione sul terreno q [kPa]	Carico limite fondazione $q_{lim,k}$ [kPa]	Coefficiente riduttivo γ_R	Coefficiente di verifica $q/q_{lim,d}$
Platea	SLU06	99	1400	2.3	0.163

Tabella 3: Verifica carico limite

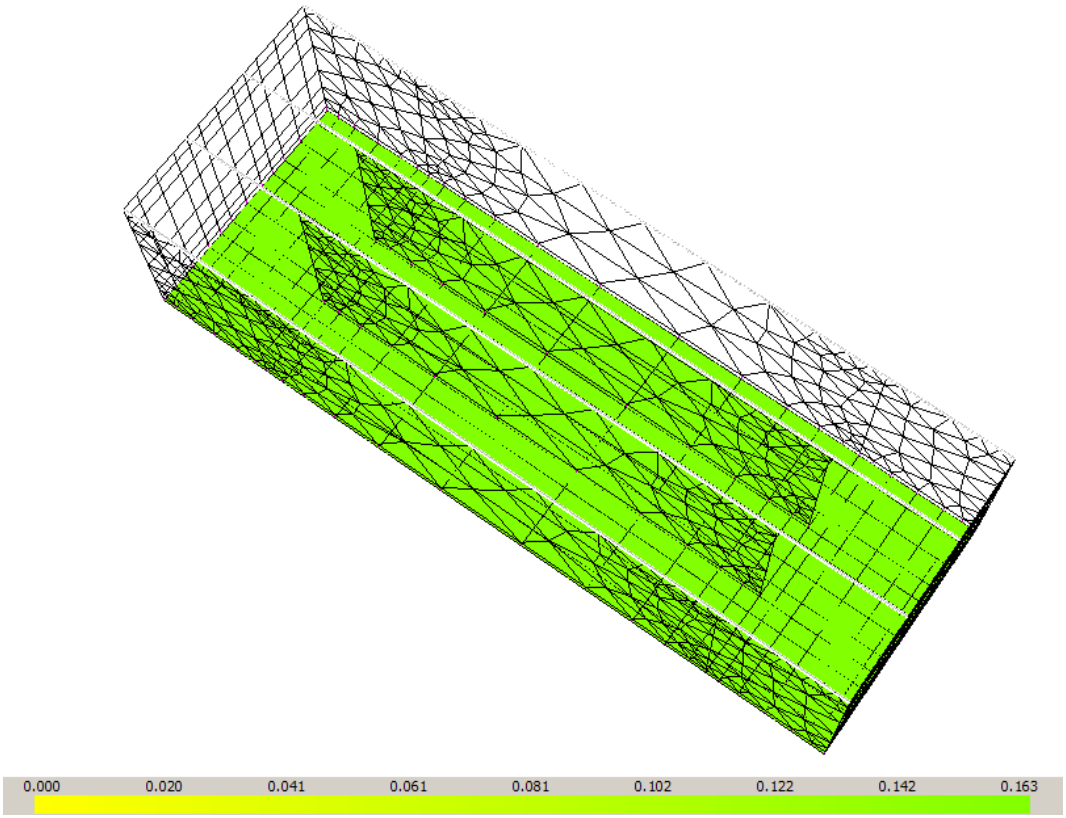


Figura 37: Verifica a carico limite. Il coefficiente rappresentato corrisponde al rapporto sollecitazione/resistenza.

9.3.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE)

I cedimenti sono stati calcolati con il metodo di Burland e Burbidge (1985).

$$w = fs \cdot fh \cdot ft \cdot Zl \cdot Ic \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_B)$$

dove:

$\sigma_A = \min\{\sigma'_P; q\}$

$\sigma_B = \max\{q' - \sigma_A ; 0\}$

$\sigma'P$ = tensione di preconsolidazione al piano di posa della fondazione = $OCR \cdot \sigma'_{V0}$

$Z_I = B^{0,7}$ = profondità di influenza

B è la larghezza minima della fondazione espressa in m

L è la lunghezza della fondazione (L>B)

q' è il carico unitario efficace della fondazione espresso in kPa

$Ic = 1,7/Nc^{1,4}$ = indice di compressibilità

Nc è la media aritmetica dei valori Ncs per la profondità H

con:

H = spessore dello strato comprimibile, se $H < Z_I$

H = Z_I, se N_{SPT} è costante o cresce con la profondità

H = 2B, se N_{SPT} decresce con la profondità

e, per ogni strato:

Ncs = 15 + (N_{SPT}-15)/2 per sabbie fini o limose sotto falda con NSPT>15

Ncs = N_{SPT} negli altri casi.

inoltre:

fh = k_{HZ}/(2 - k_{HZ})

k_{HZ}= min{1, H/Z_I}

fs = [1,25 / (1+ 0,25·B/L)]²

ft = (1,3 + 0,2·Log(t/3)) con t la vita nominale della struttura in anni.

Tabella 4. Cedimenti Burland e Burbidge.

Piano	Rettangolo fondazione	Fam	Cmb	q' [Pa]	ZI	H [m]	Nc	fs	fh	ft	σ'p [Pa]	Ic	WTot [mm]	k.Wink. [N/cm3]
0	Platea 1-1	4	1	73496	2.685	2.685	9	1.3297	1.0	1.5796	18000	0.078896	27.362	2.6861

Nella figura successiva è riportato il diagramma relativo ai cedimenti riscontrati sull'opera, riferito ad un cedimento massimo ammissibile per l'opera di 50mm.

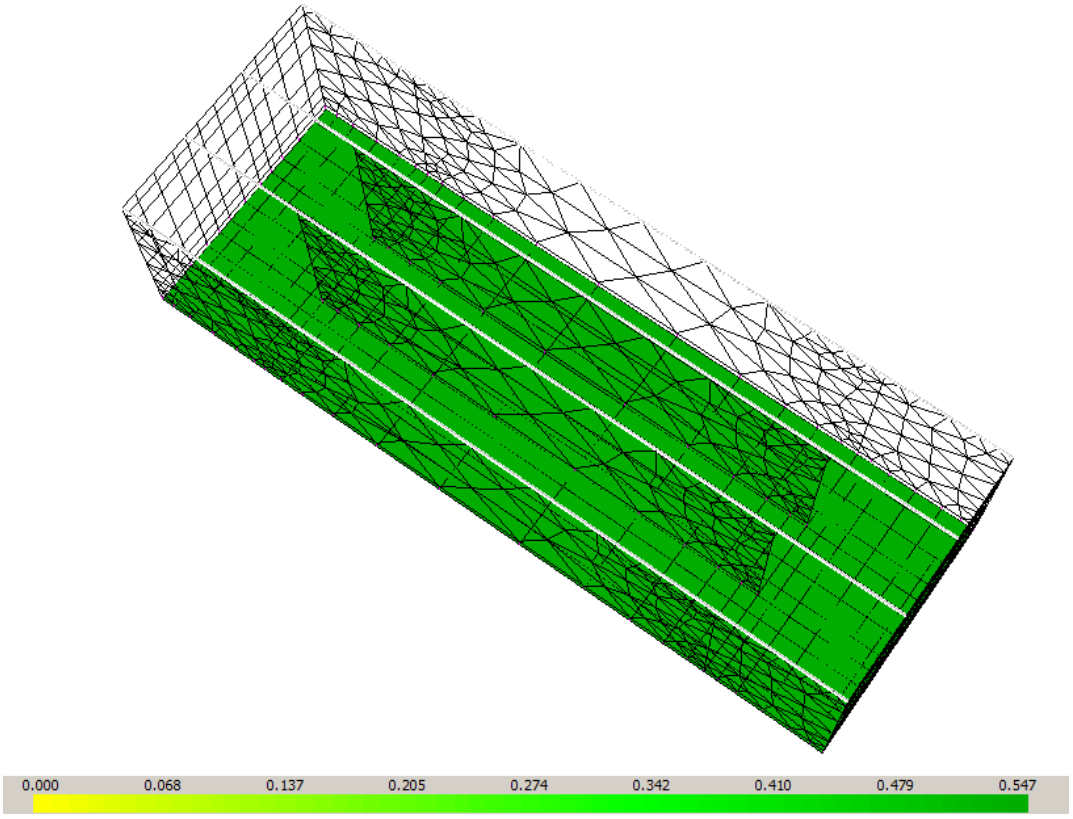


Figura 38: Verifica cedimenti

9.3.2.3 Verifica a liquefazione del terreno

Per il sito in esame, al §7 della relazione geotecnica, il geologo ha valutato in molto basso-nullo il rischio di liquefazione dei terreni.

La verifica della liquefazione è svolta come indicato nel §7.11.3.4.2 NTC08.
Il calcolo della magnitudo attesa è effettuato utilizzando, a partire dal reticolo di riferimento fornito nell'allegato B delle NTC08, la formula di Sabetta e Pugliese (1996):

$$\log(A) = -1{,}562 + 0{,}306\ M - \log[(de^2 + 5{,}8^2)1/2] \qquad (1)$$

dove:
A è l'accelerazione massima attesa in g
de è la distanza dall'epicentro del sisma in km.

La verifica globale per il rischio di liquefazione viene eseguita attraverso l'indice del potenziale di liquefazione LPI ([7] §6.2.4.3 pag. 259) [Iwasaki et al. 1978], che è definito dalla seguente formula

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove z è la profondità del piano di campagna espressa in metri, F e una funzione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FSL = CRR/CSR alla profondità z data da:

F(z) = 1-FSL(z) per FSL(z)≥1
F(z) = 0 per FSL(z)<1

e w(z) è una funzione della distanza dall'elemento di volume al piano di campagna, data da:
w(z) = 10 - 0,5z

La correlazione tra l'indice PLI e il potenziale di rottura è riportato nella seguente tabella:

LPI	Potenziale di Rottura
≤5	Basso
mag-15	Elevato
≥15	Molto elevato

Il coefficiente di verifica è pari a LPI/5, cioè se LPI>5 la verifica a liquefazione non è superata.

Fam	Cmb	q [Pa]	qN [Pa]	Magnitudo	CM	agS [g]	pa [Pa]	Δ falda [m]	sabbia	LPI	coef. verif.
4	1	71010	53010	5.1521	3.4527	0.10247	101277	6.0	Sì	0	0.189

Il potenziale di rottura risulta pertanto basso.

9.3.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

Il monitoraggio effettuato nell'estate del 2017 colloca la falda a quota -7.0m dal piano piano campagna attuale, corrispondente a +17.00m s.l.m. Con riferimento al §5.8 della relazione geologica, sulla base dei dati bibliografici disponibili per l'area, è possibile una risalita della superficie dinamica correlata con i periodi di più intense precipitazioni portando il livello piezometrico a circa -2.5 m da p.c.

La verifica non risulta necessaria in quanto il piano di posa della vasca è situato al di sopra del massimo livello previsto per la falda.

9.4 COMPARTO DI TRATTAMENTO BILOGICO

9.4.1 Verifiche elementi strutturali

Per chiarezza espositiva, si riporta la convenzione di segno propria del software di calcolo, per gli elementi tipo "Shell".

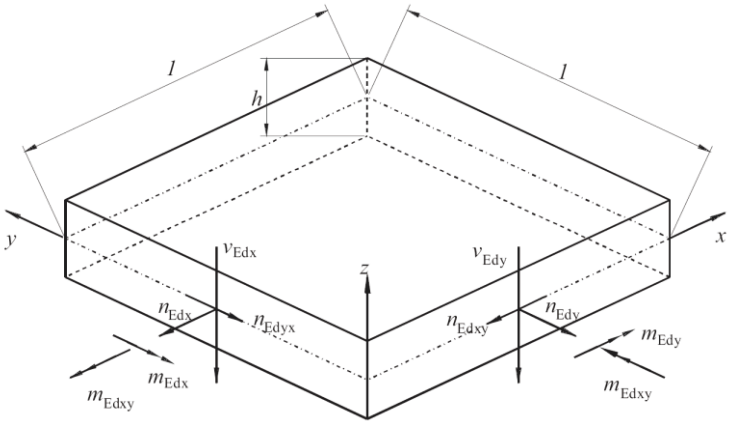


Figura 39: Convenzione si segno elementi tipo shell

9.4.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni

Le azioni allo stato limite ultimo più gravose si verificano in corrispondenza della prova di tenuta, effettuata riempiendo la vasca di fluido per verificare la presenza di eventuali perdite, prima di procedere al rinterro. Si riportano quindi i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di carico SLU03.

