COMUNE DI PARMA
Provincia di Parma

ASSESSORATO ALLO SPORT U.O. MANUTENZIONE IMPIANTI

IMPIANTO NATATORIO "GIACOMO FERRARI"

CONTENUTO DEL FASCICOLO

RELAZIONE DI CALCOLO - STRALCIO 1

RELAZIONE DI CALCOLO

ELABORATO

R5.1

CODICE

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE / VULNERABILITA' SISMICA

STRALCIO 1

©I.S.I. Ingegneria e Ambiente - Ing. Gian Lorenzo Bernini - Ing. Rosaria Ragazzini
Via Martiri della Liberazione, 36 - 43126 Vicofertile (PR)
cod.fisc. e P.I. 02577010347 Tel. 0521 941229 - info@isiingegneriaeambiente.it

RELAZIONE DI CALCOLO - UNITÀ STRUTTURALE STRALCIO 1

1 PREMESSA

Le Verifiche numeriche condotte sugli aggregati strutturali sono organizzate in singoli elaborati di calcolo specifici per unità strutturale in cui in cui si è provveduto a :

- Illustrare le ipotesi alla base della modellazione numerica
- Identificare gli schemi statici impiegati
- Definire i valori numerici dei parametri coinvolti
- Riportare i passaggi maggiormente significativi delle analisi svolte
- Illustrare i risultati delle analisi, sintetizzandoli mediante restituzioni grafiche e tabelle di sintesi

Le verifiche svolte saranno sia di tipo statico alle TA (in quanto metodo di dimensionamento vigente all'epoca di realizzazione dei fabbricati) per la definizione del progetto simulato di analisi (implementato con le indagini pacometriche ed i sondaggi svolti in loco e con gli schemi di armatura ricavati dal progetto originario, secondo la modalità descritta in Relazione Metodologica R2, allegata al presente studio di Vulnerabilità), che agli SLU (secondo NTC2018).

Gli stessi aggregati strutturali sono quindi analizzati in ambito sismico mediante applicazione del fattore di struttura q (posto pari ad 1.5) in ambito elastico lineare (come illustrato e motivato in Relazione Metodologica del presente studio di vulnerabilità). In particolare, il Capitolo 1 della relazione sarà dedicato alla illustrazione delle ipotesi generali alla base delle analisi, mentre i successivi Capitoli 2-3-4-5-6. saranno focalizzati sulle verifiche strutturali in ambito statico e sismico con relativa presentazione dei risultati.

In relazione sarà quindi dedicato spazio alla valutazione in condizioni sismiche e statiche delle vasche in c.a. come pure sarà dedicato un capitolo alla verifica statica della struttura di copertura organizzata su travi reticolari metalliche, di cui non è stata ritrovata traccia nella documentazione di archivio e nei verbali di collaudo. Su quest'ultima, considerata la necessità "costruttiva" della sua sostituzione anche in ragione della incertezza sulla geometria e condizione delle unioni bullonate (in ragione della loro limitata ispezionabilità, come già motivato in relazione R1 ed in relazione metodologica R2), non si è ritenuto di dovere approcciare alcuna verifica dinamica

Per brevità di presentazione e consultazione della Relazione, inoltre, alcuni risultati saranno solo esposti in veste riepilogativa, rimandando ai Tabulati numerici a messi a disposizione della SA su richiesta.

La Fase finale SINTESI DEI RISULTATI è quindi sviluppata in apposito documento, denominato R6 : RELAZIONE DI SINTESI, in cui, vengono esposti:

- Le caratteristiche strutturali tipologiche degli aggregati strutturali di analisi;
- L'elenco delle prove distruttive e non distruttive effettuate con relativi risultati;
- Tavole grafiche con indicazione della ubicazione delle prove;
- Procedure di calcolo utilizzate per la modellazione degli aggregati strutturali;
- L'interpretazione dei risultati forniti dai modelli numerici;
- L'indicazione delle vulnerabilità riscontrate e/o presunte, sulla base delle analisi numeriche e qualitative;
- L'indicazione delle vulnerabilità non quantificabili numericamente riscontate negli elementi non strutturali;
- La Scheda Livello 0 RER compilata
- La "Scheda di sintesi della verifica sismica per edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico" compilata con relativa Appendice;
- L'indicazione degli interventi necessari.

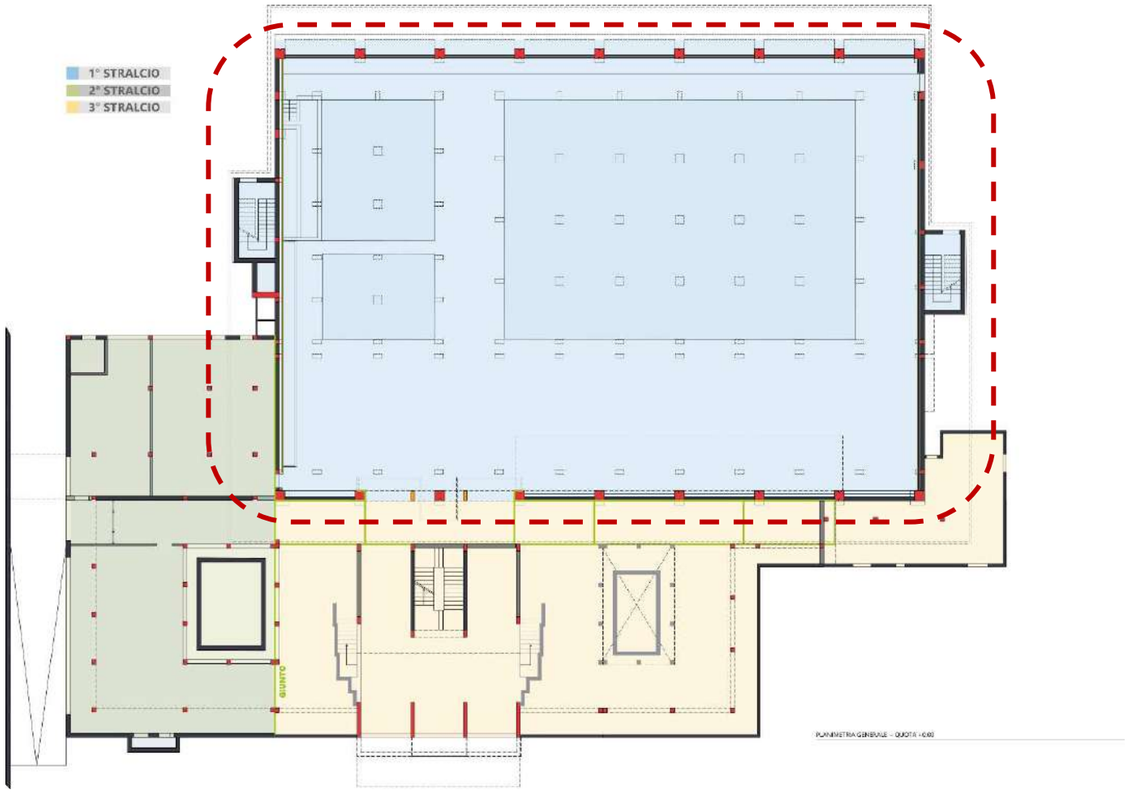


Figura 1 : Organizzazione delle 3 unità strutturali in aggregato

Come previsto a Disciplinare nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche, il livello di sicurezza della costruzione sarà quantificato attraverso ζ_E definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica

massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi variabili.

Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo $a_g \times S$.

Nelle verifiche rispetto alle azioni non sismiche, il livello di sicurezza della costruzione può mutare da porzione a porzione della costruzione medesima e, per l'i-esima porzione, dovrà essere quantificato attraverso $\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Oltre alle verifiche statiche e sismiche si provvederà a :

A. Evidenziate le vulnerabilità non valutabili numericamente
B. Valutare la deformabilità delle singole unità strutturali e la rispettiva conformità con le caratteristiche dei giunti costruttivi presenti in loco.

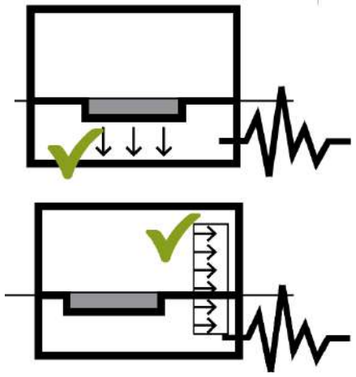
In merito al METODO DI ANALISI ed alle IPOTESI assunte nelle analisi numeriche si rimanda a quanto esposto in Relazione Metodologica R2.

2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

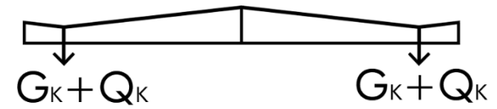
Come già esposto in Relazione Metodologica R2 RELATIVAMENTE ALLA DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA sono state effettuate le seguenti assunzioni:

a. Non è stata considerata l'azione del vento
b. Non è stato considerato l'effetto di distorsione termica sulle strutture in c.a
c. I tamponamenti in muratura sono stati simulati privi di rigidezza, quindi come azioni lineari portate ripartite al 50% tra le travi di interpiano, annoverate nel conteggio delle masse sismiche,
d. I solai dei locali interni sono stati tutti attribuiti alla classe C4 con coeff. ψ pari a $\psi_{0j} = 0.7$, $\psi_{1j}=0.7$, $\psi_{2j}=0.6$
e. I solai delle coperture praticabili sono anch'essi stati considerati in classe C4
f. Le coperture non praticabili sono state considerate in classe H
g. La rigidezza dei solai è stata proporzionata allo spessore della soletta
h. I rivestimenti delle pareti sono stati modellati come carichi portati di superficie, considerati nel calcolo delle masse sismiche
i. La spinta del terreno sulle murature contro terra è stata valutata considerando il valore di spinta a riposo con applicazione della pressione come carico di superficie contabilizzato nel conteggio delle masse sismiche. In analisi dinamica la spinta litostatica del terreno "a riposo" è quindi amplificata in ragione azione sismica di calcolo con valori leggermente sovrastimati rispetto alla quantificazione condotta con Mononobe Okabe ma adeguati al contesto e alla entità delle spinte stesse (pari ad un ricoprimento di circa 3ml)

Inoltre, per quanto riguarda la Unità Strutturale di Stralcio 1:



j. L'acqua invasata nelle piscine è stata valutata in termini di peso e spinte idrostatiche sulle pareti. Le azioni sono state modellate come carichi di superficie quindi considerate nel calcolo delle masse sismiche con azioni amplificate in ambito dinamico in proporzione al valore della azione sismica. Tale modalità di analisi non risulta conforme alla modalità di calcolo prevista da UNI EN 1998-5 all'Appendice E, ma visti i modesti livelli di battente, il sottodimensionamento introdotto nella analisi non è stato ritenuto rilevante ai fini delle verifiche.
k. La struttura di copertura di tipo "leggero" su travi reticolari metalliche è stata analizzata a parte in ambito TA e SL. Le reazioni vincolari agli appoggi delle travi reticolari e delle terzere di falda in combinazione SLE sono state quindi introdotte come azioni generiche di tipo permanente portato ed accidentale (suddividendo pesi propri e portati da azioni accidentali della neve) nel modello generale di Unità strutturale 1. Con tale schematizzazione si è prudenzialmente sovrastimato il valore delle azioni vincolari trasmesse dalla struttura di copertura.



In merito alla modellazione della struttura metallica di copertura devono invece essere evidenziate le seguenti considerazioni ed ipotesi di analisi:

- ⇨ Le strutture metalliche sono state modellate in ragione del rilievo effettuato in sito, con i limiti di accessibilità prima descritti;
- ⇨ Per tale ragione non si è ritenuto di dovere rilevare i nodi bullonati in considerazione della impossibilità di un rilievo fedele e completo di tutte le unioni (pur nella ripetitività di alcuni tipologici ma nel limite di impossibilità di rilievo di alcuni tipologici)
- ⇨ In considerazione delle circostanze precedenti le verifiche sulle travature sono state limitate alle verifiche sezionali dei profili metallici, escludendo le verifiche ai nodi
- ⇨ Gli arcarecci di connessione tra le travature reticolari non sono stati modellati in quanto profili non strutturali
- ⇨ I controventi di piano e di copertura sono invece stati modellati come aste tese nelle sezioni di rilievo
- ⇨ Le azioni trasmesse dagli arcarecci sono state modellate come azioni puntuali nodali sulle travi reticolari
- ⇨ L'appoggio delle travi reticolari sulle travi in c.a. di copertura di unità strutturale 1 è stato modellato a cerniera
- ⇨ Nella modellazione a cerniera dell'appoggio si è ammessa la piena continuità all'appoggio del tirante di intradosso della reticolare.

Ancora sulla modellazione delle azioni idrodinamiche sulle vasche, si precisa che la spinta è stata considerata tenendo conto del solo suo contributo IMPULSIVO e non della porzione CONVETTIVA che, invece, nel caso di fluido contenuto in una struttura rigida (come le vasche in esame), condurrebbe alla distribuzione delle pressioni come da figura seguente.