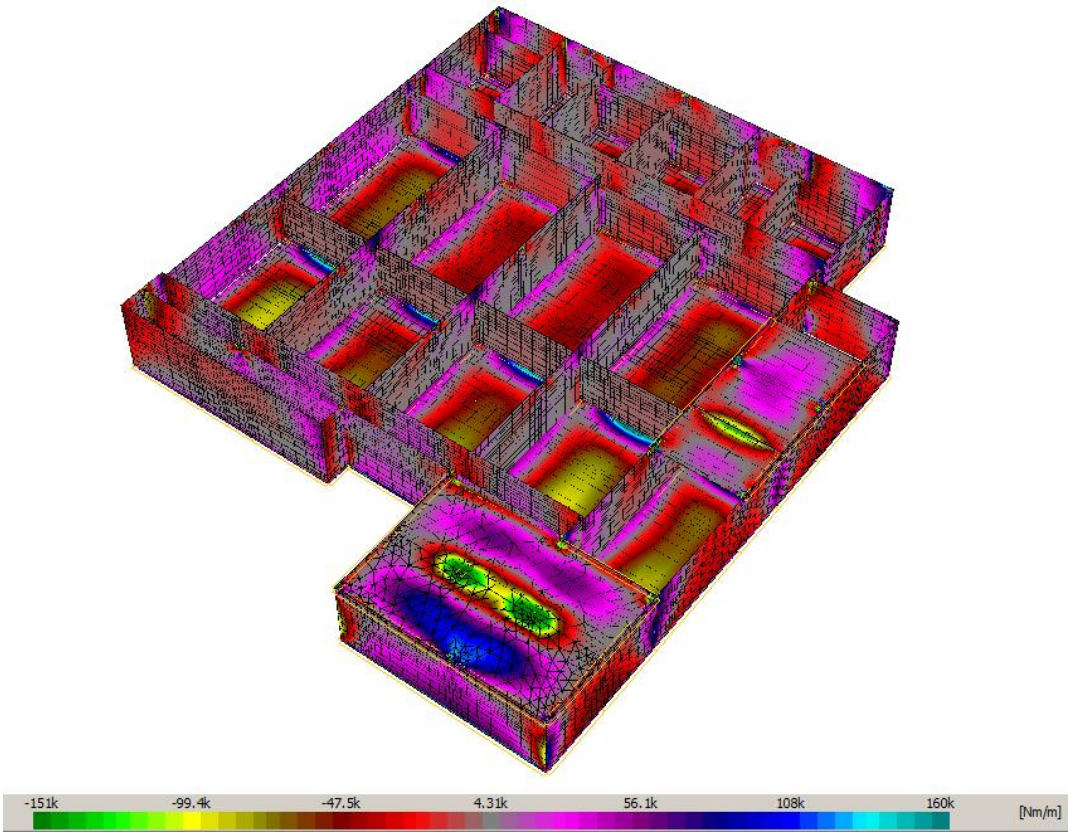


Figura 40: Momenti mx - Comb. SLU 03

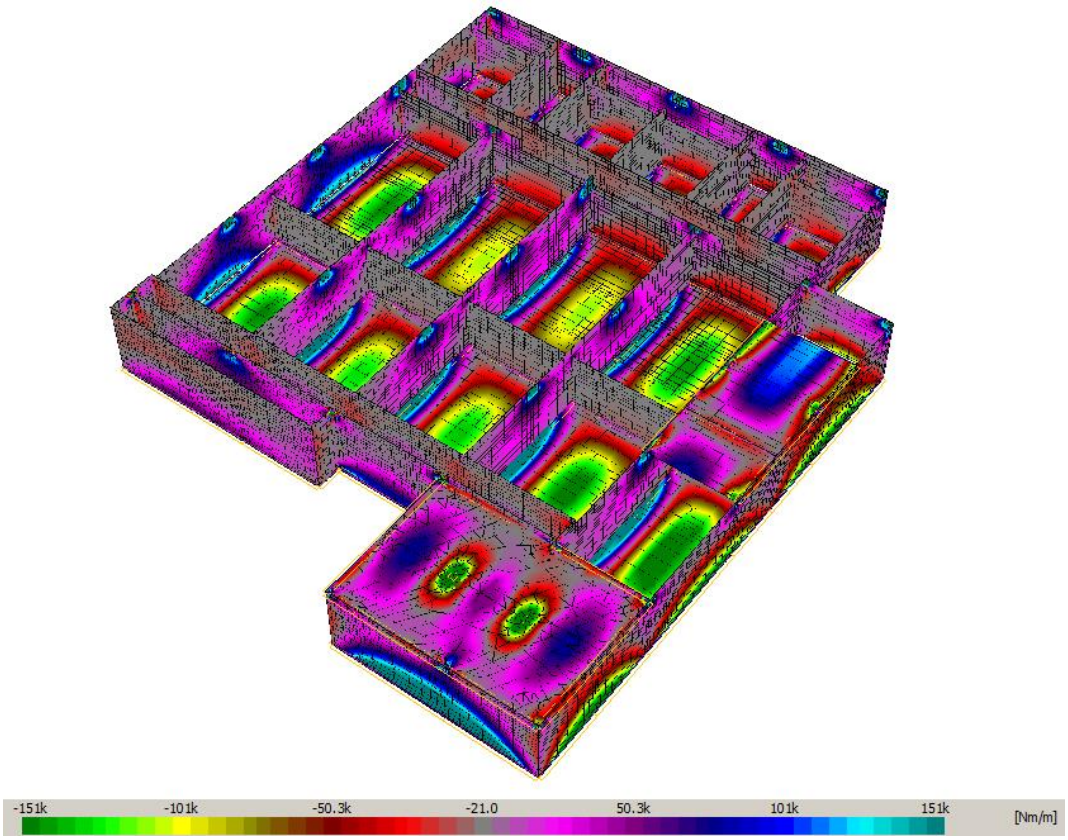


Figura 41: Momenti my - Comb. SLU 03

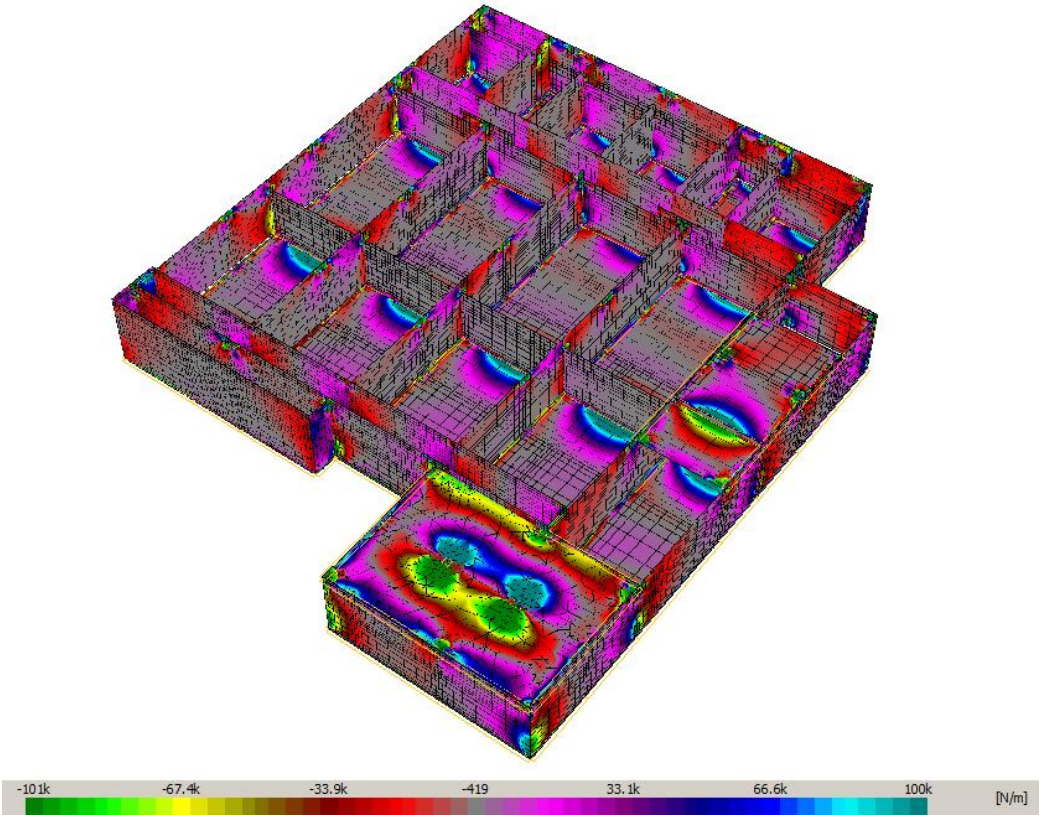


Figura 42: Taglio vx - Comb. SLU 03

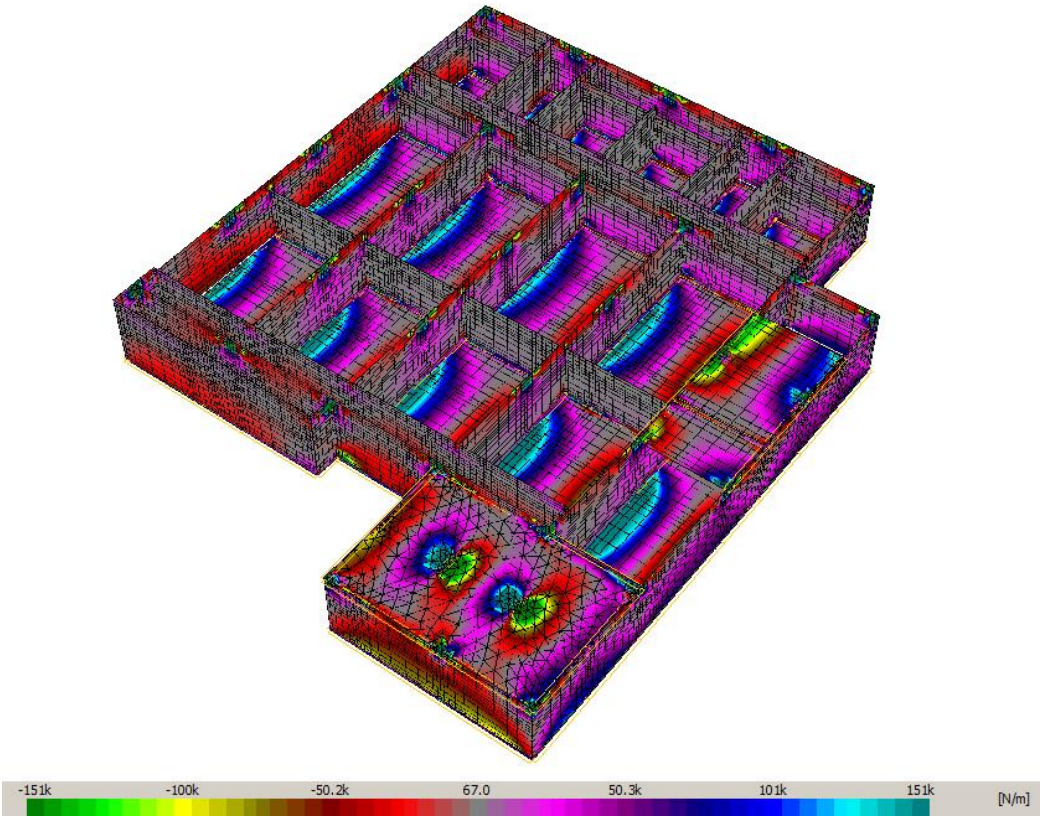


Figura 43: Taglio vy - Comb. SLU 03

9.4.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni

Per lo Stato Limite di salvaguardia della vita vengono riportati i principali diagrammi delle sollecitazioni relative la combinazione SLV 01.

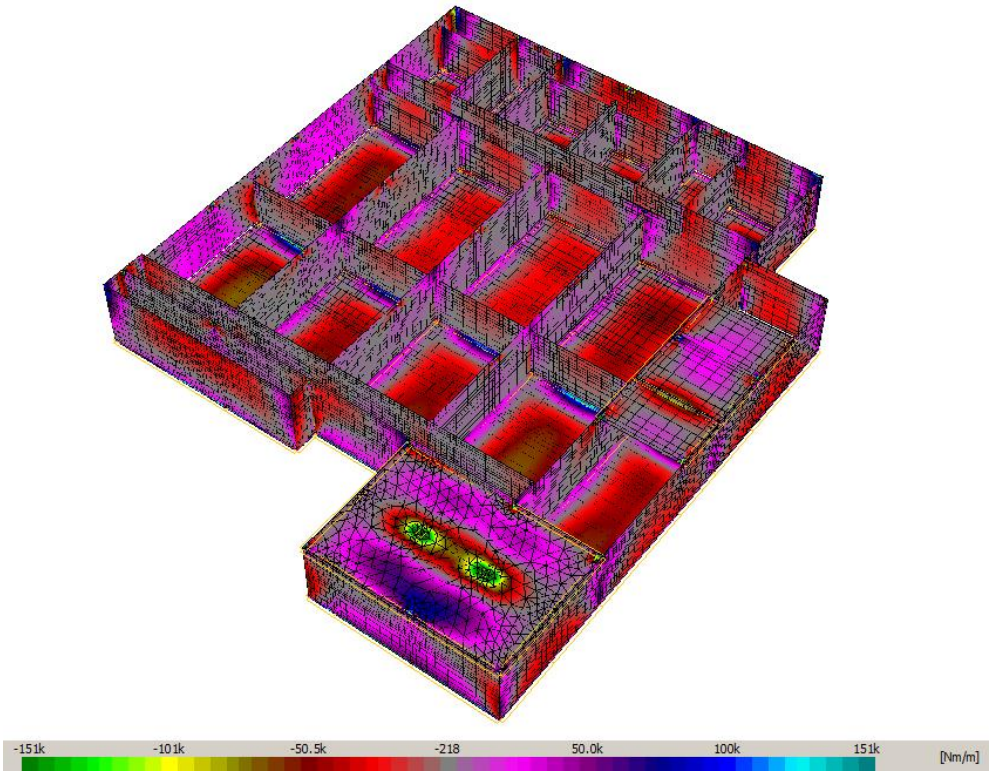


Figura 44: Momenti mx - Comb. SLV 01

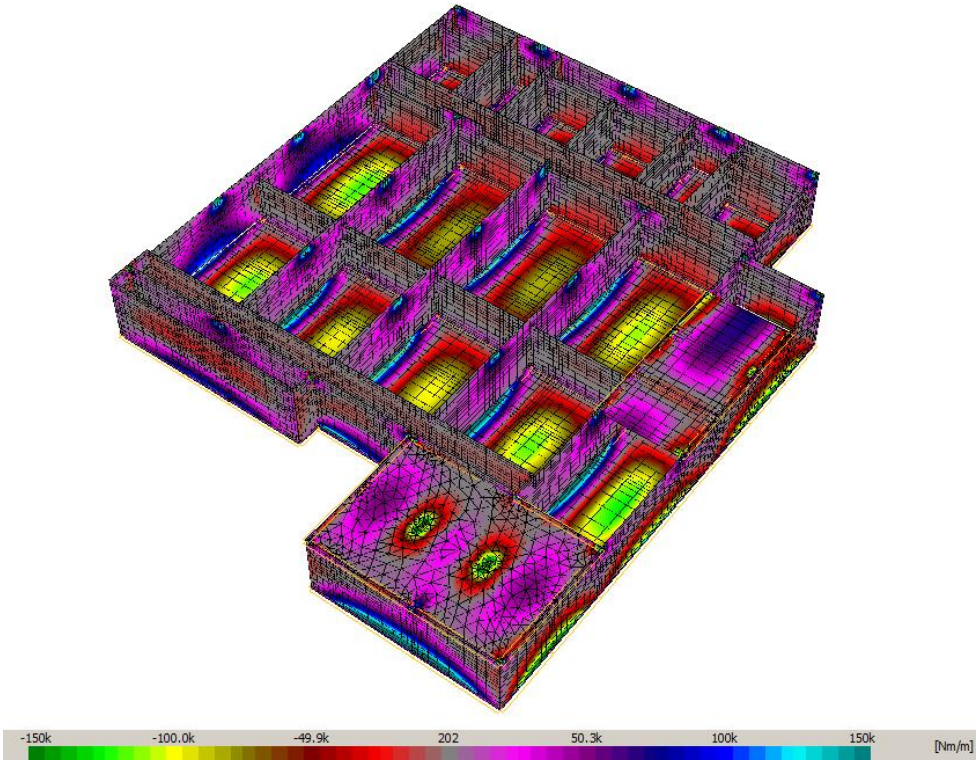


Figura 45: Momenti my - Comb. SLV 01

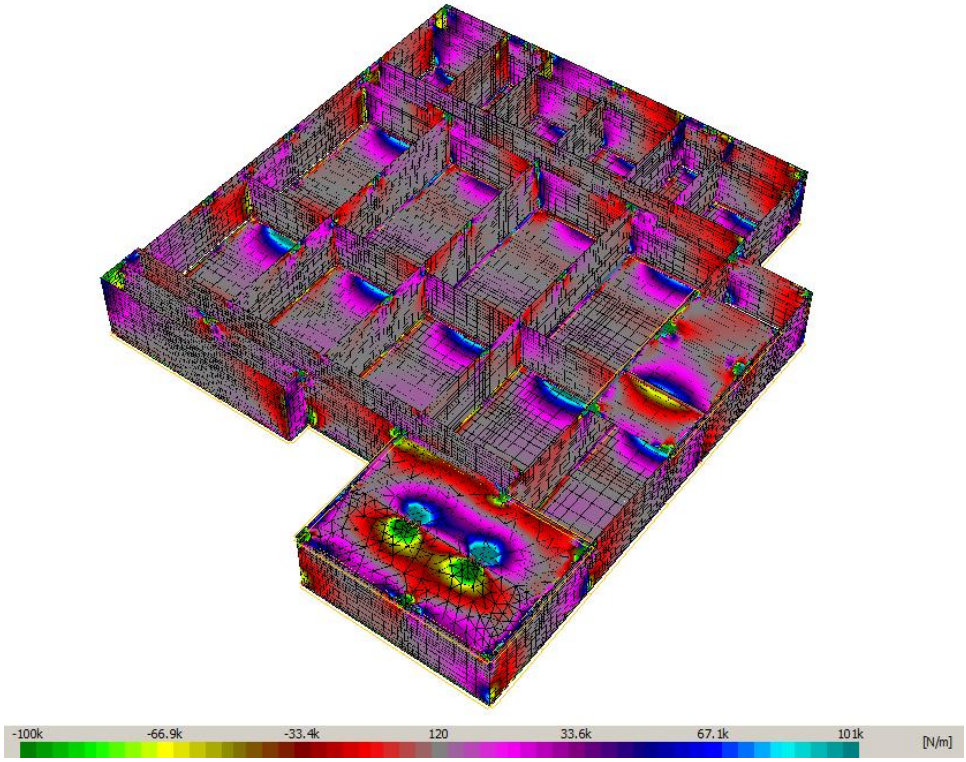


Figura 46: Momenti vx - Comb. SLV 01

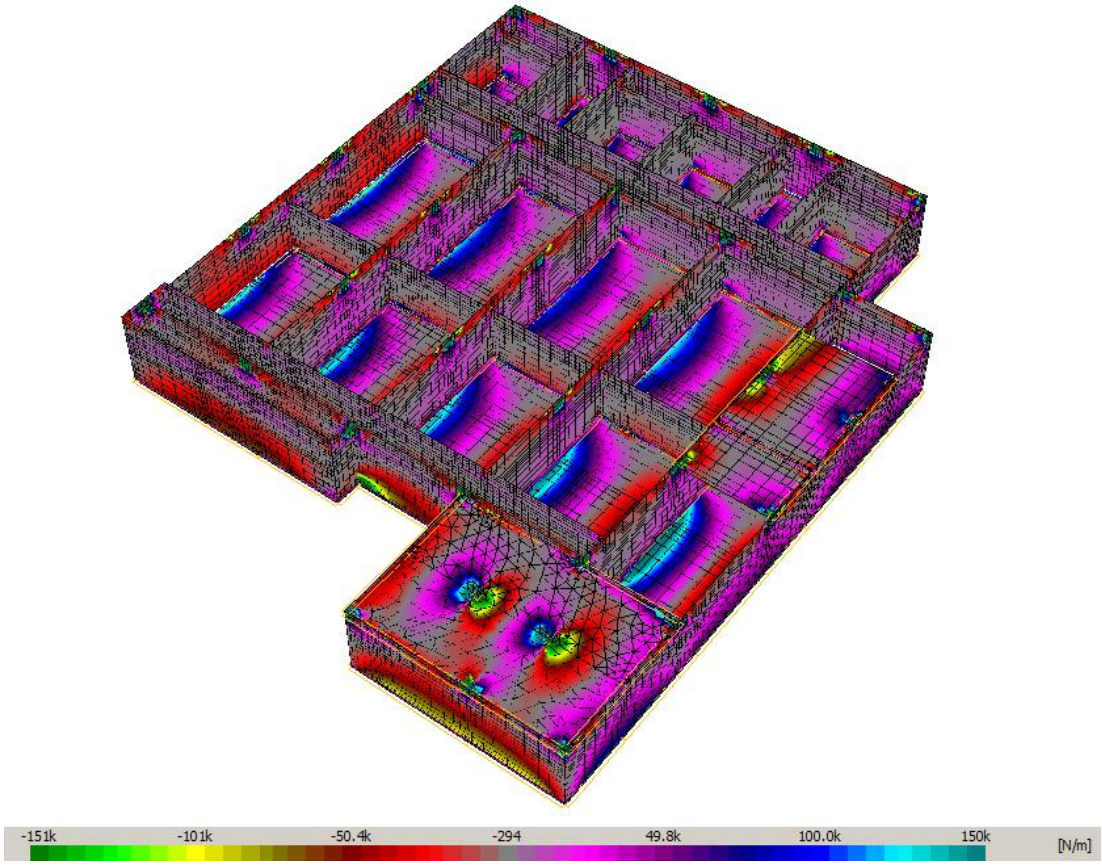


Figura 47: Momenti vy - Comb. SLV 01

9.4.1.3 Verifiche SLU/SLV

9.4.1.3.1 Quantitativi armatura principali elementi strutturali

Platea: l'elemento è verificato con un'armatura di base superiore Φ14 20x20 ed inferiore Φ14 15x15. In corrispondenza della zona centrale dei setti divisori tra le vasche di nitrificazione e denitrificazione, al lembo inferiore sono necessari infittimenti Φ18 passo 50 cm.

Setti esterni longitudinali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/10 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza della zona centrale del setto sono necessari infittimenti dei richiami in fondazione Φ18 passo 40 cm, interni ed esterni.

Setti esterni trasversali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/25 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza della zona centrale del setto sono necessari infittimenti dei richiami in fondazione Φ18 passo 50 cm, interni ed esterni.

Setti interni di spina (separazione tra linee di trattamento biologico): l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/15 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza della zona centrale del setto sono necessari infittimenti dei richiami in fondazione Φ18 passo 30 cm, interni ed esterni.

Setti interni di trasversali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/10 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza della zona centrale del setto sono necessari infittimenti dei richiami in fondazione Φ18 passo 40 cm, interni ed esterni.

Solai accumulo e pre-ispessimento: l'elemento è verificato con un'armatura di base superiore Φ14 20x20 ed inferiore Φ14 15x15. In corrispondenza degli appoggi intermedi sui pilastri, è necessario disporre armatura integrativa a punzonamento.

Armatura zone di appoggio dei pilastri: in corrispondenza di questi elementi è necessario disporre un quantitativo di armatura pari a quello previsto nella sezione basale del pilastro, da estendere sino a livello della fondazione.

9.4.1.3.2 Esito delle verifiche

Per quanto riguarda le sole verifiche allo SLU, le combinazioni di carico comprendono la situazione di vasche piene ed assenza di contro-spinta delle terre, situazione transitoria post-costruzione necessaria alle operazioni di verifica di tenuta idraulica delle stesse.

Si riportano ora i grafici con l'esito delle verifiche a pressoflessione e a taglio, validi sia per gli Stati Limite Ultimi che per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Le verifiche sono soddisfatte se i coefficienti di verifica sono inferiori all'unità.
Si noti che nelle zone di apice in cui c'è un repentino cambio di sezione/forma dell'elemento piastra si ha intensificazione degli sforzi da imputare a problemi di natura numerica della modellazione, per questo non vengono presi in considerazione.

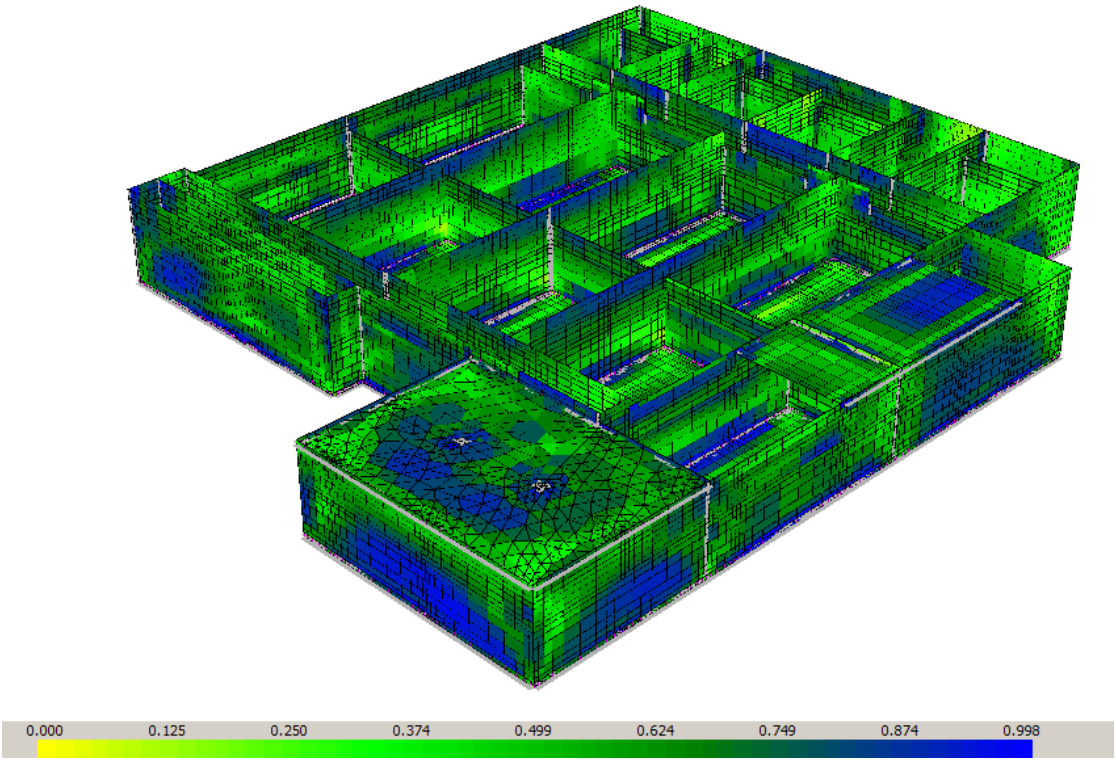


Figura 48: Esito delle verifiche a pressoflessione lato acciaio

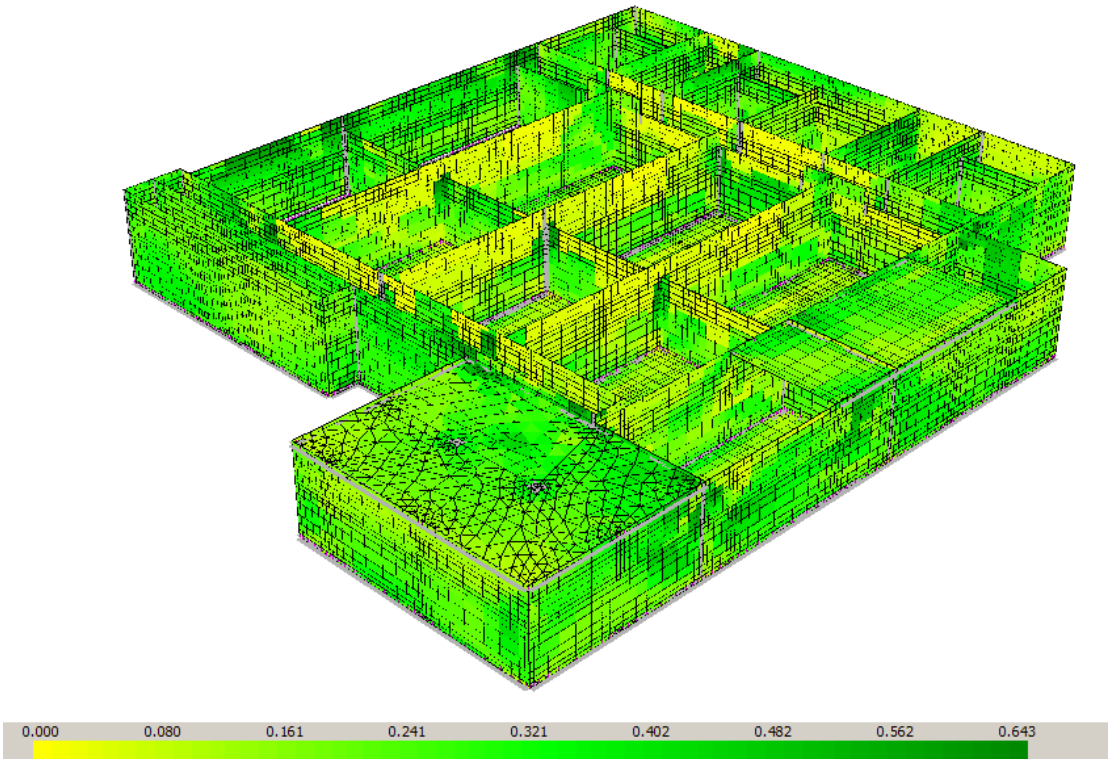


Figura 49: Esito delle verifiche a pressoflessione lato calcestruzzo

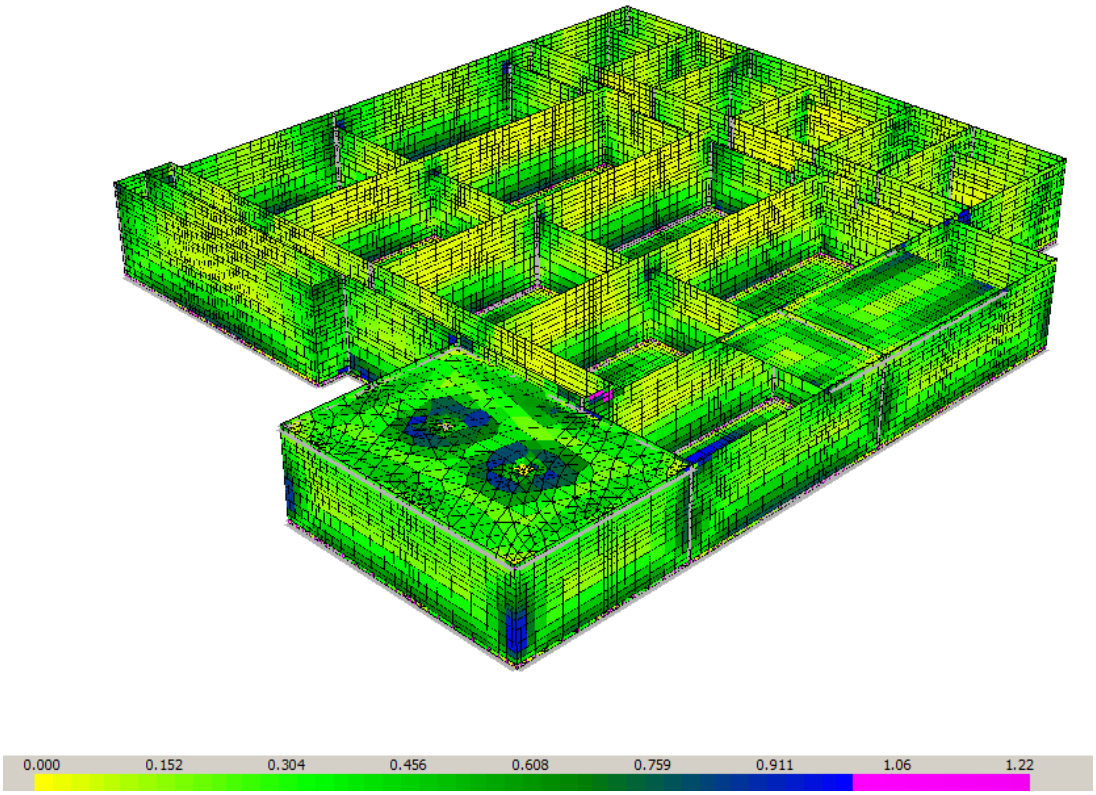


Figura 50: Esito delle verifiche a taglio

9.4.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i diagrammi di confronto tra i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) con i seguenti limiti (calcestruzzo di classe C32/40):

- Tensioni nell'acciaio: $\sigma_s<0.8f_{yk}=360$ MPa per tutte le combinazioni;
- Tensioni nel calcestruzzo $\sigma_c<0.6f_{ck}=19.2$ MPa combinazione rara;
  $\sigma_c<0.45f_{ck}=14.4$ MPa combinazione q.p.;

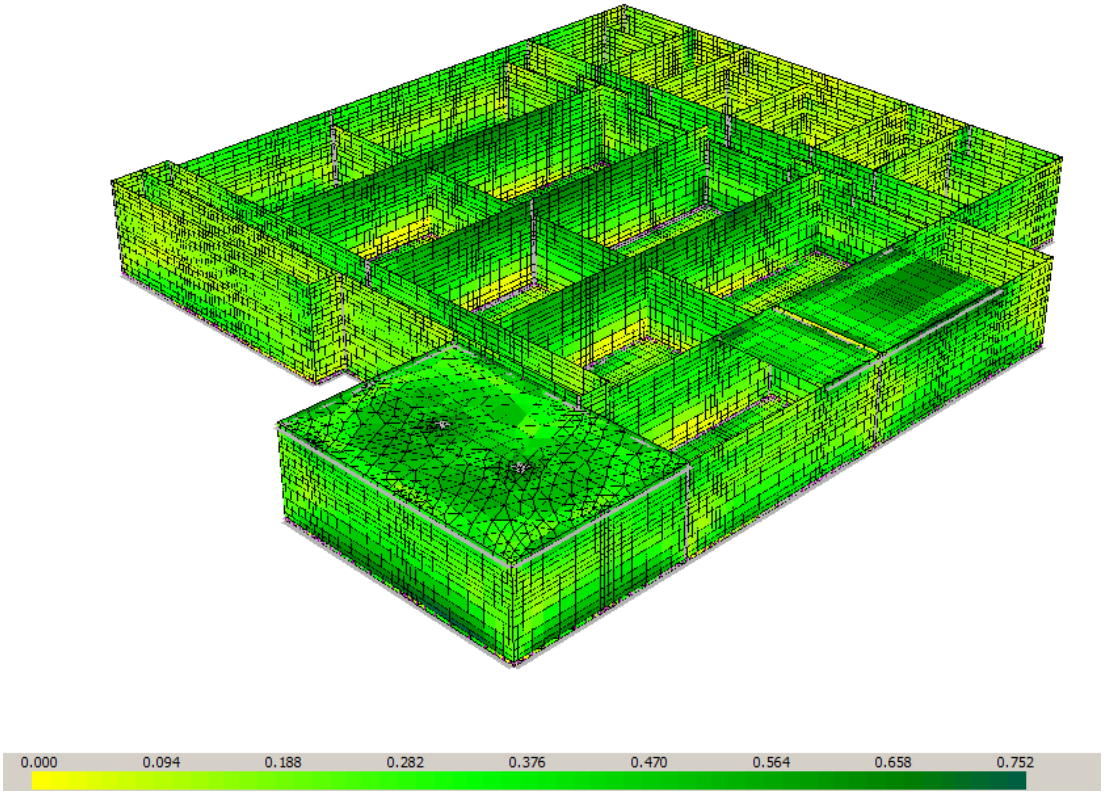


Figura 51: Verifica tensioni di esercizio

9.4.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2018, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e pareti, classe di esposizione XA2: w_1 =0,3mm combinazione frequente;
w_1 =0,2mm combinazione q. p..