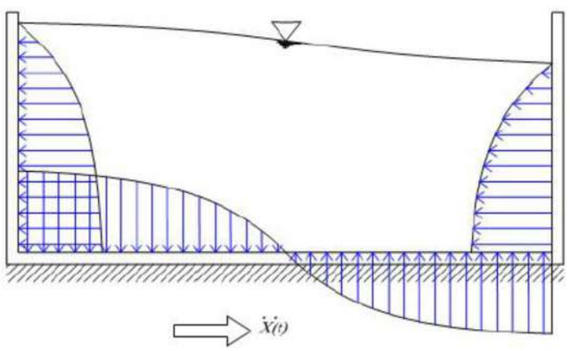


Figura 2: Distribuzione delle pressioni in ambito dinamico

Come si può notare, sotto l'accelerazione laterale la massa liquida in prossimità del pelo libero non tende a traslare rigidamente con il contenitore, per cui, a contatto con le pareti, il liquido è costretto a spostarsi verticalmente, dando origine ad onde sismiche di tipo convettivo. I periodi di queste oscillazioni, dette sloshing, sono tipicamente piuttosto elevati, fino a 6-10 secondi, e sono maggiormente influenzati dal livello degli spostamenti piuttosto che dalle accelerazioni del terreno. Vicino al fondo, invece, il liquido è costretto a muoversi in modo solidale con il contenitore (moto impulsivo), andando ad incrementare la massa inerziale della struttura. Le due componenti sopraindicate dell'azione sismica danno origine a pressioni sulle pareti del contenitore il cui andamento è rappresentato nella figura (come si può notare le pressioni in una determinata sezione hanno la stessa direzione, determinando compressione su una parete e aspirazione sulla parete opposta).

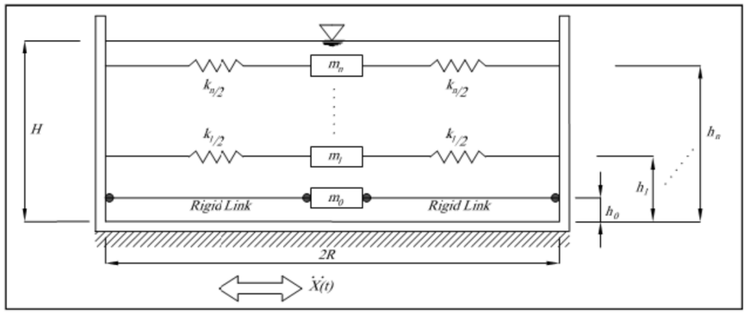


Figura 3: Modello dinamico per la simulazione delle azioni idrodinamiche sulle vasche

La massa m_0, detta massa impulsiva, è connessa rigidamente alle pareti e rappresenta la quantità di liquido che si sposta in modo solidale con il contenitore; i diversi moti convettivi, invece, sono modellati dalle sottomasse m_1, m_2, …, m_n, ciascuna collegata al guscio da una molla ideale la cui rigidezza è funzione della frequenza del moto di sloshing ad esso associato. Sulla base di questa teoria sono state elaborate negli anni diverse formule risolutive più o meno complesse per calcolare le sovrappressioni sismiche del liquido sulle pareti del contenitore tra le quali quelle proposte in EC8-4.

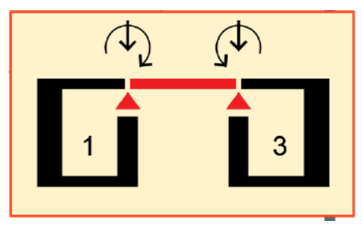
Le accelerazioni corrispondenti ai periodi di vibrazione convettiva saranno ricavati secondo norma (con accelerazioni sismiche calcolate con riferimento agli spettri elastici di risposta indicati da NTC 2018 + RSL) utilizzando uno spettro elastico caratterizzato da un coefficiente di smorzamento viscoso uguale allo 0,5%.

La quantificazione della sovrapressione indotta in ambito dinamico sulla vasca sarà quindi pari alla somma della componente impulsiva ed convettiva ed e ed eventualmente di quella dovuta al sisma verticale

In questa sede, considerati i modesti battenti le sovrapressioni indotte da moti convettivi NON SONO STATE VALUTATE in quanto NON direttamente pertinenti con la sicurezza sismica della struttura quanto piuttosto con la sua operatività.

Il tema tuttavia meriterà un approfondimento tecnico per valutare in dettaglio gli effetti delle azioni sismiche sul quadro fessurativo delle vasche quindi sulla loro fruibilità ed efficienza.

La condizione dei campi di solaio in appoggio su unità strutturali diverse (ossia tra unità di stralcio 1 e 3 su più livelli di impalcato) è stata valutata applicando alle strutture di appoggio (di unita strutturali diverse) le reazioni vincolari di appoggio dei campi di solaio, scindendole in reazioni vincolari indotte da:



- Pesi propri e Permanenti portati
- Azioni accidentali

All'azione verticale di taglio è stata abbinato un momento torcente indotto dalla eccentricità geometrica dell'appoggio de solaio rispetto all'asse dell'elemento strutturale oggetto di analisi. Con tale modellazione non si è quindi tenuto conto di alcun effetto irrigidente indotto da tali campi di solaio ma del loro solo contributo al calcolo delle masse sismiche.

La valutazione della labilità sismica di appoggio verrà effettuata in SLV combinando gli spostamenti degli elementi strutturali adiacenti in corrispondenza dell'appoggio di ciascun campo di solaio. Questa condizione, come illustrato in relazione metodologica R2, è presente negli impalcati di livello +0.00, +2.65, +7.00. Per maggiori dettagli si rimanda alle figure 9 di Relazione Metodologica. Di seguito si ripropone il solo particolare del giunto.

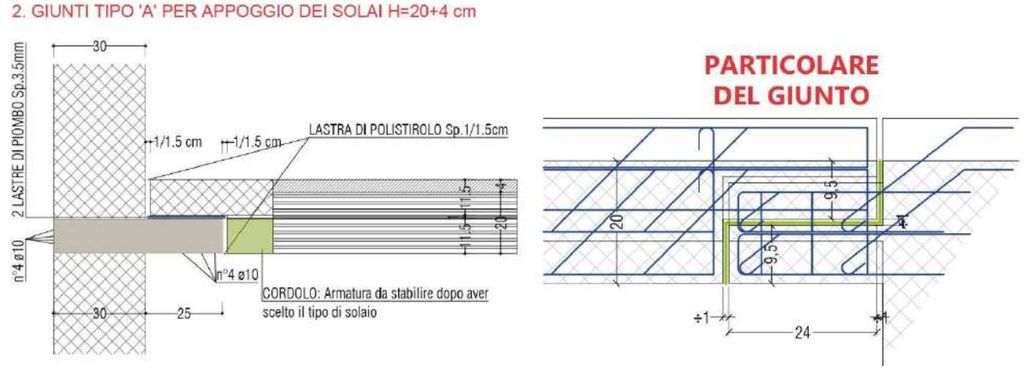


Figura 4: Particolare del sistema di appoggio dei campi di solaio tra unità strutturali 1 e

A seguire verranno riepilogate le azioni considerate nella analisi strutturale, motivandone la quantificazione e la modalità di applicazione nel modello f.e.m.

2.1 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA - SOLAI

I settori di solaio presenti nella unità strutturale di Stralcio 1 sono riassumibili nei 5 tipologici stratigrafici di seguito indicati ed assunti alla base dei calcoli di verifica. Le orditure dei campi di solaio sono coerenti con lo stato dei luoghi e con quanto riscontrato negli elaborati originari implementati delle varianti adottate in corso d'opera

Le azioni permanenti (pesi propri e portati) ed accidentali indicate riprendono i dati di progetto originario con verifica della effettiva coerenza con quanto effettivamente riscontrato in opera

2.1.1 SOLAIO DI PRIMO IMPALCATO 36+4 (sala vasche)

Solaio in latero cemento di spessore 36+4cm(medi) con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm

- Peso proprio 450 daN/mq
- Peso portato 100 daN/mq
- Azioni accidentali 500 daN/mq
- Carico totale 1050 daN/mq
- Contributo di piano rigido SI' – 4 cm

2.1.2 SOLAIO DI PRIMO IMPALCATO 20+4 (solai di tipo A e B della sala vasche)

Solaio in latero cemento di spessore 20+4cm(medi) con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm,

- Peso proprio 300 daN/mq
- Peso portato 100 daN/mq
- Azioni accidentali 500 daN/mq
- Carico totale 900 daN/mq
- Contributo di piano rigido SI' – 4 cm

2.1.3 SOLAIO DI SECONDO IMPALCATO (livello balcone)

Solaio in latero cemento di spessore 20+4cm(medi) con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm,

- Peso proprio 300 daN/mq
- Peso portato 300 daN/mq
- Azioni accidentali 300 daN/mq
- Carico totale 900 daN/mq
- Contributo di piano rigido SI' – 4 cm

2.1.4 SOLAIO DI TERZO IMPALCATO (livello tribune)

Soletta piena in c.a. di spessore pari a 12 cm, con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm.

- Peso proprio 250 daN/mq
- Peso portato 200 daN/mq
- Azioni accidentali 150 daN/mq
- Carico Totale 600 daN/mq
- Contributo di piano rigido SI' – 20 cm

2.1.5 SOLAIO DI QUARTO IMPALCATO (copertura)

Copertura realizzata con travature reticolari metalliche a cui verrà dedicato uno specifico capitolo di analisi statica.

- Peso proprio 100 daN/mq
- Peso portato 100 daN/mq
- Azioni accidentali 100 daN/mq
- Carico Totale 300 daN/mq
- Contributo di piano rigido NO

In copertura l'azione della neve è stata considerata pari a 90daN/mq nella modellazione TA (riferita la 1972) ed incrementato a 130daN/mq nella modellazione SLU NTC2018

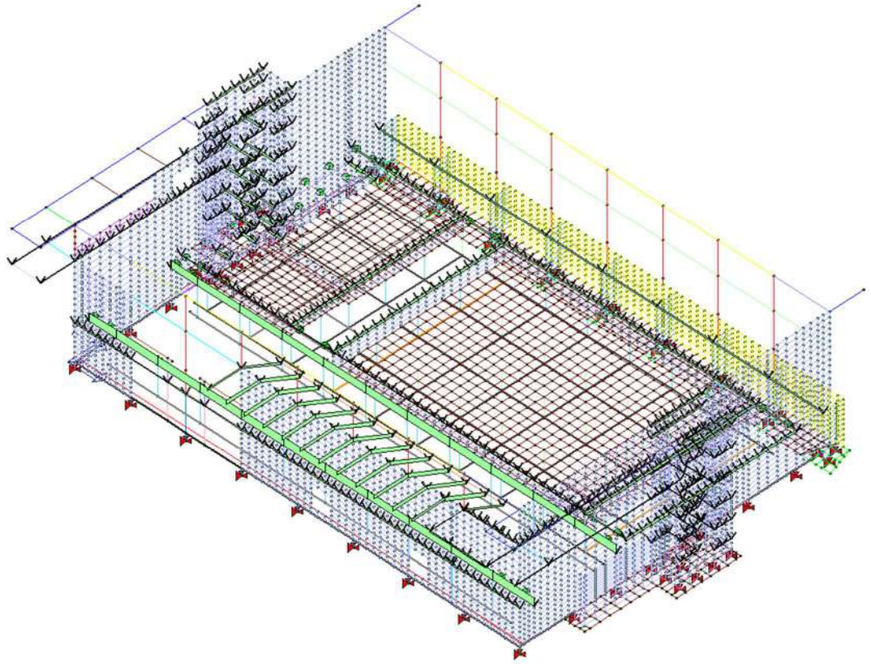


Figura 5 ***Permanenti G1 da scarico solai***

2.1.6 TABELLA DATI ELEMENTI SOLAIO

In tabella sono riepilogate le caratteristiche dei solai come recepite in modellazione di analisi TA

ID Arch.	Tipo	G1k	G2k	Qk	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2							
1	Variab.	4.50e-02	1.00e-02	5.00e-02		1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
2	Variab.	3.00e-02	1.00e-02	5.00e-02		1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
3	Variab.	3.00e-02	1.50e-02	1.20e-02		1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
4	Variab.	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02		1.00	0.70	0.70	0.60	0.60	1.00
5	Variab.	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02		1.00	1.00	0.90	0.80	0.80	1.00
6	Variab.	5.00e-02		6.00e-02		1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00
7	Variab.	3.00e-02		1.00e-02		1.00	0.70	0.50	0.30	0.30	1.00

2.1.7 AZIONI TRASMESSE DALLA COPERTURA METALLICA ALLA STRUTTURA IN C.A. DI STRALCIO 1

L'analisi statica in TA ed SL della struttura metallica è stata finalizzata sia alla valutazione della struttura di copertura in sé sia alla definizione delle azioni vincolari trasmesse alla struttura "di appoggio"

A seguire in forma tabellare sono riepilogate le massime azioni vincolari di appoggio delle travature reticolari e delle terzere, rispettivamente, sui pilastri in c.a e sui muri in c.a., rimandato al capitolo dedicato per maggiori dettagli.