Di seguito si riportano i diagrammi di confronto tra l'apertura delle fessure determinata tramite modello di calcolo ed i suddetti limiti: il valore 0.00 corrisponde ad una sezione non fessurata, cioè una sezione per la quale non è superato il momento flettente di prima fessurazione.

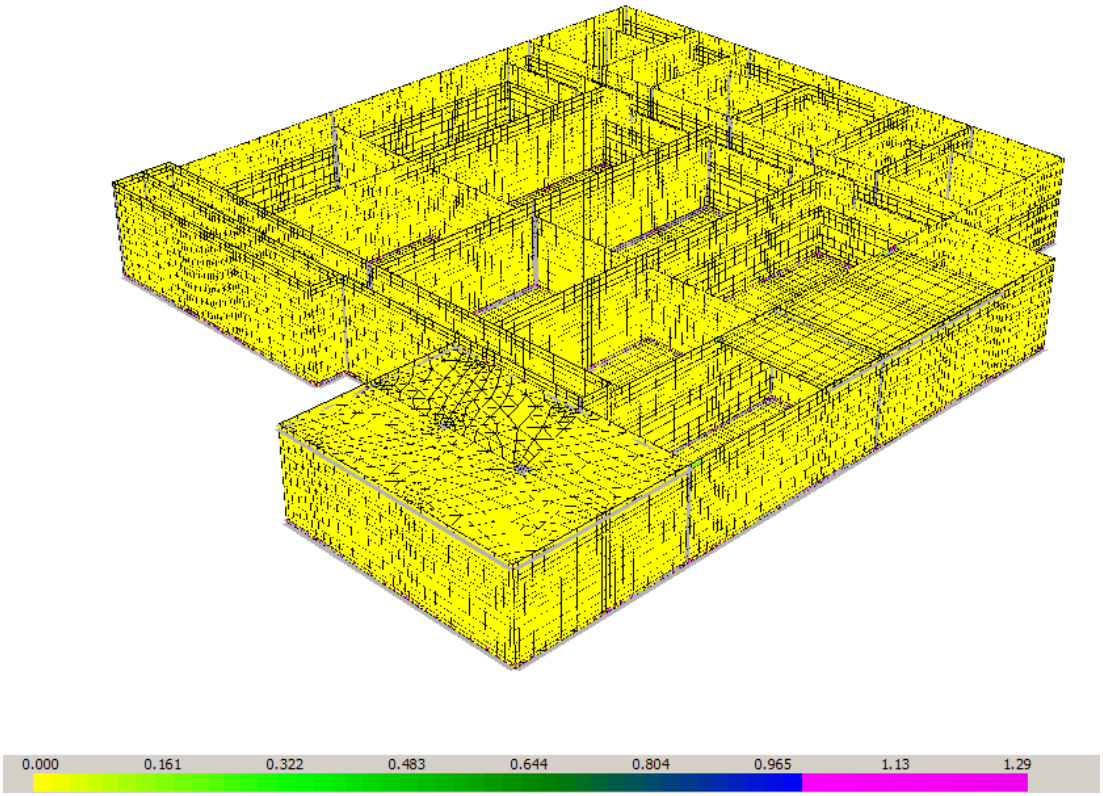


Figura 52: Verifica fessurazione

9.4.1.6 Stato limite di operatività

Le verifiche riguardano esclusivamente le strutture in classe d'uso III e IV, in accordo con il paragrafo §7.3.6.1 delle N.T.C. 2018.

Nella figura successiva si riporta il diagramma dei massimi spostamenti sismici della struttura per lo S.L.O., combinazione n°7. Lo spostamento massimo di valore assoluto 22.6 mm è compatibile con il contenimento del danno degli elementi non strutturali e con la funzionalità degli impianti, durante e a seguito dell'evento sismico.

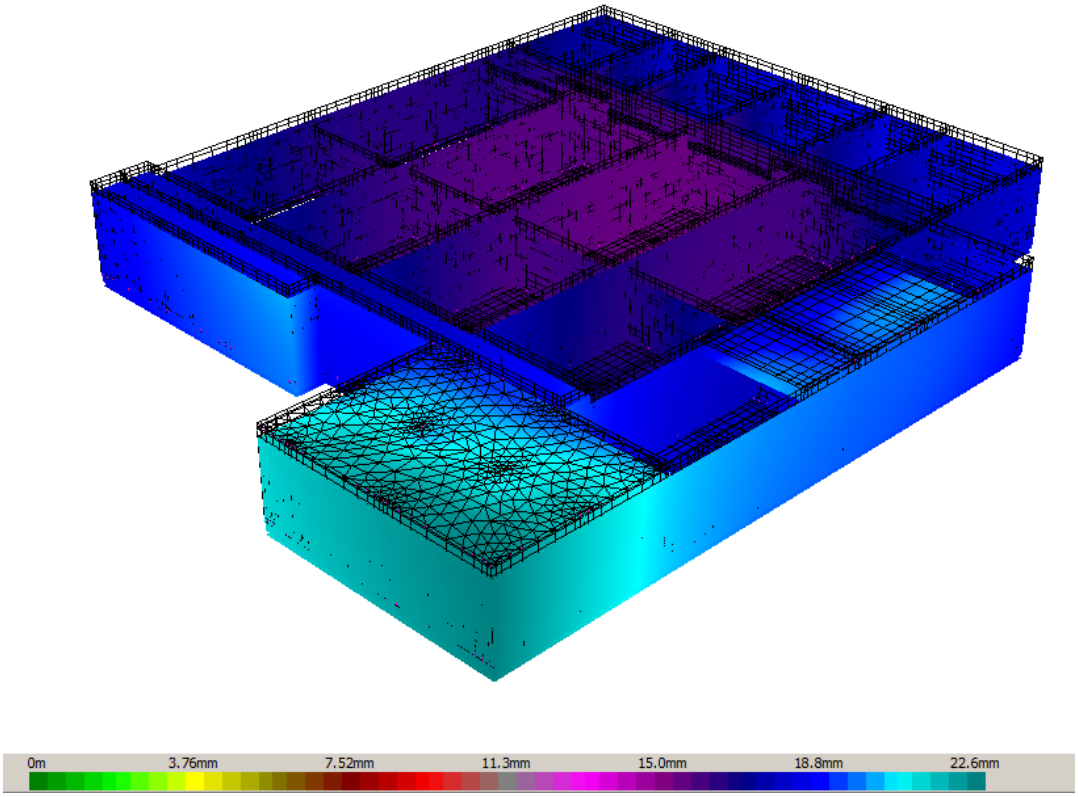


Figura 53. Spostamenti sismici - combinazione SLO n°7.

9.4.2 Verifiche geotecniche

Riguarda le verifiche di cui ai §6 e §7.11 delle N.T.C.2018.

9.4.2.1 Verifica a carico limite (SLU)

Le verifiche a carico limite in condizioni drenate conducono ai seguenti risultati:

Elemento	Combinazione	Pressione sul terreno q [kPa]	Carico limite fondazione $q_{lim,k}$ [kPa]	Coefficiente riduttivo γ_R	Coefficiente di verifica $q/q_{lim,d}$
Platea	SLU03	118	9100	2.3	0.030

Tabella 5: Verifica carico limite

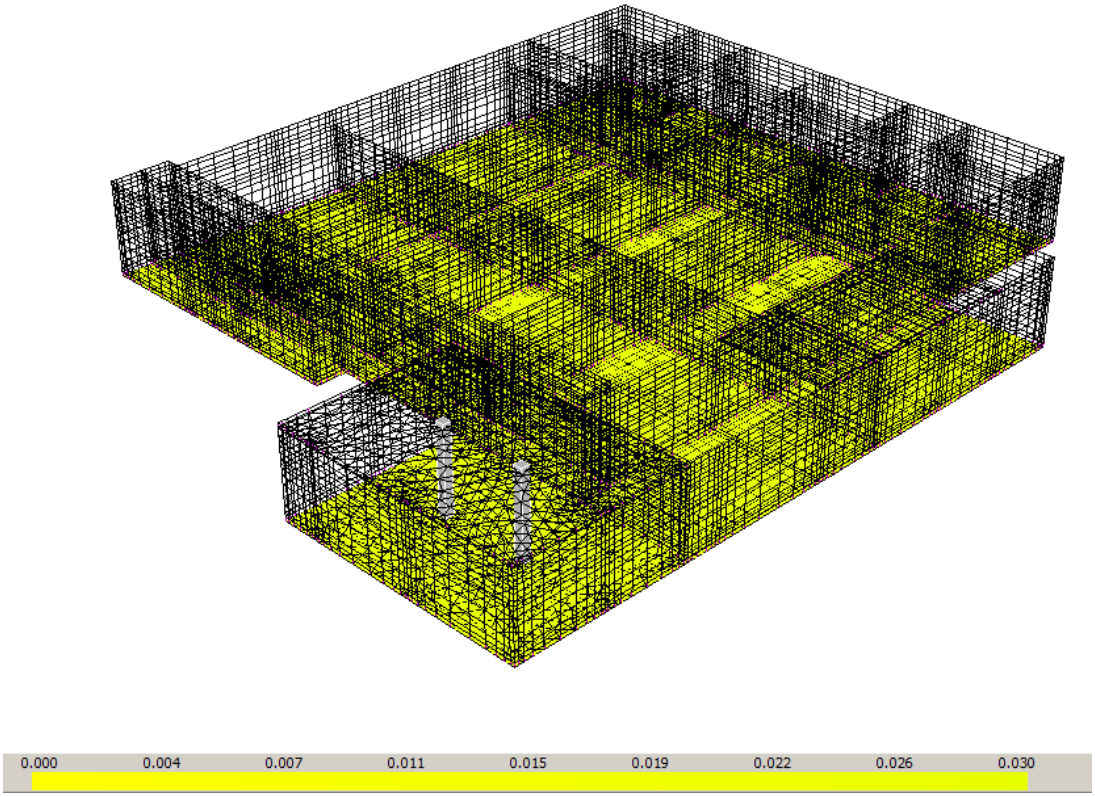


Figura 54: Verifica a carico limite. Il coefficiente rappresentato corrisponde al rapporto sollecitazione/resistenza.

9.4.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE)

I cedimenti sono stati calcolati con il metodo di Burland e Burbidge (1985).

$$w = fs \cdot fh \cdot ft \cdot Zl \cdot Ic \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_B)$$

dove:

$\sigma_A = \min\{\sigma'_P; q\}$

$\sigma_B = \max\{q' - \sigma_A ; 0\}$

$\sigma'P$ = tensione di preconsolidazione al piano di posa della fondazione = $OCR \cdot \sigma'_{V0}$

$Z_I = B^{0,7}$ = profondità di influenza

B è la larghezza minima della fondazione espressa in m

L è la lunghezza della fondazione (L>B)

q' è il carico unitario efficace della fondazione espresso in kPa

$Ic = 1,7/Nc^{1,4}$ = indice di compressibilità

Nc è la media aritmetica dei valori Ncs per la profondità H

con:

H = spessore dello strato comprimibile, se $H < Z_I$

$H = Z_I$, se N_{SPT} è costante o cresce con la profondità

H = 2B, se N_{SPT} decresce con la profondità

e, per ogni strato:

Ncs = 15 + (N_{SPT}-15)/2 per sabbie fini o limose sotto falda con NSPT>15

Ncs = N_{SPT} negli altri casi.

inoltre:

fh = $k_{HZ}/(2 - k_{HZ})$

k_{HZ}= min{1, H/Z_I}

fs = $[1{,}25 / (1+ 0{,}25 \cdot B/L)]^2$

ft = $(1{,}3 + 0{,}2 \cdot \text{Log}(t/3))$ con t la vita nominale della struttura in anni.

Tabella 6. Cedimenti Burland e Burbidge.

Piano	Rettangolo fondazione	Fam	Cmb	q' [Pa]	ZI	H [m]	Nc	fs	fh	ft	σ'p [Pa]	Ic	WTot [mm]	k.Wink. [N/cm3]
0	Platea 1-1	4	1	59782	12.788	12.788	19.273	10.944	1	15.796	75961	0.027168	11.968	4.9951

Nella figura successiva è riportato il diagramma relativo ai cedimenti riscontrati sull'opera, riferito ad un cedimento massimo ammissibile per l'opera di 50mm.

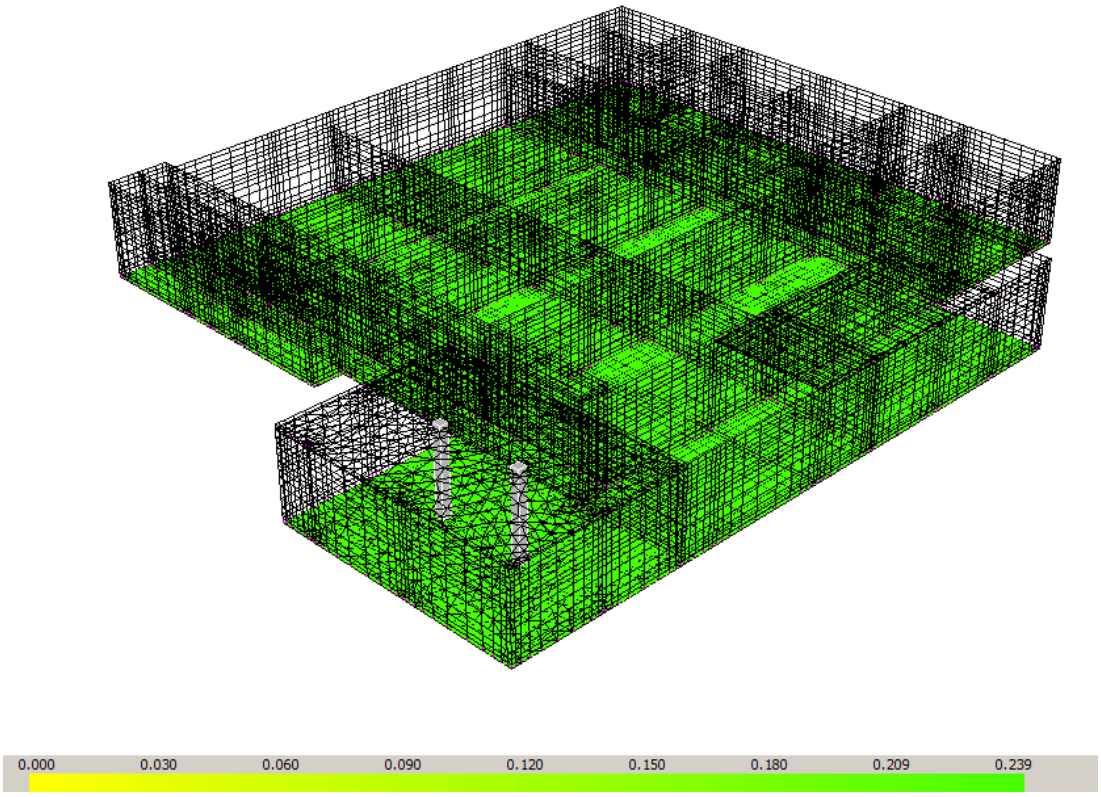


Figura 55: Verifica cedimenti

9.4.2.3 Verifica a liquefazione del terreno

Per il sito in esame, al §7 della relazione geotecnica, il geologo ha valutato in molto basso-nullo il rischio di liquefazione dei terreni.

La verifica della liquefazione è svolta come indicato nel §7.11.3.4.2 NTC08.
Il calcolo della magnitudo attesa è effettuato utilizzando, a partire dal reticolo di riferimento fornito nell'allegato B delle NTC08, la formula di Sabetta e Pugliese (1996):

$$\log(A) = -1{,}562 + 0{,}306\ M - \log[(de^2 + 5{,}8^2)1/2] \qquad (1)$$

dove:
A è l'accelerazione massima attesa in g
de è la distanza dall'epicentro del sisma in km.

La verifica globale per il rischio di liquefazione viene eseguita attraverso l'indice del potenziale di liquefazione LPI ([7] §6.2.4.3 pag. 259) [Iwasaki et al. 1978], che è definito dalla seguente formula

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove z è la profondità del piano di campagna espressa in metri, F e una funzione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FSL = CRR/CSR alla profondità z data da:

F(z) = 1-FSL(z) per FSL(z)≥1
F(z) = 0 per FSL(z)<1

e w(z) è una funzione della distanza dall'elemento di volume al piano di campagna, data da:
w(z) = 10 - 0,5z

La correlazione tra l'indice PLI e il potenziale di rottura è riportato nella seguente tabella:

LPI	Potenziale di Rottura
≤5	Basso
mag-15	Elevato
≥15	Molto elevato

Il coefficiente di verifica è pari a LPI/5, cioè se LPI>5 la verifica a liquefazione non è superata.

Fam	Cmb	q [Pa]	qN [Pa]	Magnitudo	CM	agS [g]	pa [Pa]	Δ falda [m]	sabbia	LPI	coef. verif.
4	1	85028	-19372	5.1521	3.4527	0.10247	101277	1.2	Sì	0	0.18614

Il potenziale di rottura risulta pertanto basso.

9.4.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

Il monitoraggio effettuato nell'estate del 2017 colloca la falda a quota -7.0m dal piano piano campagna attuale, corrispondente a +17.00m s.l.m. Con riferimento al §5.8 della relazione geologica, sulla base dei dati bibliografici disponibili per l'area, è possibile una risalita della superficie dinamica correlata con i periodi di più intense precipitazioni portando il livello piezometrico a circa -2.5 m da p.c.

Ad impianto in funzione, anche considerando un'intera linea fuori servizio e completamente vuota, non sussiste pericolo di sollevamento del manufatto.

Diversa è la situazione a manufatto completamente vuoto, situazione che si verifica durante la costruzione dell'impianto:

- La vasca vuota risulta stabile fintantoché la falda si attesta ad una quota di -4.2m dal p.c. attuale;
- Oltre tale quota la sotto-spinta della falda eccede le forze stabilizzanti (peso della struttura, attrito laterale), e risulta necessario mettere in atto accorgimenti tali da evitare il sollevamento delle vasche:
  - Deprimendo localmente la falda con opportuni sistemi (es. well point);
  - Zavorrando le vasche (es. tramite riempimento con acqua).

Per ovviare a questo problema ed al fine di rendere completamente sicura la fase di esercizio delle strutture, si è dimensionato un sistema di pali di fondazione in grado di opporsi alla sotto-spinta della falda: vengono posizionati n°160 pali diametro 450mm e lunghezza 10 m, posti ad interasse massimo 3,5m. La portanza di calcolo di ciascun palo a trazione è pari a 340 kN.

In tale condizione si ha:

- Sotto-spinta dell'acqua con coefficiente correttivo 1,10 pari a 100'000 kN;
- Resistenze di progetto con coefficiente correttivo 0,90 pari a 105'000 kN, di cui:
  - Peso delle strutture 54'000 kN;
  - Resistenza laterale per attrito del terreno 2'000 kN;
  - Portanza dei pali a trazione 49'000 kN.

9.5 SEZIONE DI TRATTAMENTO TERZIARIO

9.5.1 Verifiche elementi strutturali

Per chiarezza espositiva, si riporta la convenzione di segno propria del software di calcolo, per gli elementi tipo "Shell".

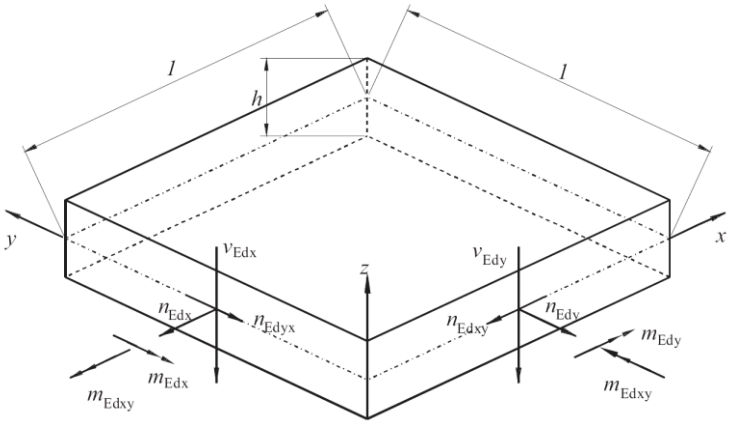


Figura 56: Convenzione si segno elementi tipo shell

9.5.1.1 Stato limite ultimo - Sollecitazioni

Le azioni allo stato limite ultimo più gravose si verificano in corrispondenza della prova di tenuta, effettuata riempiendo la vasca di fluido per verificare la presenza di eventuali perdite, prima di procedere al rinterro. Si riportano quindi i diagrammi delle sollecitazioni per la combinazione di carico SLU02.

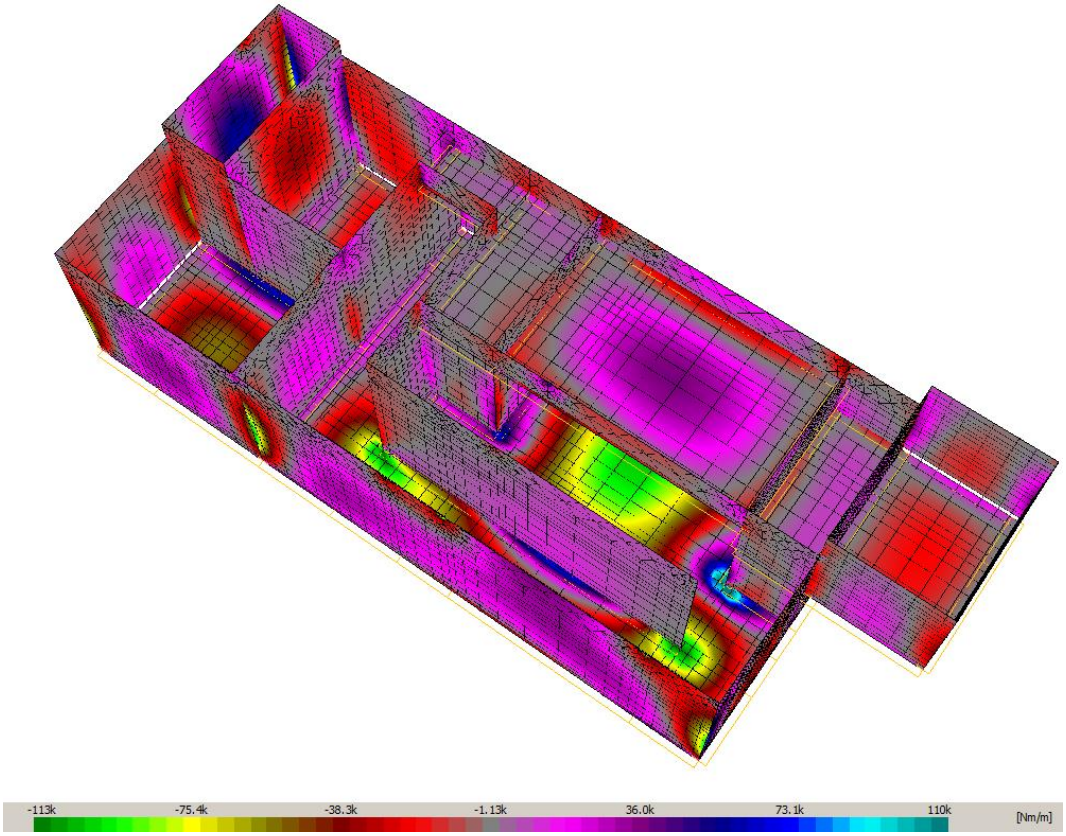


Figura 57: Momenti mx - Comb. SLU 02

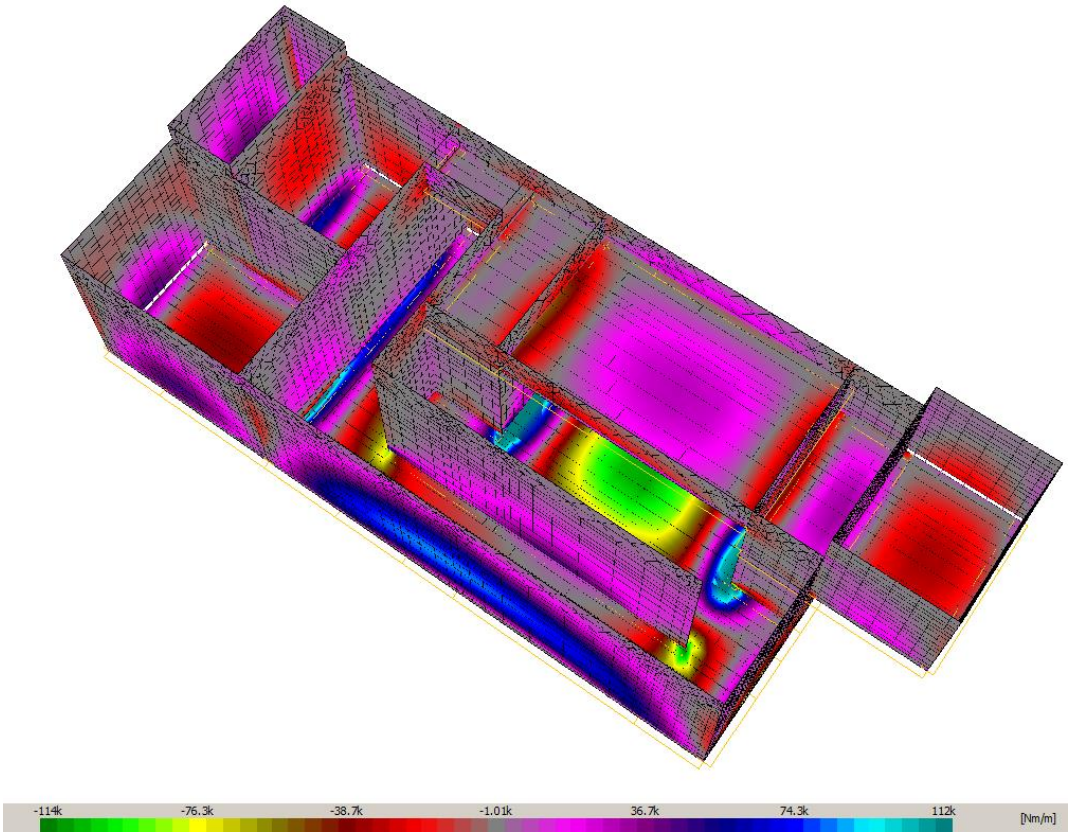


Figura 58: Momenti my - Comb. SLU 02

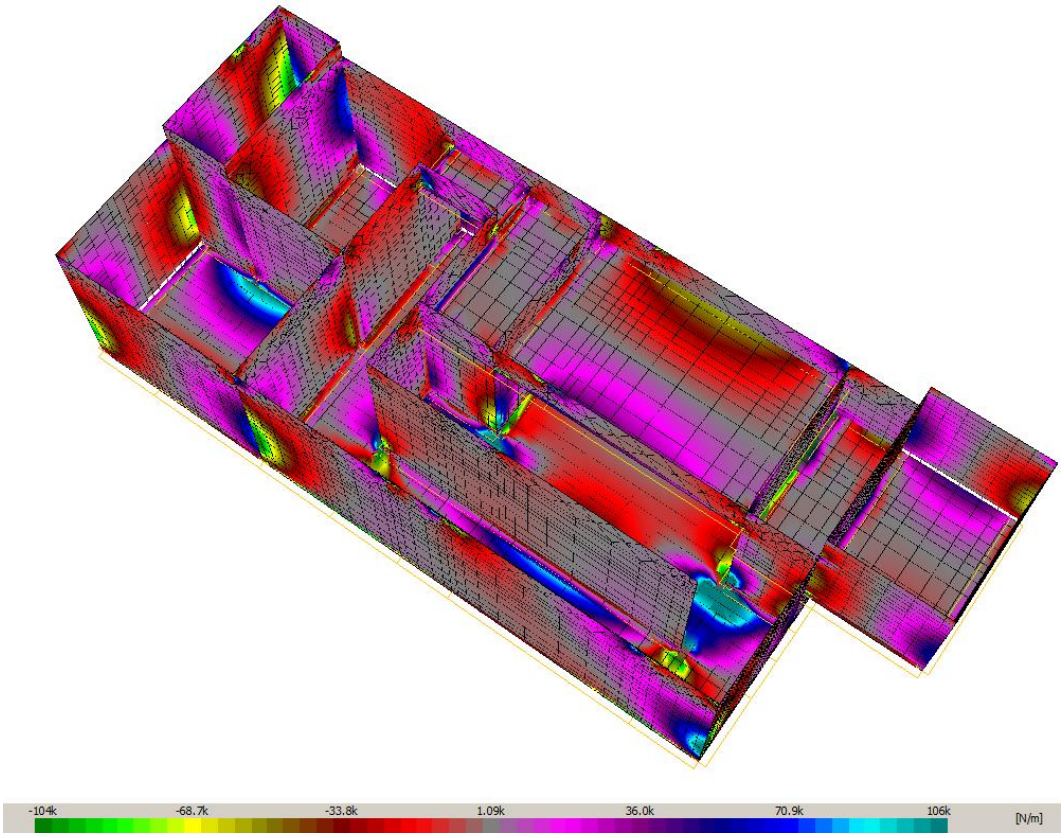


Figura 59: Taglio vx - Comb. SLU 02

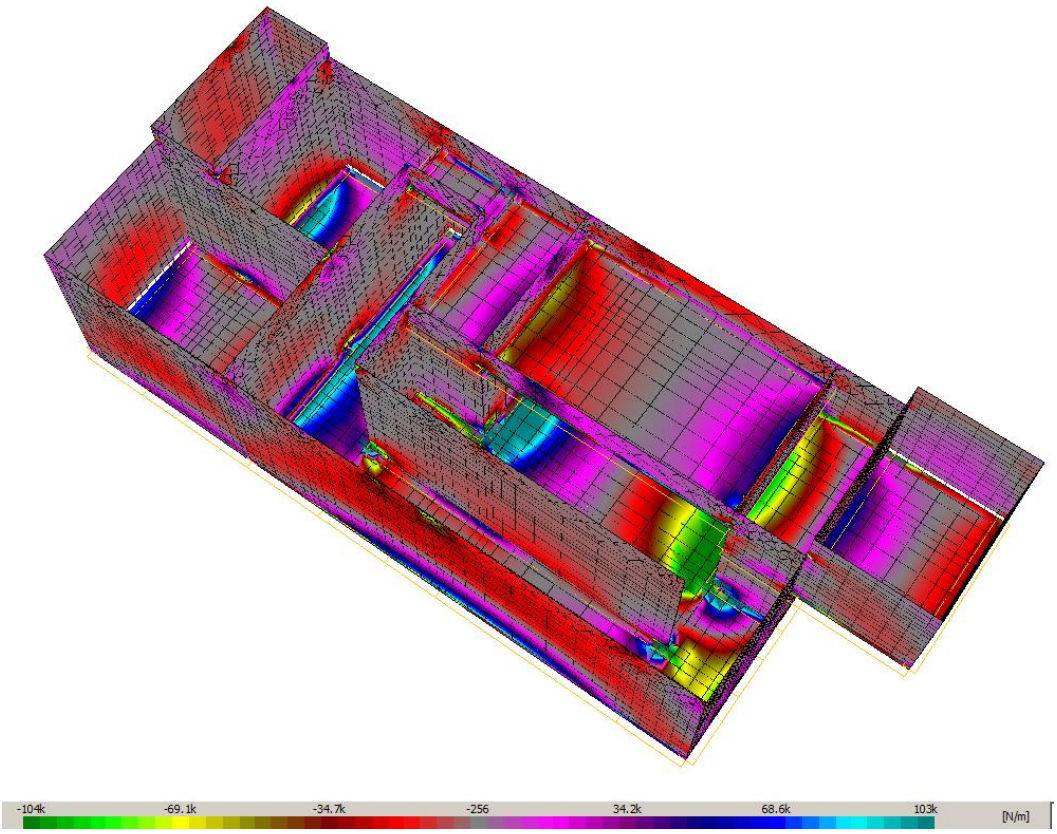


Figura 60: Taglio vy - Comb. SLU 02

9.5.1.2 Stato limite di salvaguardia della vita - Sollecitazioni

Per lo Stato Limite di salvaguardia della vita vengono riportati i principali diagrammi delle sollecitazioni relative la combinazione SLV 01.