Si noti come le azioni vincolari puntuali trasmesse dalle travi reticolari:

- Siano state distinte nei contributi (G1+G2) e Q, così da potere allineare le combinazioni delle azioni anche per l'analisi strutturale di Stralcio 1;
- Comprendano sempre un contributo di azione orizzontale allineata con il lato trasversale del fabbricato (ossia lungo l'asse dei muri in c.a), relativo ad un contributo "spingente" che il sistema di appoggio non riesce completamente ad elidere.

Figura 6: Particolare appoggio della travatura reticolare

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 +-CN: Fy=1720.00 Fz=-1.577e+04	0.0	1720.00	-1.577e+04	0.0	0.0	0.0
2	AZIONI TRAVI RETICOLARI INT G2 +-CN: Fy=1800.00 Fz=-2.050e+04	0.0	1800.00	-2.050e+04	0.0	0.0	0.0
3	AZIONI TRAVE RETICOLARE EXT/INT Q +-CN :Fy=1500.00 Fz=-1.100e+04	0.0	1500.00	-1.100e+04	0.0	0.0	0.0
6	AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 --CN: Fy=-1720.00 Fz=-1.577e+04	0.0	-1720.00	-1.577e+04	0.0	0.0	0.0
7	AZIONI TRAVI RETICOLARI INT G2 --CN: Fy=-1800.00 Fz=-2.050e+04	0.0	-1800.00	-2.050e+04	0.0	0.0	0.0
8	AZIONI TRAVE RETICOLARE EXT/INT Q --CN: Fy=-1500.00 Fz=-1.100e+04	0.0	-1500.00	-1.100e+04	0.0	0.0	0.0

Le azioni trasmesse dalle terzere sono invece state modellate come azioni lineari (G1+G2) e Q distribuite lungo lo sviluppo dei muri in c.a. delle pareti trasversali e dei vani scala adiacenti, nei moduli indicati in tabella seguente.

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
35	G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG: Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70	0.0	-3.20	0.0	-5.70	0.0	0.0	0.0
37	Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG: Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85	0.0	-1.60	0.0	-2.85	0.0	0.0	0.0
38	G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG: Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70	0.0	3.20	0.0	-5.70	0.0	0.0	0.0
39	Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85	0.0	1.60	0.0	-2.85	0.0	0.0	0.0

Anche in questo caso, lo scarico delle terzere e degli arcarecci lungo i muri trasversali (genericamente indicati come arcarecci nella identificazione del carico generico in modellazione), tiene conto delle azioni verticali e di azioni orizzontali connesse con la inclinazione di falda. L'azione accidentale, posta pari a 100daN/mq è stata utilizzata indistintamente sia nelle combinazioni solo accidentali che con neve.

2.1.8 MODELLAZIONE DEL FRONTALINO PERIMETRALE DI COPERTURA

Il perimetro della copertura è contornato da un frontalino i altezza pari a circa 240cm realizzato con lastre in c.a. prefabbricate di spessore stimato pari a 15cm.

Il dettaglio decorati non figura in nessun elaborato progettuale. Le dimensioni citate sono state rilevate in via approssimativa sporgendosi nel vano di sottotetto dal solaio di copertura dei vani scala laterali..

Le lastre in c.a. sono quindi collegate alle pareti in c.a. dei lati trasversali mediante doppia connessione con profilo tubolare metallico posta ad interasse di circa 1.2ml. La lunghezza delle lastre è pari a circa 2.4m. Ogni lastra è agganciata al perimetro della parete in c.a. da una coppia di doppi fissaggi in tubolare. Lungo i lati longitudinali non è stato possibile rilevare la modalità di connessione del frontalino perimetrale prefabbricato con le travature reticolari metalliche di copertura.

Figura 7: Particolare del frontalino

L'azione del frontalino è stata modellata come:

- Azione puntuale sulle estremità delle travature reticolari con conseguente azione flettente indotta dalla eccentricità di installazione
- Azione lineare lungo il lati trasversali, ossia lungo le pareti in c.a., ancora nel suo contributo di azione verticale e di flettente

AZIONI PUNTUALI INDOTTE DAL FRONTALINO PERIMETRALE SULLE TRAVATURE RETICOLARI

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
4	FRONTALINO C.A. SU MENSOLE +-CN: Fz=-2565.00 My= 1.283e+05	0.0	0.0	-2565.00	0.0	1.283e+05	0.0
5	FRONTALINO C.A. SU MENSOLE --CN: Fz=-2565.00 My=-1.283e+05	0.0	0.0	-2565.00	0.0	-1.283e+05	0.0

AZIONI LINEARI INDOTTE DAL FRONTALINO PERIMETRALE SULLE TRAVATURE RETICOLARI

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
9	FRONTALINO SU TRAVI Y+-DG: Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=450.00 Myf=450.00	0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	450.00	0.0
		0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	450.00	0.0
10	FRONTALINO SU TRAVI Y--DG: Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00	0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	-450.00	0.0
		0.0	0.0	0.0	-9.00	0.0	-450.00	0.0
13	FRONTALINO SU TRAVI X+-DG: Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=450.00 Mxf=450.00	0.0	0.0	0.0	-9.00	450.00	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-9.00	450.00	0.0	0.0
14	FRONTALINO SU TRAVI X--DG: Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=-450.00 Mxf=-450.00	0.0	0.0	0.0	-9.00	-450.00	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-9.00	-450.00	0.0	0.0

Per la quantificazione dei moduli inseriti in modellazione sono state effettuate le seguenti considerazioni:

AZIONI FRONTALINO C.A. SU MENSOLE M37 M32 M43 M56 Y+ , Y-

Fz = 5.7ml x 2.4ml x 0.15ml x 2500 daN/mc x 0.5 = 2.565 daN

Eccentricità = 0.5ml

My = 2.565 daN x 50 cm = 128.250 daN cm

AZIONI FRONTALINO C.A. SU TRAVI T30-T46

fz = 2500 x 2.4 x 0.15 = 900 daN/ml

my = 900 daN/ml x 0.50ml = 450 daNcm/cm

2.1.9 AZIONI TRASMESSE DAI SOLAI IN APPOGGIO SU UNITA' STRUTTURALI DISTINTE

Il calcolo è stato condotto inserendo la reazione vincolare di appoggio dei solai in questione come azioni lineari lungo le travi o mensole di appoggio. Tale azione è comprensiva del momento indotto dalla eccentricità tra asse geometrico dell'appoggio ed asse dell'elemento strutturale di sostegno.

Il modulo delle azioni è stato valutato in termini di pesi propri e portati (G1+G2) e, a parte, accidentali (Q), considerando le azioni previste a progetto per i solai in questione (valori la cui coerenza è stata riscontrata in sito con riferimento a stratigrafie di pavimentazione ed uso degli ambienti). La luce di calcolo è stata considerata pari a 3ml e le azioni sono state ripartite al 50% tra gli appoggi delle due unità strutturali attigue (unità 1 ed unità 3)

A seguire in forma le azioni implementate a modello f.e.m.:

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
16	3 SOLAIO CAMPO SU APPOGGIO GERBER _GK-DG: Fzi=-4.50 Fzf=-4.50 Mxi=-115.00 Mxf=-115.00	0.0	0.0	0.0	-4.50	-115.00	0.0	0.0
17	3 SOLAIO CAMPO SU APPOGGIO GERBER _QK-DG: Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=-225.00 Mxf=-225.00	0.0	0.0	0.0	-9.00	-225.00	0.0	0.0
19	2 SOLAIO CAMPO SU GERBER GK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00	0.0	0.0	0.0	-7.50	190.00	0.0	0.0
20	2 SOLAIO CAMPO SU GERBER QK-DG: Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00	0.0	0.0	0.0	-7.50	190.00	0.0	0.0

Con riferimento al 3° livello di solaio inoltre, l'effetto di appoggio dei solai in questione sulle mensole esterne è stato cautelativamente modellato come azione puntuale (nel suo contributo in G e Q) alla estremità della mensola, secondo i valori tabellari in modulo seguenti:

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
32	APPOGGIO CAMPO SOLAIO 3 LIV_GK-CN:Fz=-1350.00	0.0	0.0	-1350.00	0.0	0.0	0.0
33	APPOGGIO CAMPO SOLAIO 3 LIV_QK-CN:Fz=-2700.00	0.0	0.0	-2700.00	0.0	0.0	0.0

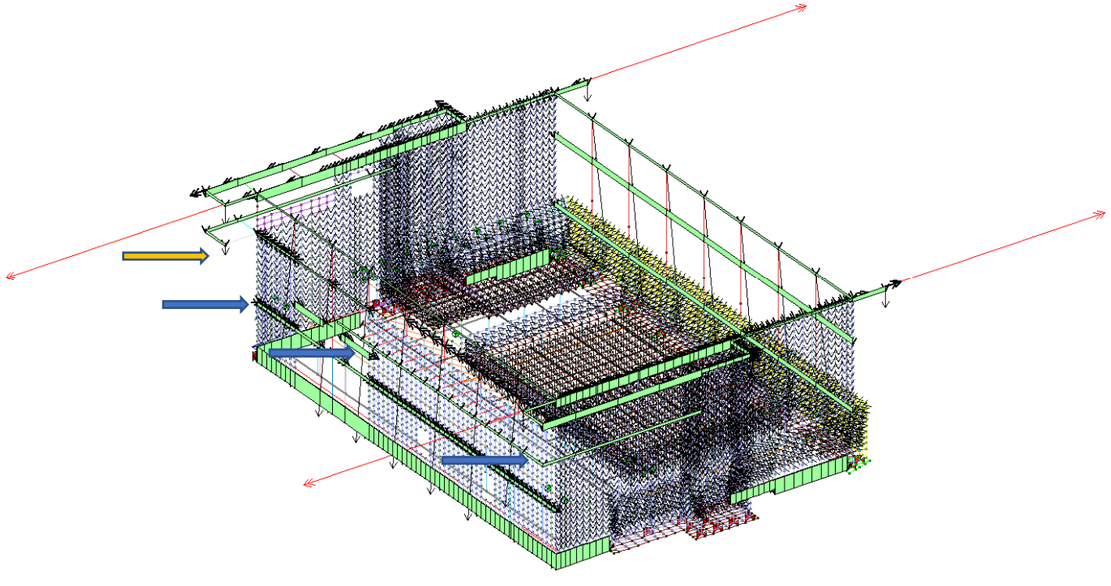


Figura 8 ***Portati G2 applicati***

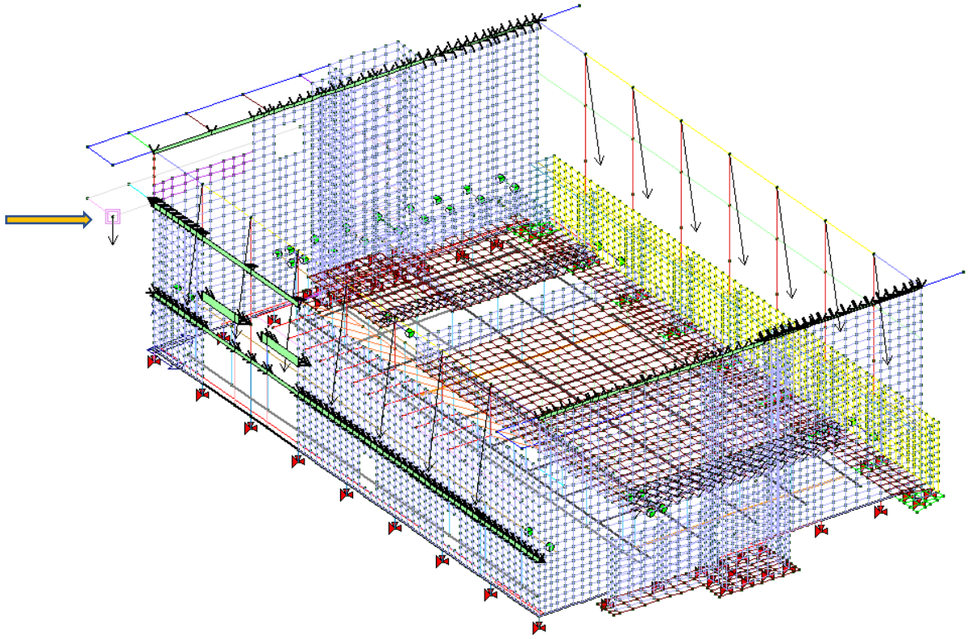


Figura 9 Accidentali Q applicati

2.2 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – TAMPONAMENTI

I tamponamenti perimetrali sono stati modellati come meri carichi lineari distribuiti lungo le travi di bordo, insieme con i serramenti di facciata (ove presenti). Non si è quindi considerato alcun contributo irrigidente dei tamponamenti esterni. Come già esposto in relazione metodologica si è cautelativamente suddiviso al 50% il peso della elevazione del tamponamento tra le travature di piano inferiore e superiore.

Secondo tale criterio, considerati i portati indotti dalle stratigrafie seguenti:

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
11	PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG: Fzi=-6.00 Fzf=-6.00	0.0	0.0	0.0	-6.00	0.0	0.0	0.0
12	PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG: Fzi=-5.00 Fzf=-5.00	0.0	0.0	0.0	-5.00	0.0	0.0	0.0

I pannelli di tamponamento (come definiti in analisi) sono serviti per modellare il portato relativo ai tamponamenti di facciata, realizzati con serramenti in alluminio e vetro, per i quali è stato stimato un peso di 300daN/mq su un interpiano di 4ml, per complessivi 1200daN/ml ripartiti al 50% tra le travi di impalcato di quota +7.00 (tribune) e di copertura.

Per le vetrate si è considerato in peso di circa 330daN/mq per un interpiano di 3ml, per tale ragione la trave intermedia della sala delle vasche, di collegamento tra i pilastri, è stata verificata con una azione lineare portata complessiva di 1500daN/ml, la trave di copertura, invece, con una azione lineare di 500daN/ml. Per la trave di bordo a livello del piano delle vasche si è invece considerata una azione lineare permanente di 1000daN/ml.

2.3 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA - RIVESTIMENTI

I rivestimenti delle pareti trasversali sono stati modellati come azioni di superficie di tipo verticale applicati agli elementi D3 di modellazione delle pareti in c.a. trasversali e del vano scala (per cui è stata accertata in sito e a progetto la stratigrafia con parete portante in c.a. , rivestimento esterno ceramico ed interno in laterizio). Il valore assunto per la simulazione del portato tiene conto della incidenza in peso del rivestimento stratigrafico oltre al peso proprio della parete in c.a. di spessore pari a 30cm. Tale valore è stato stimato in 200daN/mq (considerando 3cm di rivestimento ceramico , 6cm complessivi di intonaco e 20 di parete in laterizio forato).

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
18	PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+04	-0.02	1.000e+05	0.02

2.4 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – SPINTE DEL TERRENO

Le spinte del terreno sulla parete in c.a. interrata per una elevazione di 3ml sono state considerate nel loro contributo di spinta a riposo con coeff. K0 pari a 0.577 (nella ipotesi di angolo di attrito del terreno pari a 25°) e peso specifico del terreno di 1900daN/mc. L'azione è stata applicata come carico di superficie di andamento triangolare di cui si è tenuto conto nelle analisi delle masse sismiche, quindi del conseguente incremento di spinta indotto dalla azione dinamica.

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
28	SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	0.41	450.00	0.0
29	SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	0.0	-0.41	450.00	0.0
30	SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	0.41	450.00	0.0
31	SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	0.0	-0.41	450.00	0.0

Il terreno di ricoprimento delle strutture di fondazione è stato quindi valutato in termini di azione lineare portata proporzionata alla quota di ricoprimento, secondo i valori seguenti.

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
40	PESO RICOPRIMENTO_B270-DG: Fzi=-34.00 Fzf=-34.00	0.0	0.0	0.0	-34.00	0.0	0.0	0.0
41	PESO RICOPRIMENTO_B180-DG: Fzi=-22.00 Fzf=-22.00	0.0	0.0	0.0	-22.00	0.0	0.0	0.0

2.5 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – PARAPETTI

I parapetti sono stati modellati nel loro peso con elementi strutturali D3 (fatta eccezione per il parapetto della tribuna a sbalzo) il cui peso è stato valutato in termini di azione lineare portata con componente verticale pari a 150daN/ml e flettente di 120daNml/ml, quest'ultima azione, "impropriamente" (ma a favore di sicurezza) nel conteggio delle azioni portate.

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
15	PARAPETTO TRIBUNE-DG: Fzi=-1.50 Fzf=-1.50 Mxi=-1.20 Mxf=-1.20	0.0	0.0	0.0	-1.50	-1.20	0.0	0.0

2.6 SPINTE IDROSTATICHE ED IDRODINAMICHE DELL'ACQUA NELLE VASCHE

Come esposto all'inizio di questo capitolo, le azioni indotte dall'acqua contenuta nelle vasche sono state valutate sia in termini di peso proprio che di spinte idrostatiche. In ambito dinamico è stato quindi considerato il solo contributo impulsivo delle spinte applicando alle azioni di superficie relative a peso proprio (attribuita agli elementi D3 del fondo) che alla spinta idrostatica (attribuita agli elementi D3 di parete) il valore della pressione stessa moltiplicato per l'accelerazione propria del sito (compresa amplificazione RLS relativa allo SL di analisi).

Come già esposto in relazione metodologica, tale modalità di quantificazione delle spinte idrodinamiche non è conforme con EC8-4 ma, considerato il modesto battente, consente un approssimazione adeguata per i valori di spinta (e soprattutto incrementa l'azione al nodo tra parete di fondo e parete verticale).

A seguire i valori in modulo delle azioni di superficie implementate in analisi (ovviamente comprese nel conteggio delle masse sismiche).

Id	Tipo	ascissa	valore	ascissa	valore
		cm	daN/cm2	cm	daN/cm2
21	PESO ACQUA VASCA 1-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-0.20	1.000e+05	-0.20
22	PESO ACQUA VASCA 2-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-0.10	1.000e+05	-0.10
23	PESO ACQUA VASCA 3-QV:var x - Qz - Area				
	X - X Qz Area L2=0.0	-1.000e+05	-0.07	1.000e+05	-0.10
24	IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	200.00	0.03	450.00	0.0
25	IDROSTATICA V1 Y--QV:var z - Qy - Area				
	Z - Z Qy Area L2=0.0	200.00	-0.03	450.00	0.0
26	IDROSTATICA V1 X+-QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	200.00	0.03	450.00	0.0
27	IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area				
	Z - Z Qx Area L2=0.0	200.00	-0.03	450.00	0.0

3 MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI

Come esposto in Relazione Metodologica R2, la struttura di fondazione è stata verifica in SLU in ambito elastico lineare considerando:

- La presenza di un vincolo di incastro alla base di pilastri in emersione da plinti fondati su pali
- la interazione su suolo elastico per le strutture fondate su graticcio di travi rovesce (costante k di sottofondo ricavata per processo iterativo pressione cedimento riferendosi ad un valore iniziate ricavato dal modulo edometrico dell'orizzonte stratigrafico ritenuto significativo per il bulbo tensionale della strutturale).

Le analisi dinamiche sono state condotte con modello incastrato alla base (a prudenziale sovrastima dell'accelerazione impressa agli elementi strutturali di elevazione).

La geometria e le caratteristiche costruttive delle travi reticolari di fondazione sono state acquisite dal progetto originario del 1972, compresi schemi di armatura. Non sono stati effettuati sulla unità strutturale saggi esplorativi di controllo delle strutture di fondazione

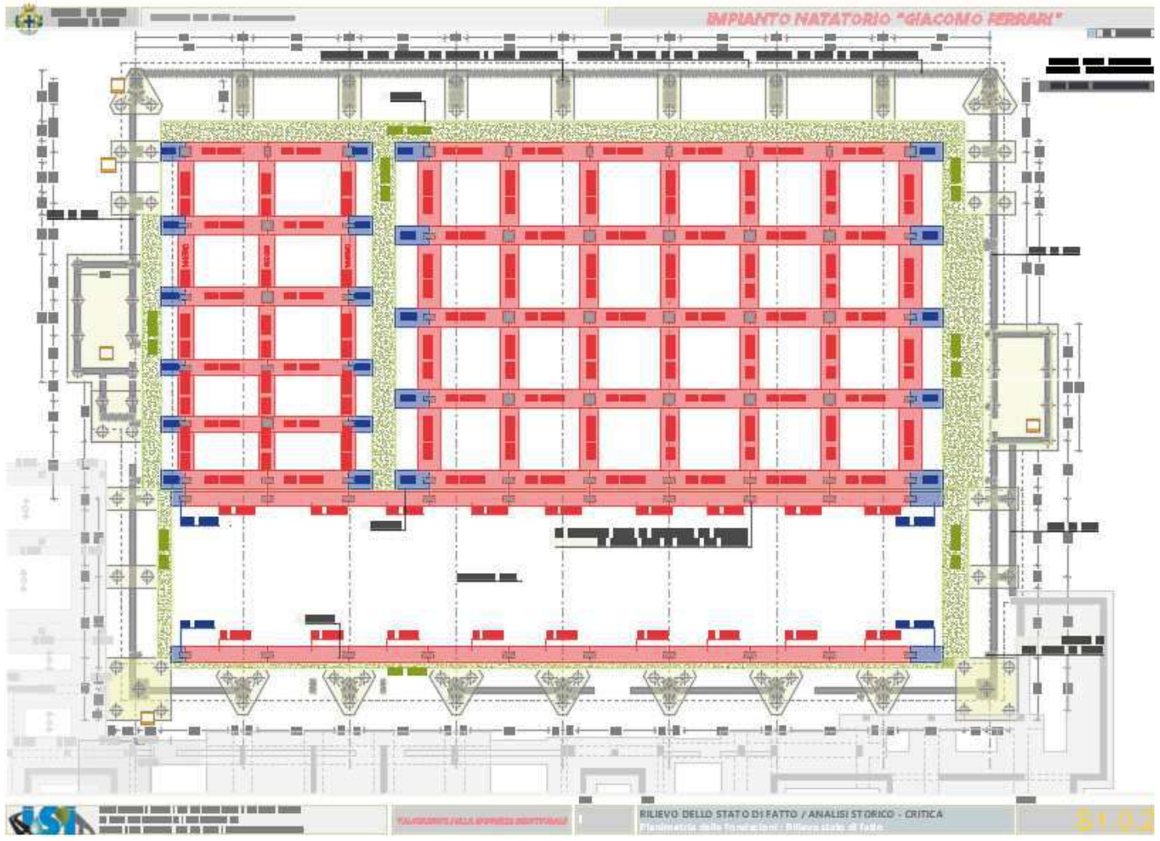


Figura 10 Struttura di fondazione di progetto

La struttura di fondazione di Unità Strutturale 1, come evidenziato in Relazione Metodologica R2 e negli elaborati grafici di rilievo strutturale ed indagine storico critica (Album R2.1), a cui si rimanda per dettagli, è caratterizzata da strutture "profonde" su pali relative agli elementi strutturali dell'edificio di copertura delle vasche. Queste ultime sono invece organizzate su una struttura di fondazione di tipo superficiale a platea nervata (o meglio, armata con nervature).

In sede di analisi si è considerato opportuno modellare insieme fabbricato e vasche in considerazione delle reciproche interazioni presenti non tanto in fondazione (per cui a progetto sono stati previsti giunti costruttivi) ma a livello del primo solaio (ed unico solaio per le vasche) relativo al piano delle vasche.

Come illustrato in Elaborato tecnico R2.1 sussiste infatti la condizione statica esposta in figura seguente, in cui i pilastri di bordo di sostegno delle pareti di delimitazione delle vasche supportano anche in appoggio alcuni campi di solaio dell'impalcato a quota +0.00 relativo al piano delle vasche stesso.

In questa sede tale modellazione generale è finalizzata a valutare se gli spostamenti delle vasche siano compatibili le condizioni di appoggio dei campi di solaio. Il tema dei cedimenti differenziali tra elementi differenti non è stato analizzato in considerazione della totale assenza di fessurazioni che possano lasciare supporre la presenza di distorsioni tra le due strutture fondali.

Sulla struttura di fondazione delle vasche serva evidenziare come visionata la struttura di fondazione, impostata su platea nervata, controllati gli schemi di armatura, si è ritenuto corretto procedere con una modellazione per graticcio di travi rovesce, come da schema seguente.

La modellazione delle travi ha tenuto conto delle nervature di progetto come pure delle armature rispettivamente previste. Si rimanda per maggiori dettagli all'Album grafico di rilievo R2.1 in cui oltre alle planimetrie strutturali di piano, alle sezioni significative sono riportati per ogni elemento strutturale i riferimenti del progetto originale e la implementazione degli schemi di armatura a modello f.e.m..