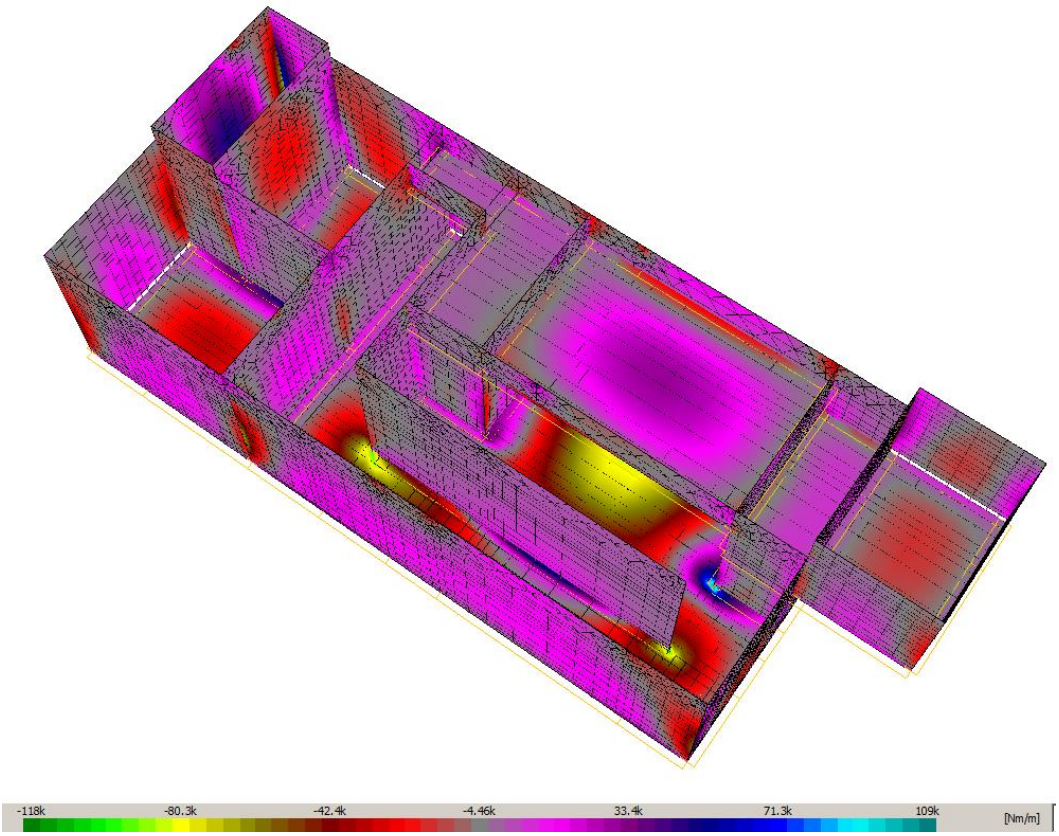


Figura 61: Momenti mx - Comb. SLV 01

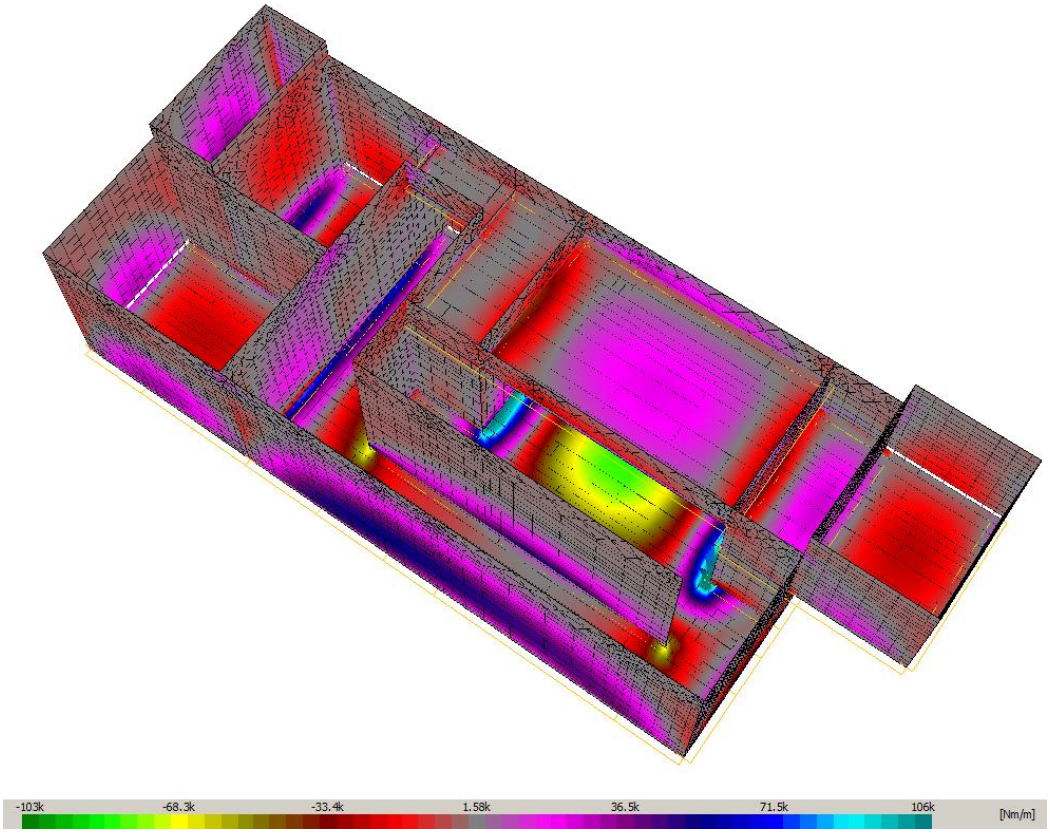


Figura 62: Momenti my - Comb. SLV 01

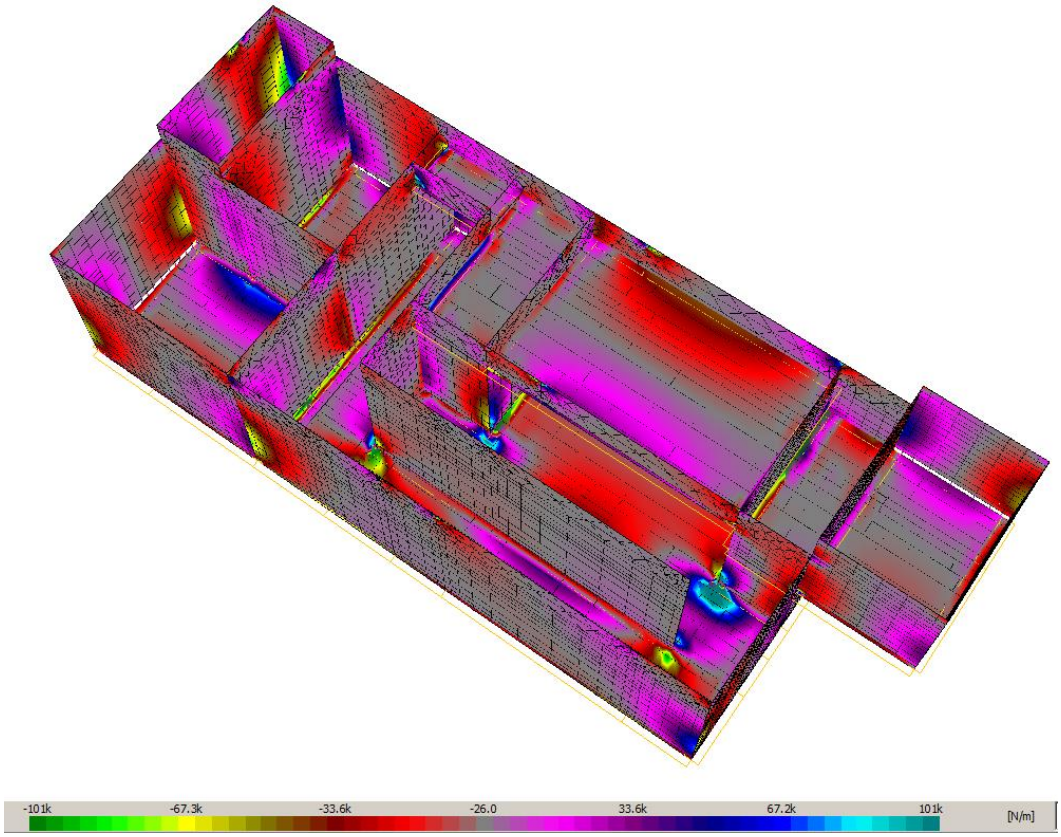


Figura 63: Momenti vx - Comb. SLV 01

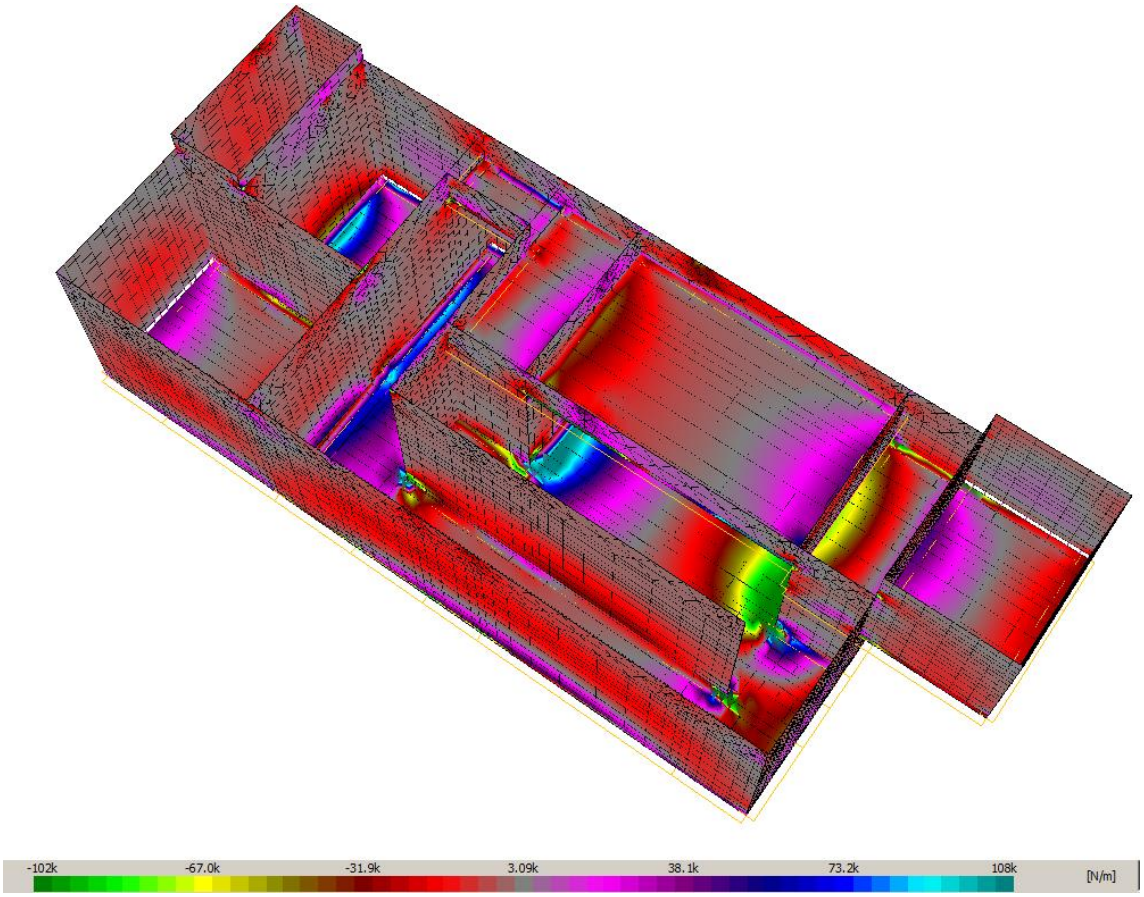


Figura 64: Momenti vy - Comb. SLV 01

9.5.1.3 Verifiche SLU/SLV

9.5.1.3.1 Quantitativi armatura principali elementi strutturali

Platea: l'elemento è verificato con un'armatura di base superiore Φ14 15x15 ed inferiore Φ14 15x15. Non è necessaria armatura di infittimento.

Setti esterni longitudinali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/30 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza dei setti trasversali è necessario un infittimento Φ18 passo 60 cm, interni.

Setti esterni trasversali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/30 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza dei setti trasversali è necessario un infittimento Φ18 passo 80 cm, interni.

Setti interni di spina (separazione tra linee di trattamento biologico): l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/25 orizzontale e Φ14/30 verticale.

Setti interni di trasversali: l'elemento è verificato con un'armatura di base interna ed esterna Φ14/25 orizzontale e Φ14/30 verticale.
In corrispondenza dei setti trasversali è necessario un infittimento Φ18 passo 70 cm.

Armatura zone di appoggio dei pilastri: in corrispondenza di questi elementi è necessario disporre un quantitativo di armatura pari a quello previsto nella sezione basale del pilastro, da estendere sino a livello della fondazione.

9.5.1.3.2 Esito delle verifiche

Per quanto riguarda le sole verifiche allo SLU, le combinazioni di carico comprendono la situazione di vasche piene ed assenza di contro-spinta delle terre, situazione transitoria post-costruzione necessaria alle operazioni di verifica di tenuta idraulica delle stesse.

Si riportano ora i grafici con l'esito delle verifiche a pressoflessione e a taglio, validi sia per gli Stati Limite Ultimi che per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita. Le verifiche sono soddisfatte se i coefficienti di verifica sono inferiori all'unità.
Si noti che nelle zone di apice in cui c'è un repentino cambio di sezione/forma dell'elemento piastra si ha intensificazione degli sforzi da imputare a problemi di natura numerica della modellazione, per questo non vengono presi in considerazione.