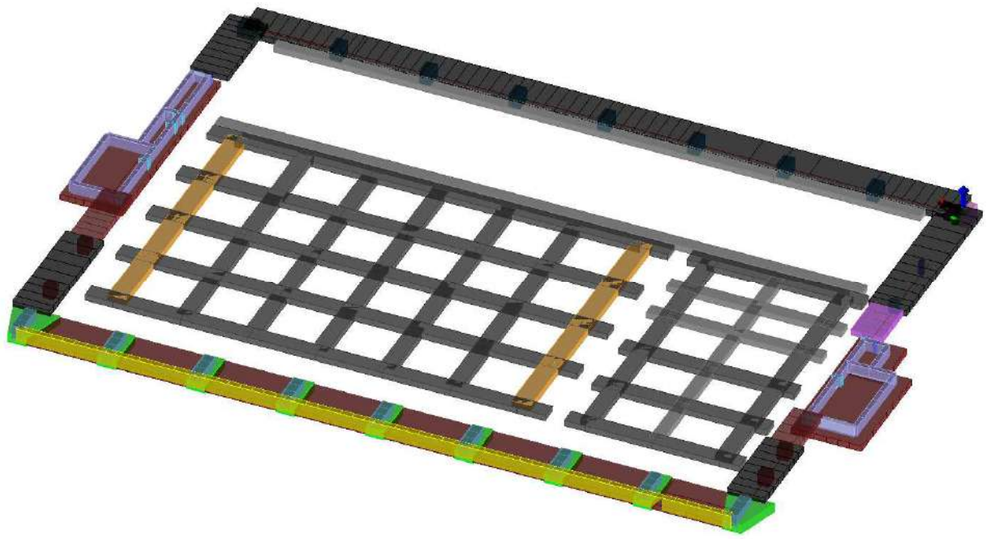
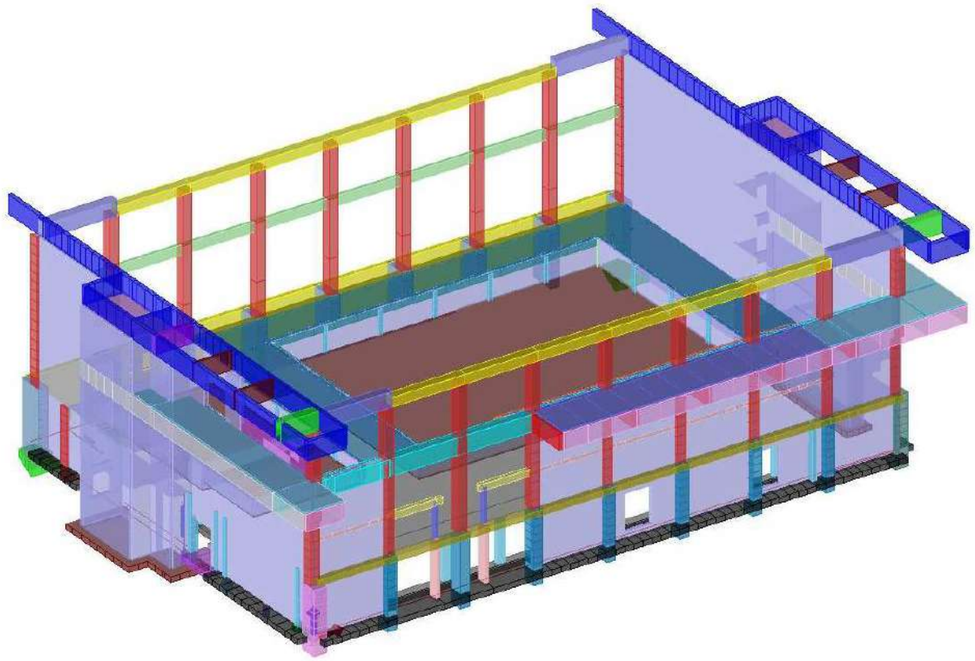


Figura 11 Struttura di fondazione di analisi



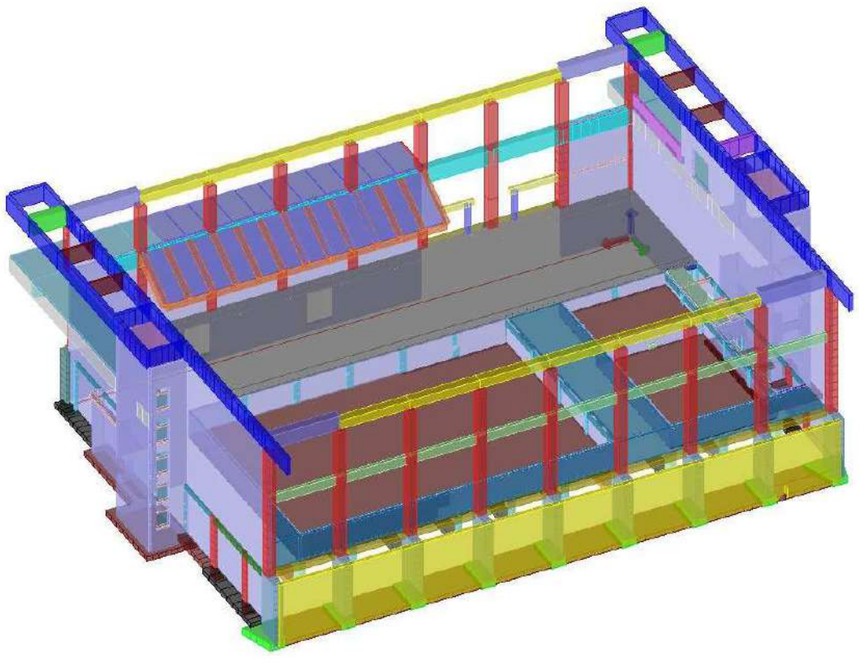


Figura 12 Viste solide del modello strutturale

4 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI

L'analisi statica sarà sviluppata agli SL in ambito elastico lineare

L'analisi sismica sarà di tipo Dinamica Modale con spettro di risposta amplificato con RSL (3° livello) condotta in ambito elastico lineare

LE IPOTESI ALLA BASE DELLE ANALISI STATICHE E DINAMICHE saranno le seguenti:

1. Non saranno considerati effetti di 2° ordine (ossia non linearità geometriche) sia in ambito statico che sismico
2. La struttura sarà considerata in media duttilità, non dissipativa con fattore di comportamento q=1.5
3. Lo Zero sismico è stato posto a quota di piano interrato (ossia considerando il piano interrato non compensato)
4. Non è stata considerata alcuna componente verticale della azione sismica
5. Si è provveduto ad una riduzione del 50% dei valore del modulo elastico longitudinale E (e di conseguenza G) in considerazione dello stato fessurato del cls
6. E' stata considerata una classe d'uso III
7. L'analisi sarà condotta in Approccio 1
8. Nelle analisi SLU e SLE si considereranno i modelli f.e.m. completi delle strutture di fondazione
9. Nelle analisi SLV/SLD/SLO si considereranno i modelli f.e.m. incastrati a piano di fondazione
10. La verifica delle fondazioni superficiali sarà condotta considerando la interazione con un suolo elastico alla Winkler
11. L'acciaio d'armatura sarà considerato a barre lisce
12. La verifica delle fondazioni profonde è condotta con verifica sezionale del palo (nella sezione di incastro sul plinto) e, relativamente alla capacita portante, comparando la reazione vincolare trasmessa con la curva di capacità portante del palo, come ricostruita dalle indagini geognostiche.

4.1 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program
Versione:	PROFESSIONAL 20.11.0
Produttore-Distributore:	2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., Ferrara
Codice Licenza	Dsi5972

Affidabilità dei codici utilizzati
2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm

5 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO

Struttura a telaio in c.a. con le seguenti caratteristiche:

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	7137
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	1841
elementi D3 (per pareti, platee, gusci…)	6567
elementi solaio	83
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-375.00
Xmax =	4910.00
Ymin =	-350.00
Ymax =	3530.00
Zmin =	-90.00
Zmax =	1550.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	SI
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	SI
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	SI
Solai senza la proprietà piano rigido	SI
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	SI
Fondazioni di tipo platea	SI
Fondazioni con elementi solidi	NO

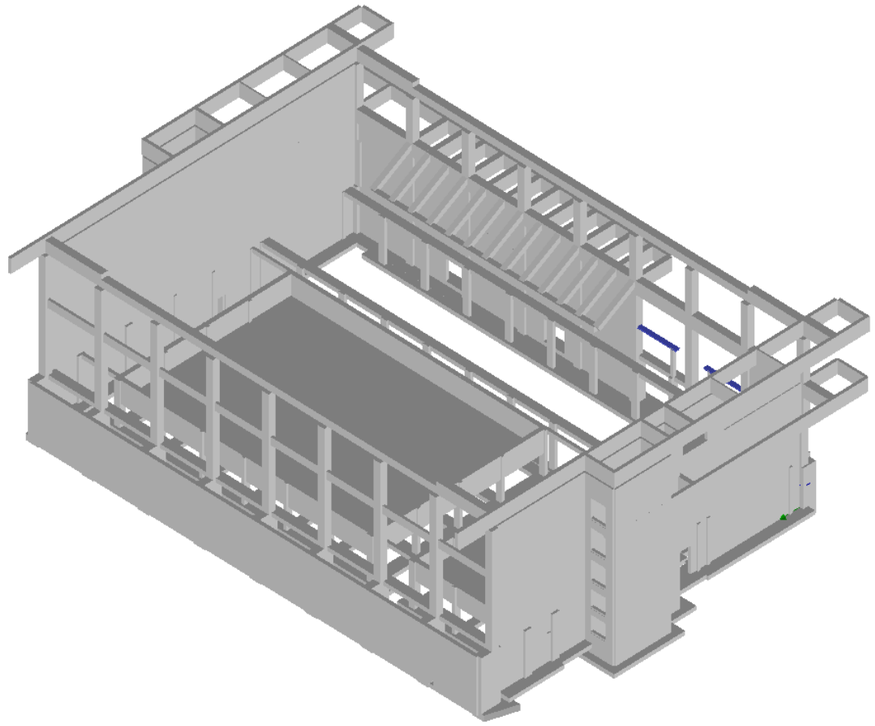


Figura 13 ***Vista del telaio in c.a.***

5.1 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI

Il programma consente l'uso di sezioni diverse. Sono previsti i seguenti tipi di sezione:

1 sezione di tipo generico

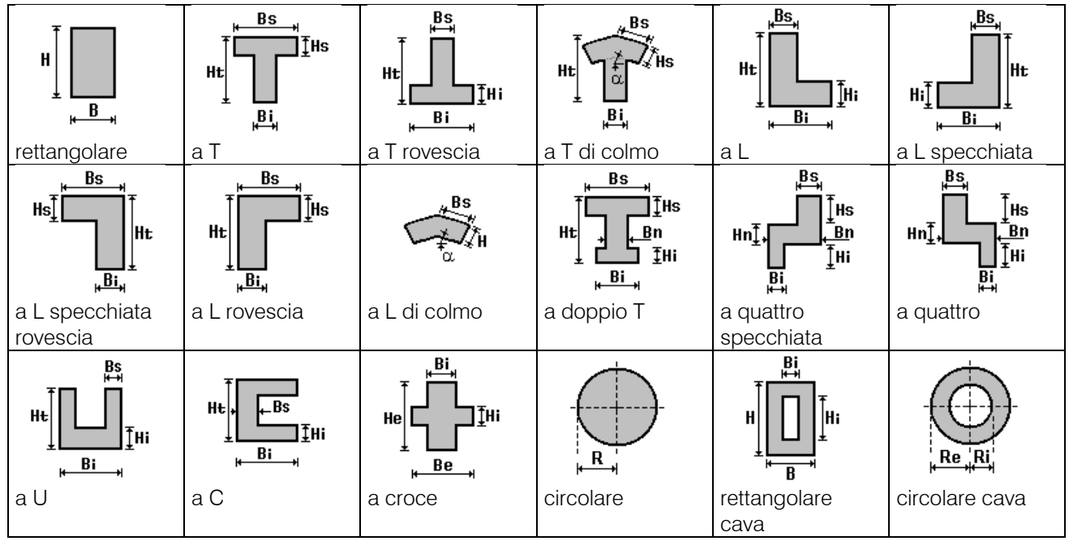
2 profilati semplici

3 profilati accoppiati e speciali

Le sezioni utilizzate nella modellazione sono individuate da una sigla identificativa ed un codice numerico (gli elementi strutturali richiamano quest'ultimo nella propria descrizione). Per ogni sezione vengono riportati in tabella i seguenti dati:

Area	area della sezione
A V2	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 2)
A V3	area della sezione/fattore di taglio (per il taglio in direzione 3)
Jt	fattore torsionale di rigidezza
J2-2	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 2
J3-3	momento d'inerzia della sezione riferito all'asse 3
W2-2	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 2
W3-3	modulo di resistenza della sezione riferito all'asse 3
Wp2-2	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 2
Wp3-3	modulo di resistenza plastico della sezione riferito all'asse 3

I dati soprariportati vengono utilizzati per la determinazione dei carichi inerziali e per la definizione delle rigidezze degli elementi strutturali; qualora il valore di Area V2 (e/o Area V3) sia nullo la deformabilità per taglio V2 (e/o V3) è trascurata.
La valutazione delle caratteristiche inerziali delle sezioni è condotta nel riferimento 2-3 dell'elemento.



Per quanto concerne i profilati semplici ed accoppiati l'asse 2 del riferimento coincide con l'asse x riportato nei più diffusi profilatari. Per quanto concerne le sezioni di tipo generico (tipo 1.):

- i valori dimensionali con prefisso B sono riferiti all'asse 2
- i valori dimensionali con prefisso H sono riferiti all'asse 3

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	PIL 200X70-Rettangolare: b=200 h=70	1.400e+04	1.167e+04	1.167e+04	1.782e+07	4.667e+07	5.717e+06	4.667e+05	1.633e+05	7.000e+05	2.450e+05
2	PIL 70X100-Rettangolare: b=70 h=100	7000.00	5833.33	5833.33	6.494e+06	2.858e+06	5.833e+06	8.167e+04	1.167e+05	1.225e+05	1.750e+05
3	PIL 100X100-Rettangolare: b=100 h=100	1.000e+04	8333.33	8333.33	1.406e+07	8.333e+06	8.333e+06	1.667e+05	1.667e+05	2.500e+05	2.500e+05
4	PIL 60X60-Rettangolare: b=60 h=60	3600.00	3000.00	3000.00	1.822e+06	1.080e+06	1.080e+06	3.600e+04	3.600e+04	5.400e+04	5.400e+04
5	PIL 60X30-Rettangolare: b=60 h=30	1800.00	1500.00	1500.00	3.699e+05	5.400e+05	1.350e+05	1.800e+04	9000.00	2.700e+04	1.350e+04
6	PIL 30X30-Rettangolare: b=30 h=30	900.00	750.00	750.00	1.139e+05	6.750e+04	6.750e+04	4500.00	4500.00	6750.00	6750.00
7	PIL 100X130-Rettangolare: b=100 h=130	1.300e+04	1.083e+04	1.083e+04	2.301e+07	1.083e+07	1.831e+07	2.167e+05	2.817e+05	3.250e+05	4.225e+05
8	PIL 30X70-Rettangolare: b=30 h=70	2100.00	1750.00	1750.00	4.599e+05	1.575e+05	8.575e+05	1.050e+04	2.450e+04	1.575e+04	3.675e+04
9	PIL 70X70-Rettangolare: b=70 h=70	4900.00	4083.33	4083.33	3.375e+06	2.001e+06	2.001e+06	5.717e+04	5.717e+04	8.575e+04	8.575e+04
10	TRF 120X40-Rettangolare: b=120 h=40	4800.00	4000.00	4000.00	2.022e+06	5.760e+06	6.400e+05	9.600e+04	3.200e+04	1.440e+05	4.800e+04
11	TRF 100X40-Rettangolare: b=100 h=40	4000.00	3333.33	3333.33	1.596e+06	3.333e+06	5.333e+05	6.667e+04	2.667e+04	1.000e+05	4.000e+04
12	TRF 80X40-Rettangolare: b=80 h=40	3200.00	2666.67	2666.67	1.169e+06	1.707e+06	4.267e+05	4.267e+04	2.133e+04	6.400e+04	3.200e+04
14	TRF 270X40-Rettangolare: b=240 h=40	9600.00	8000.00	8000.00	4.582e+06	4.608e+07	1.280e+06	3.840e+05	6.400e+04	5.760e+05	9.600e+04
15	TRF 200X40-Rettangolare: b=200 h=40	8000.00	6666.67	6666.67	3.729e+06	2.667e+07	1.067e+06	2.667e+05	5.333e+04	4.000e+05	8.000e+04
16	TRF 180X40-Rettangolare: b=180 h=40	7200.00	6000.00	6000.00	3.302e+06	1.944e+07	9.600e+05	2.160e+05	4.800e+04	3.240e+05	7.200e+04
17	TR 80X40-Rettangolare: b=80 h=40	3200.00	2666.67	2666.67	1.169e+06	1.707e+06	4.267e+05	4.267e+04	2.133e+04	6.400e+04	3.200e+04
18	TR 70X40-Rettangolare: b=70 h=40	2800.00	2333.33	2333.33	9.557e+05	1.143e+06	3.733e+05	3.267e+04	1.867e+04	4.900e+04	2.800e+04
19	TR 37X40-Rettangolare: b=37 h=40	1480.00	1233.33	1233.33	3.066e+05	1.688e+05	1.973e+05	9126.67	9866.67	1.369e+04	1.480e+04
20	TR 27X40-Rettangolare: b=27 h=40	1080.00	900.00	900.00	1.527e+05	6.561e+04	1.440e+05	4860.00	7200.00	7290.00	1.080e+04
21	TR 30X40-Rettangolare: b=30 h=40	1200.00	1000.00	1000.00	1.946e+05	9.000e+04	1.600e+05	6000.00	8000.00	9000.00	1.200e+04
24	TR 50X24-Rettangolare: b=50 h=24	1200.00	1000.00	1000.00	1.607e+05	2.500e+05	5.760e+04	1.000e+04	4800.00	1.500e+04	7200.00
25	TR 30X24-Rettangolare: b=30 h=24	720.00	600.00	600.00	7.126e+04	5.400e+04	3.456e+04	3600.00	2880.00	5400.00	4320.00
28	TR 25X75-Rettangolare: b=25 h=75	1875.00	1562.50	1562.50	3.086e+05	9.766e+04	8.789e+05	7812.50	2.344e+04	1.172e+04	3.516e+04
29	TR 70X127-Rettangolare: b=70 h=127	8890.00	7408.33	7408.33	9.478e+06	3.630e+06	1.195e+07	1.037e+05	1.882e+05	1.556e+05	2.823e+05
30	TR 40X127-Rettangolare: b=40 h=127	5080.00	4233.33	4233.33	2.172e+06	6.773e+05	6.828e+06	3.387e+04	1.075e+05	5.080e+04	1.613e+05
31	TR 25X127-Rettangolare: b=25 h=127	3175.00	2645.83	2645.83	5.794e+05	1.654e+05	4.267e+06	1.323e+04	6.720e+04	1.984e+04	1.008e+05
32	TR 30X127-Rettangolare: b=30 h=127	3810.00	3175.00	3175.00	9.729e+05	2.858e+05	5.121e+06	1.905e+04	8.064e+04	2.858e+04	1.210e+05
33	TR 50X127-Rettangolare: b=50 h=127	6350.00	5291.67	5291.67	3.979e+06	1.323e+06	8.535e+06	5.292e+04	1.344e+05	7.937e+04	2.016e+05
34	TR 50X50-Rettangolare: b=50 h=50	2500.00	2083.33	2083.33	8.785e+05	5.208e+05	5.208e+05	2.083e+04	2.083e+04	3.125e+04	3.125e+04
35	TR 70X70-Rettangolare: b=70 h=70	4900.00	4083.33	4083.33	3.375e+06	2.001e+06	2.001e+06	5.717e+04	5.717e+04	8.575e+04	8.575e+04
36	TR 70X140-Rettangolare: b=70 h=140	9800.00	8166.67	8166.67	1.096e+07	4.002e+06	1.601e+07	1.143e+05	2.287e+05	1.715e+05	3.430e+05
37	TR 30X140-Rettangolare: b=30 h=140	4200.00	3500.00	3500.00	1.090e+06	3.150e+05	6.860e+06	2.100e+04	9.800e+04	3.150e+04	1.470e+05
38	TR 70X 140/90-Rettangolare: b=70 h=115	8050.00	6708.33	6708.33	8.106e+06	3.287e+06	8.872e+06	9.392e+04	1.543e+05	1.409e+05	2.314e+05
39	TR 40X140-Rettangolare: b=40 h=140	5600.00	4666.67	4666.67	2.449e+06	7.467e+05	9.147e+06	3.733e+04	1.307e+05	5.600e+04	1.960e+05
40	TR 15X140-Rettangolare: b=15 h=140	2100.00	1750.00	1750.00	1.469e+05	3.938e+04	3.430e+06	5250.00	4.900e+04	7875.00	7.350e+04
41	sezione HEA140 (Section Maker)	94.59	0.0	0.0	4857.59	1.353e+04	3109.38	644.22	467.58	967.81	522.34
42	CORDOLINO MURETTI-Rettangolare: b=30 h=90	2700.00	2250.00	2250.00	6.399e+05	2.025e+05	1.823e+06	1.350e+04	4.050e+04	2.025e+04	6.075e+04
43	TRAVE 30X156-Rettangolare: b=30 h=156	4680.00	3900.00	3900.00	1.234e+06	3.510e+05	9.491e+06	2.340e+04	1.217e+05	3.510e+04	1.825e+05

5.2 MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.
Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).
Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni). Le tabelle sottoriportate riflettono le succitate possibilità. In particolare per ogni nodo viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z

Per i nodi ai quali sia associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale o un set di molle viene indicato in tabella:

Nodo	numero del nodo.
X	valore della coordinata X
Y	valore della coordinata Y
Z	valore della coordinata Z
Note	eventuale codice di vincolo (es. v=110010 sei valori relativi ai sei gradi di libertà previsti per il nodo TxTyTzRxRyRz, il valore 1 indica che lo spostamento o rotazione relativo è impedito, il valore 0 indica che lo spostamento o rotazione relativo è libero).
Note	(FS = 1, 2,…) eventuale codice del tipo di fondazione speciale (1, 2,… fanno riferimento alle tipologie: plinto, palo, plinto su pali,…) che è collegato al nodo. (ISO = "id SIGLA") indice e sigla identificativa dell' eventuale isolatore sismico assegnato al nodo
Rig. TX	valore della rigidezza dei vincoli elastici eventualmente applicati al nodo, nello specifico TX (idem per TY, TZ, RX, RY, RZ).

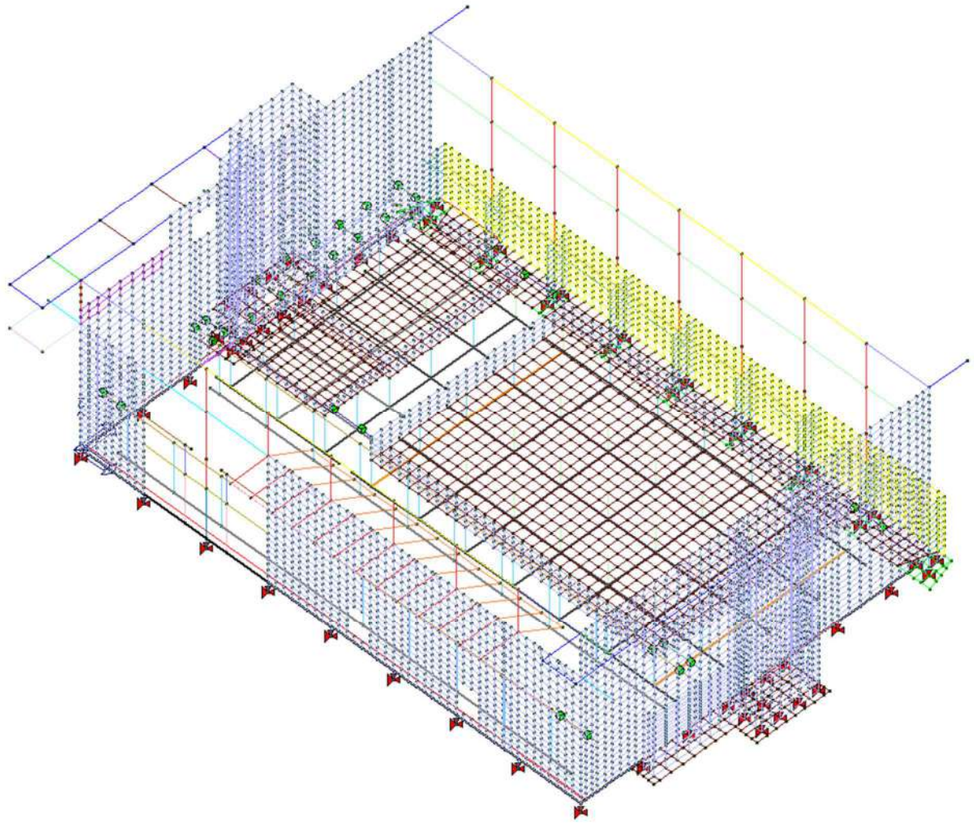


Figura 14 Vista unifilare del modello di calcolo f.e.m.

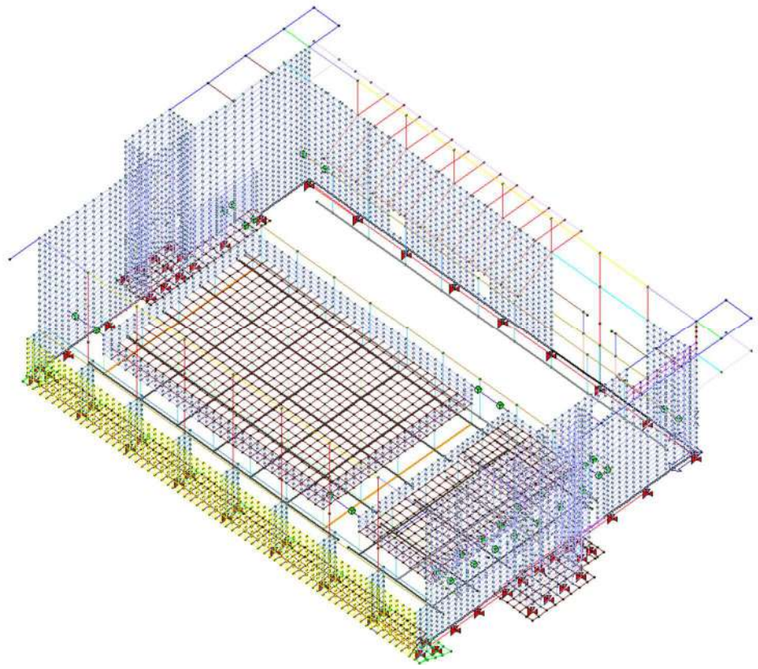


Figura 15 Altra Vista unifilare del modello di calcolo f.e.m.