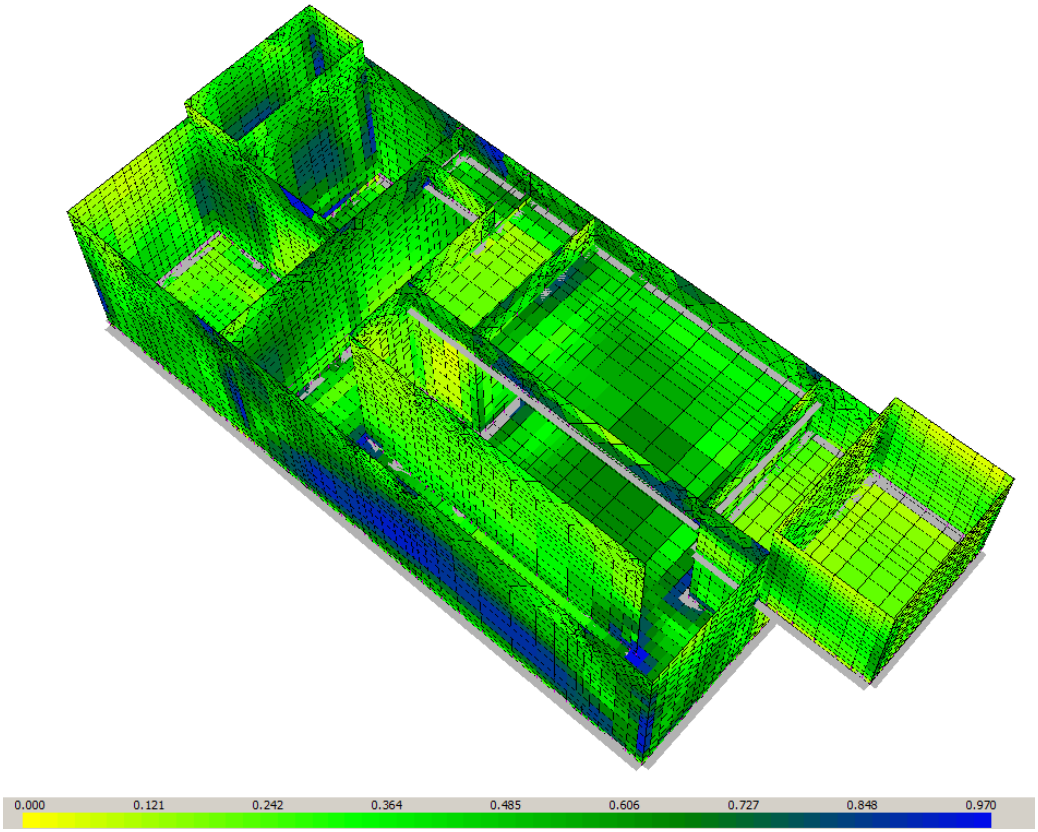


Figura 65: Esito delle verifiche a pressoflessione lato acciaio

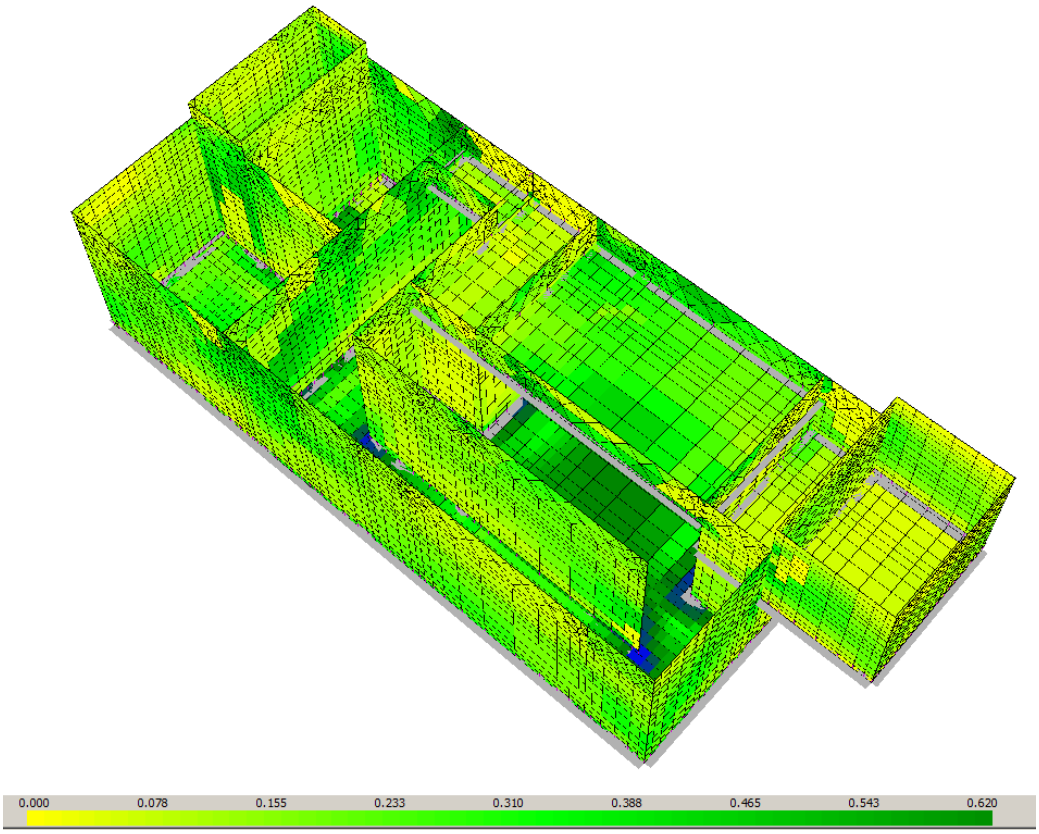


Figura 66: Esito delle verifiche a pressoflessione lato calcestruzzo

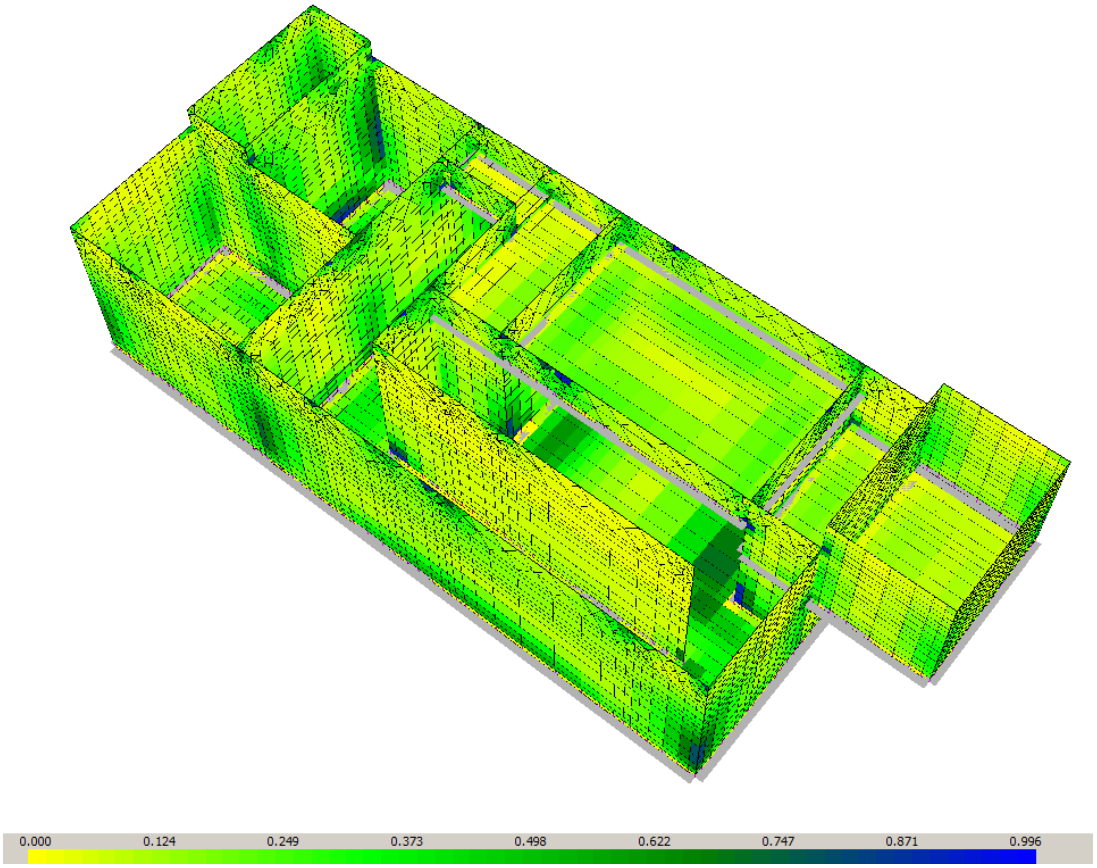


Figura 67: Esito delle verifiche a taglio

9.5.1.4 Stato limite di esercizio – Limiti tensionali

Per gli Stati Limite di Esercizio si riportano i diagrammi di confronto tra i valori di tensione nel calcestruzzo (σ_c), nell'acciaio (σ_s) con i seguenti limiti (calcestruzzo di classe C32/40):

- Tensioni nell'acciaio: $\sigma_s<0.8f_{yk}=360$ MPa per tutte le combinazioni;
- Tensioni nel calcestruzzo $\sigma_c<0.6f_{ck}=19.2$ MPa combinazione rara;
  $\sigma_c<0.45f_{ck}=14.4$ MPa combinazione q.p.;

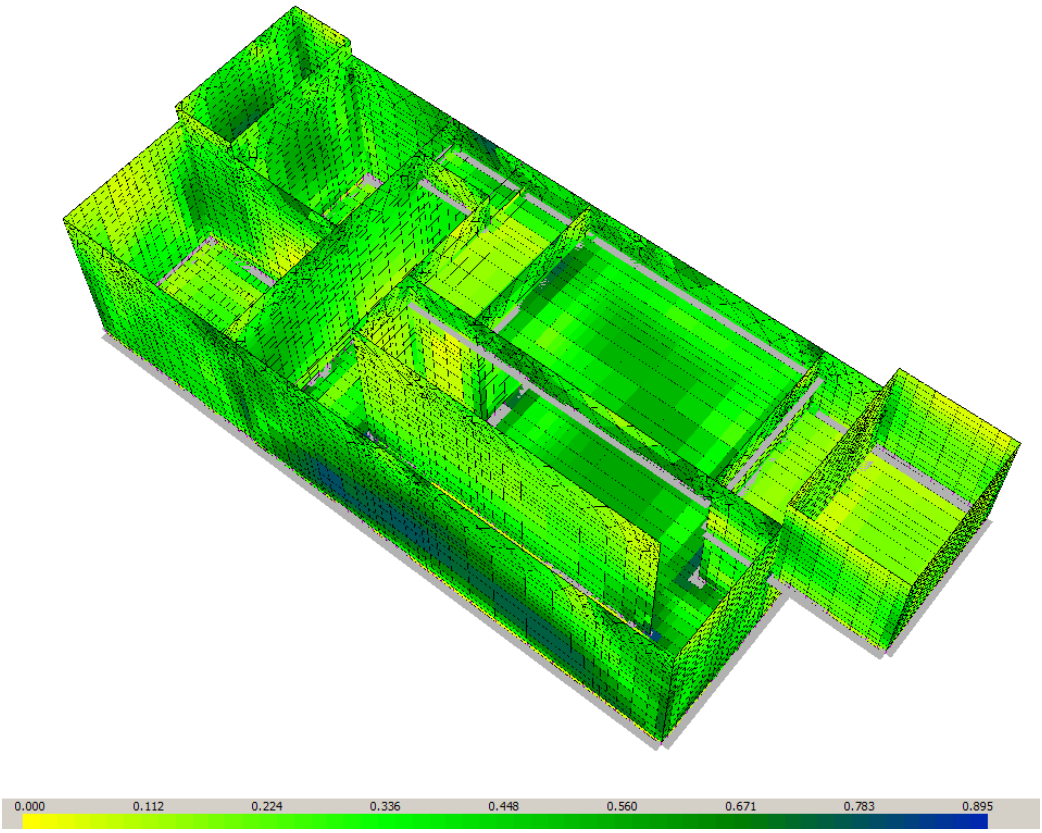


Figura 68: Verifica tensioni di esercizio

9.5.1.5 Stato limite di esercizio – Fessurazione

Per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure, con riferimento alla tabella 4.1.IV delle N.T.C.2018, si sono adottati i seguenti limiti:

Platea e pareti, classe di esposizione XA2: w_1 = 0,3mm combinazione frequente;

w_1 = 0,2mm combinazione q. p..

Di seguito si riportano i diagrammi di confronto tra l'apertura delle fessure determinata tramite modello di calcolo ed i suddetti limiti: il valore 0.00 corrisponde ad una sezione non fessurata, cioè una sezione per la quale non è superato il momento flettente di prima fessurazione.

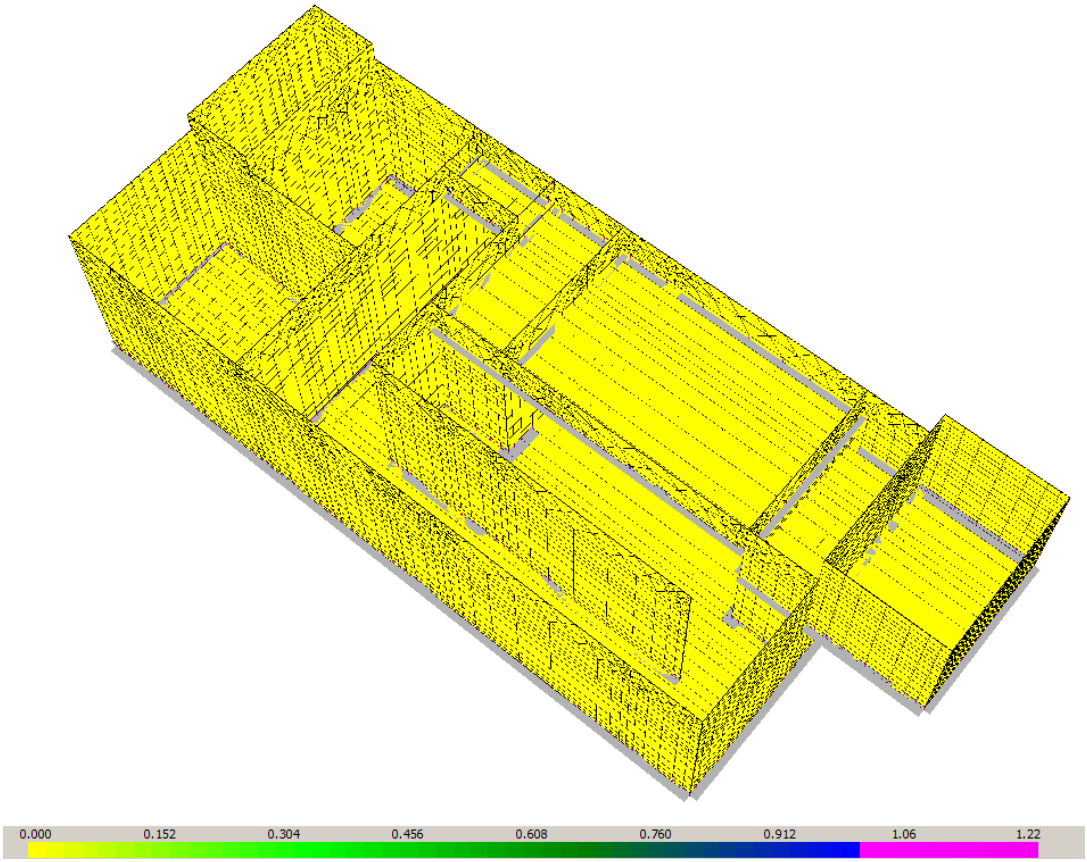


Figura 69: Verifica fessurazione

9.5.1.6 Stato limite di operatività

Le verifiche riguardano esclusivamente le strutture in classe d'uso III e IV, in accordo con il paragrafo §7.3.6.1 delle N.T.C. 2018.