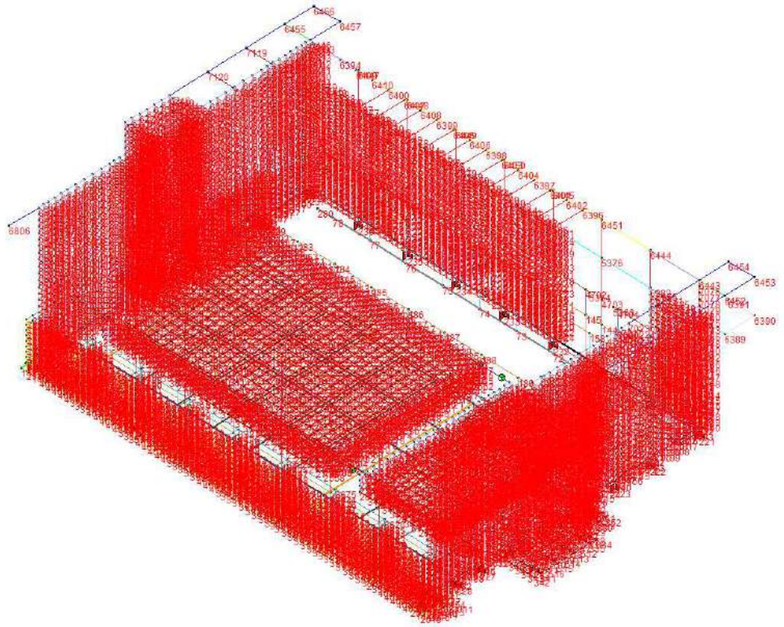


Figura 16 Visualizzazione dei nodi di calcolo

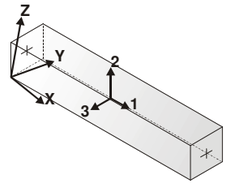
In questa sede non viene prodotto il tabulato completo dei nodi che resta a disposizione della SA.

5.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA : ELEMENTI D2

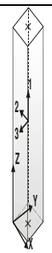
Il programma utilizza per la modellazione elementi a due nodi denominati in generale travi.

Ogni elemento trave è individuato dal nodo iniziale e dal nodo finale.

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



orientamento elementi 2D non verticali



orientamento elementi 2D verticali

In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: trave, trave di fondazione, pilastro, asta, asta tesa, asta compressa
Nodo I (J)	numero del nodo iniziale (finale)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Sez.	codice della sezione assegnata all'elemento
Rotaz.	valore della rotazione dell'elemento, attorno al proprio asse, nel caso in cui l'orientamento di default non sia adottabile; l'orientamento di default prevede per gli elementi non verticali l'asse 2 contenuto nel piano verticale e l'asse 3 orizzontale, per gli elementi verticali l'asse 2 diretto secondo X negativo e l'asse 3 diretto secondo Y negativo
Svincolo I (J)	codici di svincolo per le azioni interne; i primi sei codici si riferiscono al nodo iniziale, i restanti sei al nodo finale (il valore 1 indica che la relativa azione interna non è attiva)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione della trave su suolo elastico
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

In questa sede non viene prodotto il tabulato completo degli elementi D2 che resta a disposizione della SA.

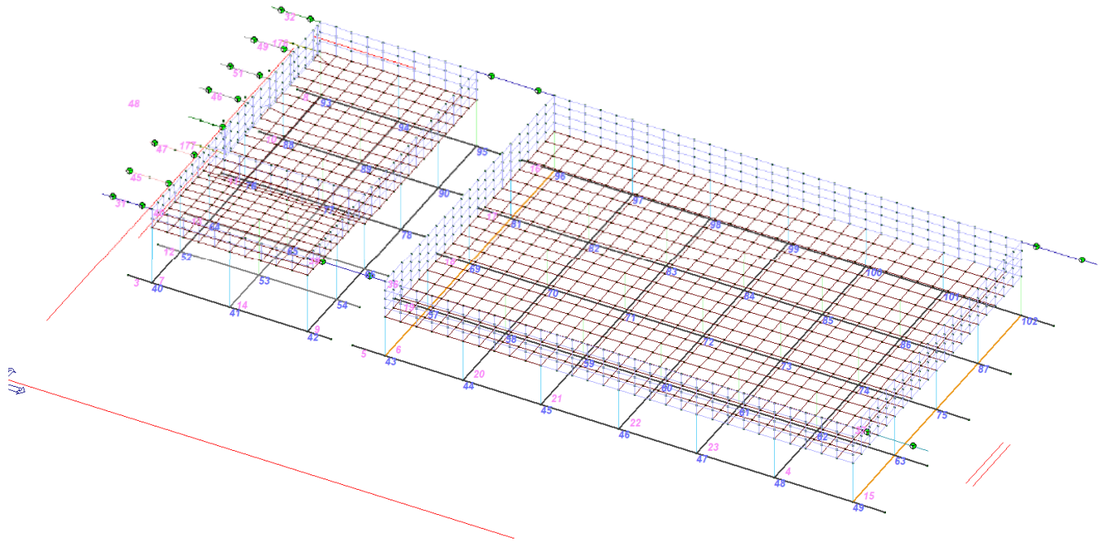


Figura 17 Vista unifilare degli elementi D2-D3 del modello di calcolo nella zona centrale delle vasche

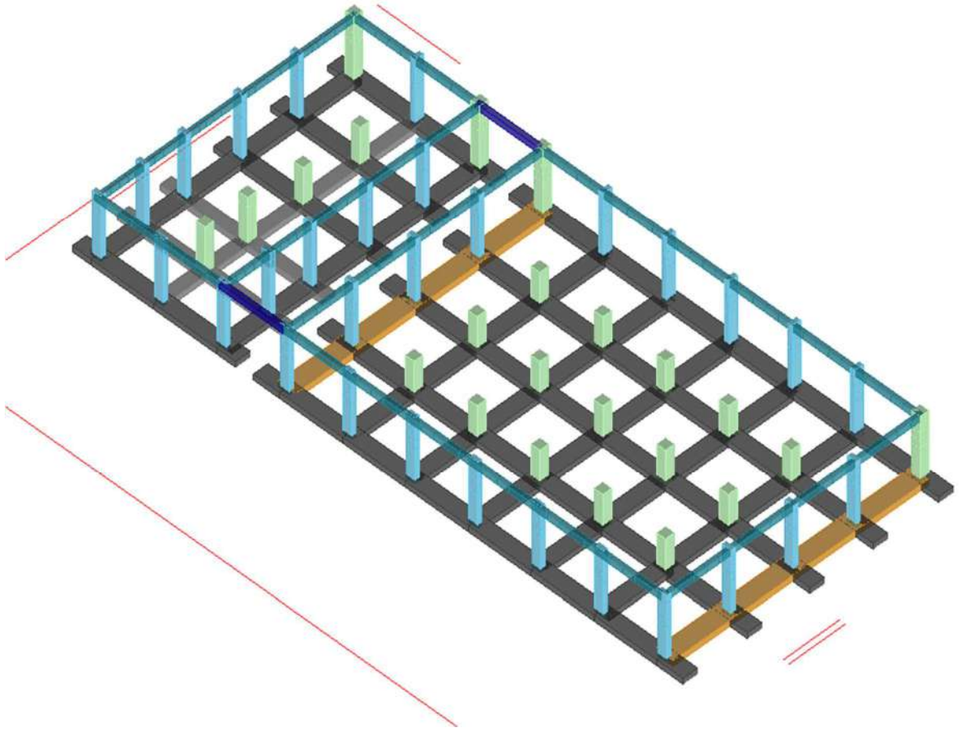


Figura 18 Vista solida in trasparenza degli elementi D2 del modello f.e.m.nella zona centrale delle vasche

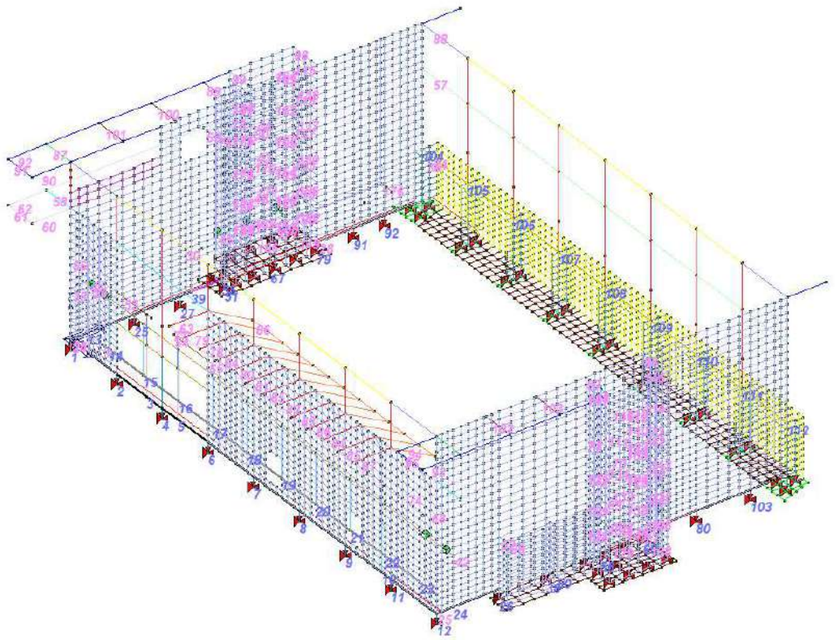


Figura 19 Vista unifilare degli elementi D2-D3 del modello di calcolo nella zona perimetrale

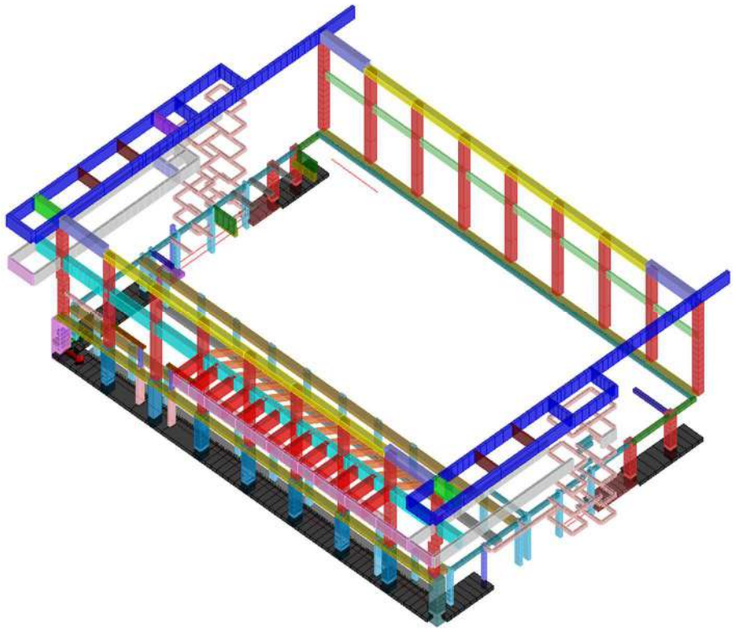


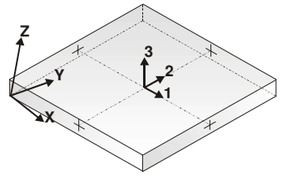
Figura 20 Vista solida in trasparenza degli elementi D2 del modello di calcolo nella zona perimetrale

5.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA: ELEMENTI D3

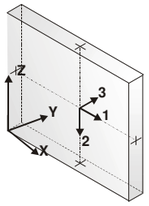
Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o quattro nodi denominati in generale shell.

Ogni elemento shell è individuato dai nodi I, J, K, L (L=I per gli elementi a tre nodi).