Nella figura successiva si riporta il diagramma dei massimi spostamenti sismici della struttura per lo S.L.O., combinazione n°7. Lo spostamento massimo di valore assoluto 22.9 mm è compatibile con il contenimento del danno degli elementi non strutturali e con la funzionalità degli impianti, durante e a seguito dell'evento sismico.

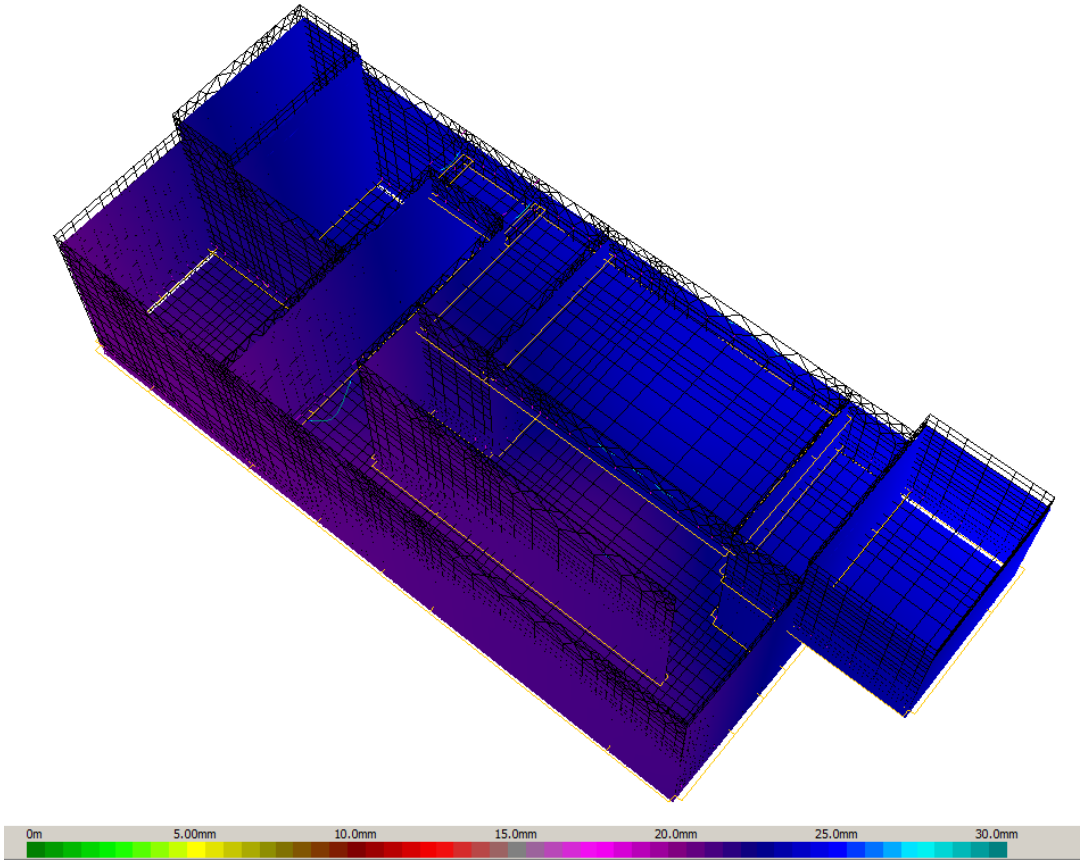


Figura 70. Spostamenti sismici - combinazione SLO n°7.

9.5.2 Verifiche geotecniche

Riguarda le verifiche di cui ai §6 e §7.11 delle N.T.C.2018.

9.5.2.1 Verifica a carico limite (SLU)

Le verifiche a carico limite in condizioni drenate conducono ai seguenti risultati:

Elemento	Combinazione	Pressione sul terreno q [kPa]	Carico limite fondazione $q_{lim,k}$ [kPa]	Coefficiente riduttivo γ_R	Coefficiente di verifica $q/q_{lim,d}$
Platea	SLU03	147	4900	2.3	0.069

Tabella 7: Verifica carico limite

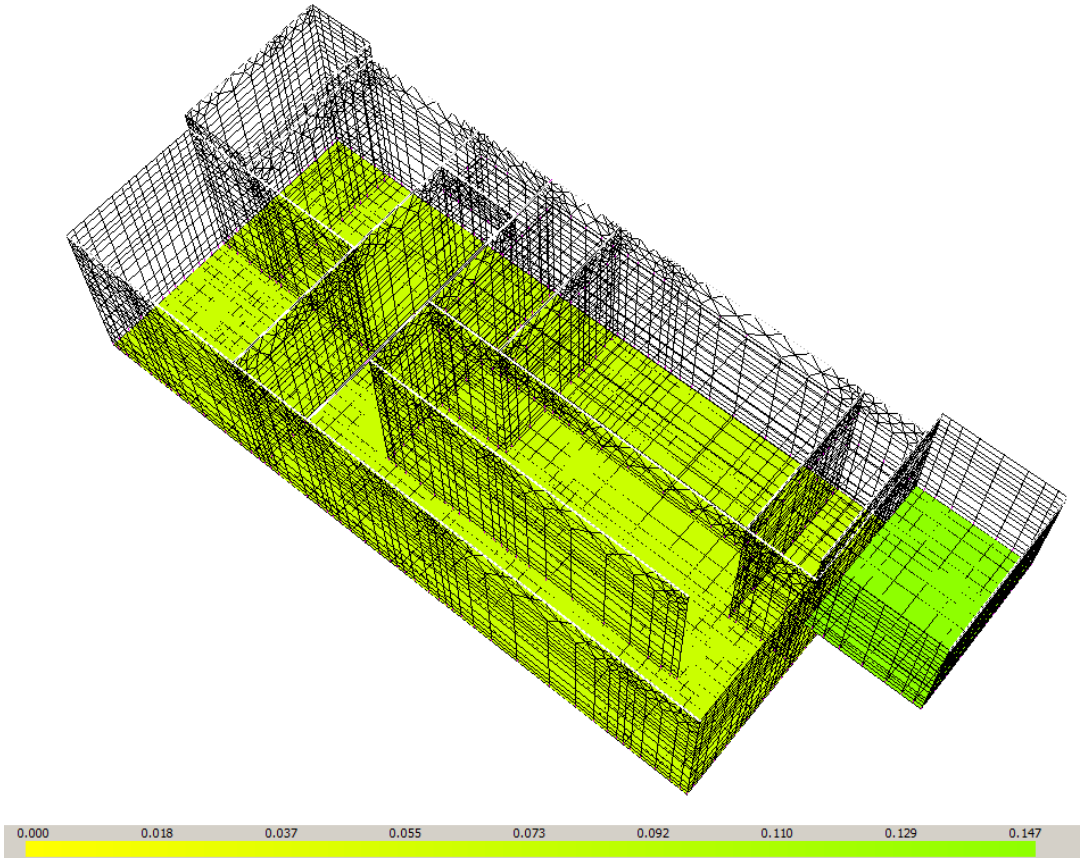


Figura 71: Verifica a carico limite. Il coefficiente rappresentato corrisponde al rapporto sollecitazione/resistenza.

9.5.2.2 Verifica dei cedimenti (SLE)

I cedimenti sono stati calcolati con il metodo di Burland e Burbidge (1985).

$$w = fs \cdot fh \cdot ft \cdot Zl \cdot Ic \cdot (\sigma_A/3 + \sigma_B)$$

dove:

$\sigma_A = \min\{\sigma'_P; q\}$

$\sigma_B = \max\{q' - \sigma_A ; 0\}$

$\sigma'P$ = tensione di preconsolidazione al piano di posa della fondazione = $OCR \cdot \sigma'_{V0}$

$Z_I = B^{0,7}$ = profondità di influenza

B è la larghezza minima della fondazione espressa in m

L è la lunghezza della fondazione (L>B)

q' è il carico unitario efficace della fondazione espresso in kPa

$Ic = 1,7/Nc^{1,4}$ = indice di compressibilità

Nc è la media aritmetica dei valori Ncs per la profondità H

con:

H = spessore dello strato comprimibile, se $H < Z_I$

H = Z_I, se N_{SPT} è costante o cresce con la profondità

H = 2B, se N_{SPT} decresce con la profondità

e, per ogni strato:

Ncs = 15 + (N_{SPT}-15)/2 per sabbie fini o limose sotto falda con NSPT>15

Ncs = N_{SPT} negli altri casi.

inoltre:

fh = k_{HZ}/(2 - k_{HZ})

k_{HZ}= min{1, H/Z_I}

fs = [1,25 / (1+ 0,25·B/L)]²

ft = (1,3 + 0,2·Log(t/3)) con t la vita nominale della struttura in anni.

Tabella 8. Cedimenti Burland e Burbidge.

Piano	Rettangolo fondazione	Fam	Cmb	q' [Pa]	ZI	H [m]	Nc	fs	fh	ft	σ'p [Pa]	Ic	WTot [mm]	k.Wink. [N/cm3]
0	Platea 1-1	4	1	111375	5.186	1.5	9	1.261	0.49482	1.5796	81000	0.078896	23.138	4.8136

Nella figura successiva è riportato il diagramma relativo ai cedimenti riscontrati sull'opera, riferito ad un cedimento massimo ammissibile per l'opera di 50mm.

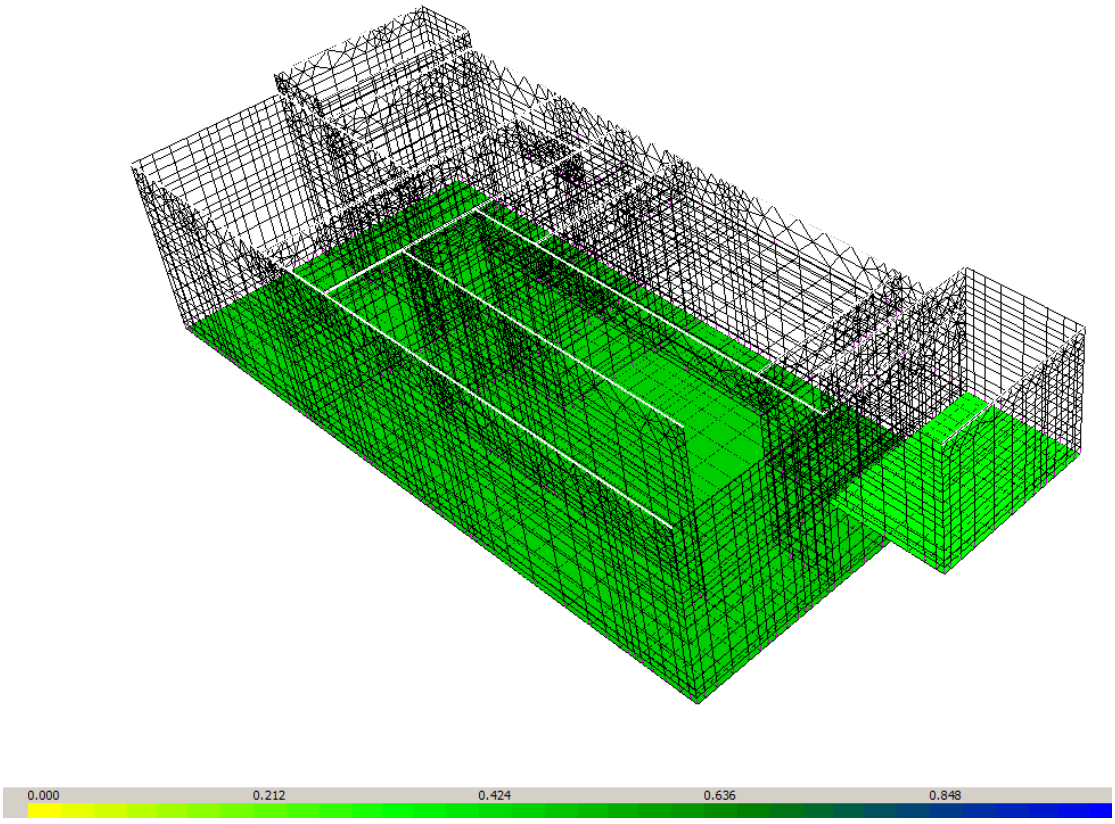


Figura 72: Verifica cedimenti

9.5.2.3 Verifica a liquefazione del terreno

Per il sito in esame, al §7 della relazione geotecnica, il geologo ha valutato in molto basso-nullo il rischio di liquefazione dei terreni.

La verifica della liquefazione è svolta come indicato nel §7.11.3.4.2 NTC08.

Il calcolo della magnitudo attesa è effettuato utilizzando, a partire dal reticolo di riferimento fornito nell'allegato B delle NTC08, la formula di Sabetta e Pugliese (1996):

$$\log(A) = -1{,}562 + 0{,}306\ M - \text{Log}[(de^2 + 5{,}8^2)1/2] \qquad (1)$$

dove:

A è l'accelerazione massima attesa in g

de è la distanza dall'epicentro del sisma in km.

La verifica globale per il rischio di liquefazione viene eseguita attraverso l'indice del potenziale di liquefazione LPI ([7] §6.2.4.3 pag. 259) [Iwasaki et al. 1978], che è definito dalla seguente formula

$$LPI = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

dove z è la profondità del piano di campagna espressa in metri, F e una funzione del fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FSL = CRR/CSR alla profondità z data da:

F(z) = 1-FSL(z) per FSL(z)≥1

F(z) = 0 per FSL(z)<1

e w(z) è una funzione della distanza dall'elemento di volume al piano di campagna, data da:

w(z) = 10 - 0,5z

La correlazione tra l'indice PLI e il potenziale di rottura è riportato nella seguente tabella:

LPI	Potenziale di Rottura
≤5	Basso
mag-15	Elevato
≥15	Molto elevato

Il coefficiente di verifica è pari a LPI/5, cioè se LPI>5 la verifica a liquefazione non è superata.

Fam	Cmb	q [Pa]	qN [Pa]	Magnitudo	CM	agS [g]	pa [Pa]	Δ falda [m]	sabbia	LPI	coef. verif.
4	1	107781	26781	5.1521	3.4527	0.10247	101277	2.5	Sì	0	0.19018

Il potenziale di rottura risulta pertanto basso.

9.5.2.4 Verifica di Up-Lift (stato limite di sollevamento)

Il monitoraggio effettuato nell'estate del 2017 colloca la falda a quota -7.0m dal piano piano campagna attuale, corrispondente a +17.00m s.l.m. Con riferimento al §5.8 della relazione geologica, sulla base dei dati bibliografici disponibili per l'area, è possibile una risalita della superficie dinamica correlata con i periodi di più intense precipitazioni portando il livello piezometrico a circa -2.5 m da p.c.

La sotto-spinta della falda sul manufatto, nella condizione peggiore, avendo applicato un coefficiente sfavorevole di 1,10 risulta pari a 2870kN. Il peso del manufatto in c.a. completamente vuoto risulta pari a 12200kN (avendo applicato un coefficiente riduttivo dei pesi pari 0,9). Non sussiste quindi pericolo di sollevamento del manufatto.

10 CONCLUSIONI

Il presente documento costituisce la Relazione di calcolo delle strutture del progetto di "*Realizzazione del nuovo impianto di depurazione delle acque reflue di Ramaia, a servizio dei comuni di Sestri Levante, Casarza ligure, Castiglione Chiavarese e delle relative opere di collettamento*", così come previsto dal D.lgs. 18-4-2016 n.50, D.lgs. 19-4-2017 n.56 e D.P.R. 207/10 art. 24 e art 26.

Le analisi condotte hanno permesso di pre-dimensionare e verificare l'idoneità statica e sismica degli elementi strutturali delle nuove opere previste in progetto, coerentemente con le finalità previste per il livello di progettazione definitiva.