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione.



orientamento elementi 3D non verticali



orientamento elementi 3D verticali

In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem.	numero dell'elemento
Note	codice di comportamento: *Guscio* (elemento guscio in elevazione non verticale) *Guscio fond.* (elemento guscio su suolo elastico) *Setto* (elemento guscio in elevazione verticale) *Membrana* (elemento guscio con comportamento membranale)
Nodo I (J, K, L)	numero del nodo I (J, K, L)
Mat.	codice del materiale assegnato all'elemento
Spessore	spessore dell'elemento (costante)
Wink V	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico verticale
Wink O	costante di sottofondo (coefficiente di Winkler) per la modellazione del suolo elastico orizzontale

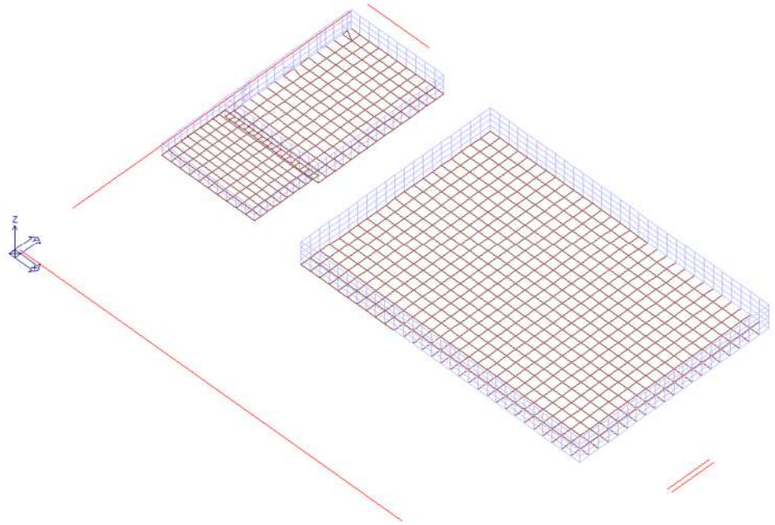


Figura 21 Vista unifilare degli elementi D3 del modello di calcolo nella zona centrale delle vasche

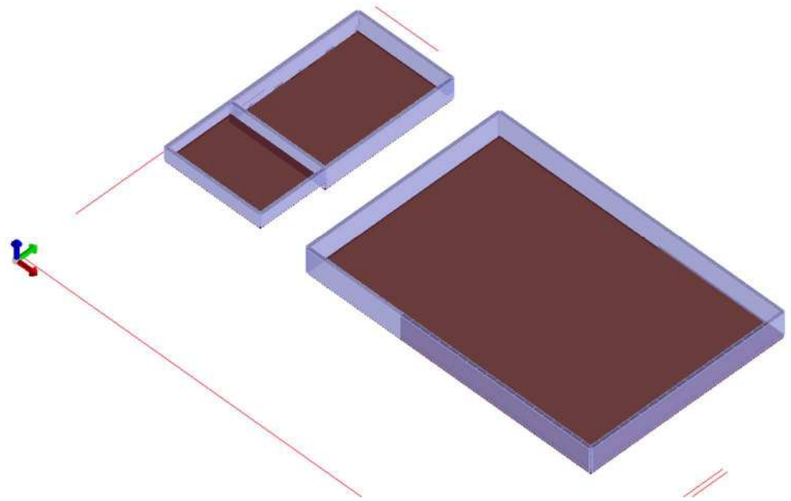


Figura 22 Vista solida in trasparenza degli elementi D3 del modello f.e.m. delle vasche (con spessori pari a 40cm sul fondo e 30cm in parete)

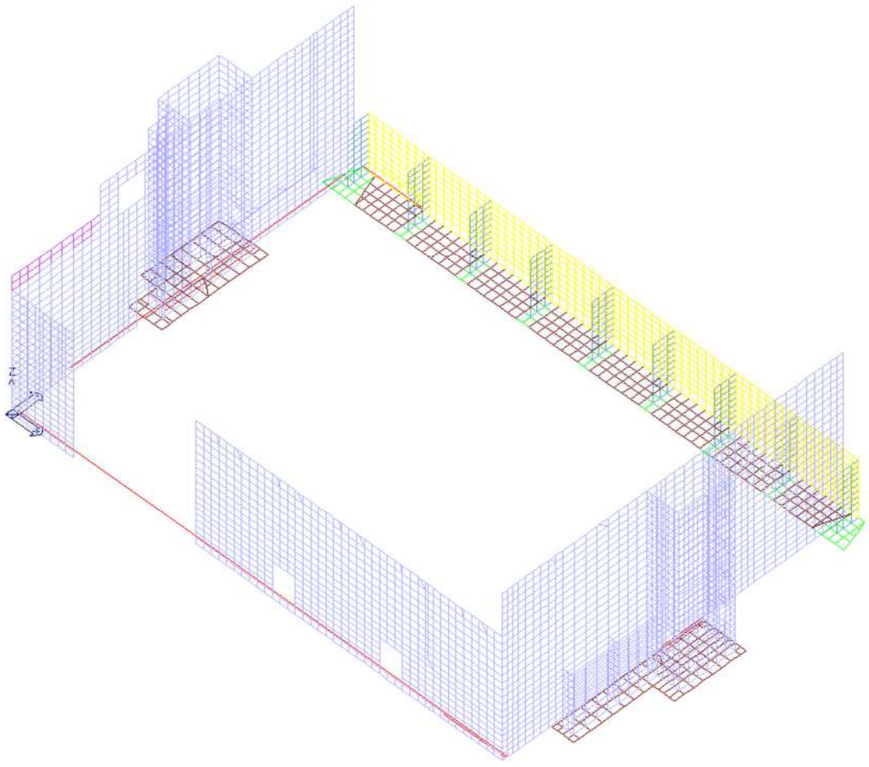


Figura 23 Vista in filo di ferro degli elementi D3 del modello di calcolo nella zona perimetrale

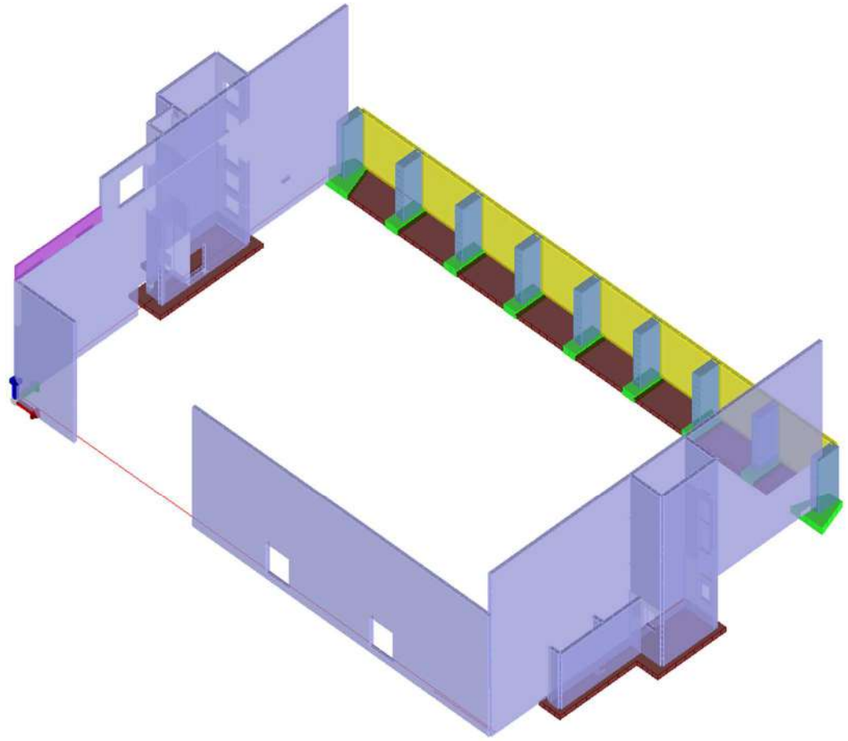


Figura 24 Vista solida in trasparenza degli elementi D3 del modello di calcolo nella zona perimetrale

5.5 ELEMENTI SOLAIO

In questo paragrafo verranno elencati e riepilogati i campi di solaio implementati nella modellazione, secondo le quote di rilievo geometrico e progetto originario e con l'analisi dei carichi estrapolata dalle ipotesi di calcolo di progetto originario, ancora confermate dall'uso e finitura attuali dei vari impalcati. Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o più nodi denominati in generale solaio. Ogni elemento solaio è individuato da una poligonale di nodi 1,2, ..., N.

L'elemento solaio è utilizzato in primo luogo per la modellazione dei carichi agenti sugli elementi strutturali. In secondo luogo può essere utilizzato per la corretta ripartizione delle forze orizzontali agenti nel proprio piano. L'elemento balcone è derivato dall'elemento solaio. I carichi agenti sugli elementi, raccolti in un archivio, sono direttamente assegnati agli elementi utilizzando le informazioni raccolte nell' archivio (es. i coefficienti combinatori). La tabella seguente riporta i dati utilizzati per la definizione dei carichi e delle masse.

Id.Arch.	Identificativo dell' archivio
Tipo	Tipo di carico *Variab.* Carico variabile generico *Var. rid.* Carico variabile generico con riduzione in funzione dell' area (c.5.5. …) *Neve* Carico di neve
Gk	carico permanente (comprensivo del peso proprio)
Qk	carico variabile
Fatt. A	fattore di riduzione del carico variabile (0.5 o 0.75) per tipo "Var.rid."
S sis.	fattore di riduzione del carico variabile per la definizione delle masse sismiche per D.M. 96 (vedi NOTA sul capitolo "normativa di riferimento")
Psi 0	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: ***per valore raro***
Psi 1	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: ***per valore frequente***
Psi 2	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: ***per valore quasi permanente***
Psi S 2	Coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile: ***per la definizione delle masse sismiche***
Fatt. Fi	Coefficiente di correlazione dei carichi per edifici

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione. In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

Elem	numero dell'elemento
Tipo	codice di comportamento *S* elemento utilizzato solo per scarico *C* elemento utilizzato per scarico e per modellazione piano rigido *P* elemento utilizzato come pannello *M* scarico monodirezionale *B* scarico bidirezionale
Id.Arch.	Identificativo dell' archivio
Mat	codice del materiale assegnato all'elemento
Spessore	spessore dell'elemento (costante)
Orditura	angolo (rispetto all'asse X) della direzione dei travetti principali
Gk	carico permanente (comprensivo del peso proprio)
Qk	carico variabile
Nodi	numero dei nodi che definiscono l'elemento (8 per riga)

Nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con le tensioni ammissibili vengono riportate le massime tensioni nell'elemento (massima compressione nel calcestruzzo, massima tensione nell'acciaio, massima tensione tangenziale); nel caso in cui si sia proceduto alla progettazione con il metodo degli stati limite vengono riportati il rapporto x/d e le verifiche per sollecitazioni proporzionali nonché le verifiche in esercizio.
In particolare i simboli utilizzati in tabella assumono il seguente significato:

Elem.	numero identificativo dell'elemento
Stato	Codici di verifica relativi alle tensioni normali e alle tensioni tangenziali
Note	Viene riportato il codice relativo alla sezione(s) e relativo al materiale(m);
Pos.	Ascissa del punto di verifica
Fist, F infi	Frecce instantanee e a tempo infinito
Moment	Momento flettente
Taglio	Sollecitazione di taglio
Af inf.	Area di armatura longitudinale posta all'intradosso della trave
Af sup.	Area di armatura longitudinale posta all'estradosso della trave
AfV	Area dell'armatura atta ad assorbire le azioni di taglio
Beff	Base della sezione di cls per l'assorbimento del taglio
	simboli utilizzati con il metodo delle tensioni ammissibili:
sc max	Massima tensione di compressione del calcestruzzo
sf max	Massima tensione nell'acciaio
tau max	Massima tensione tangenziale nel cls
	simboli utilizzati con il metodo degli stati limite:
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione
verif.	rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Verif.V	rapporto Sd/Su con sollecitazioni taglianti proporzionali valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rFfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni frequenti [normalizzato a 1]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti
rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni frequenti[normalizzato a 1]
rFyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare[normalizzato a 1]
rPfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
wR	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare [mm]
wF	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti [mm]
wP	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti [mm]

Elem.	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1k daN/cm2	G2k daN/cm2	Qk daN/cm2	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..	Nodo..
1	CM	1	m=1	4.0	90.0	4.50e-02	1.00e-02	5.00e-02	138	1749	1758	1767	1776
									139	1792	1801	1810	140
									160	159	158	157	156
									155	154	153	152	151
									115	1392	1402	1419	1429
									1440	116	1013	1005	997
									117	182	183	184	185
									186	187	188	189	190
									162				
2	CM	1	m=1	4.0	90.0	4.50e-02	1.00e-02	5.00e-02	140	1826	141	1842	1851
									1860	1869	1878	1887	1896
									142	143	144	145	146
									1913	1928	1937	1946	1955
									1964	1973	147	1989	1998
									2007	1172	1267	1106	1115
									148	1133	1143	1153	1162
									1173	1183	1193	149	1210
									1220	1230	1240	1250	1260
									253	1270	150	1287	1297
									1307	1317	1327	1337	1347
									114	1365	1374	115	151
									152	153	154	155	156
									157	158	159	160	
3	CM	1	m=1	4.0	90.0	4.50e-02	1.00e-02	5.00e-02	137	1733	138	162	190
									189	188	187	186	185
									184	183	182	117	118
									181	3293	3302	3307	3312
									198	3263	3271	3281	3287
									197	3316	3236	3243	3249
									196	3277	3286	3297	3305
									195	3237	3247	3254	3260
									194	2233	2229	2225	2221
									193	192	2405	2408	2411
									2414	191	2418	2421	2424
									2427	163			
4	CM	2	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02	5.00e-02	2333	2335	2337	2339	207
									2342	2344	2346	2348	214
									2351	2353	2355	2357	213
									2389	2386	2383	2380	212
									2402	2399	2396	2393	192
									193	2214	2210	2206	2202
									216	2195	2191	2187	2183
									215	2176	2172	2168	2164
									206	2157	2153	2149	2145
									171	170			

Elem.	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1k	G2k	Qk	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..	Nodo..
5	CM	2	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02	5.00e-02	122	177	1712	1703	1421
									1378	178	1216	1212	1120
									931	179	3500	3496	3492
									3488	180	3481	3477	3473
									3467	181	118	975	967
									912	959	119	944	936
									928	920	120	1552	1561
									1570	1579	1588	1597	1606
									121	1622	1631	1640	1649
6	CM	2	m=1	4.0	90.0	3.00e-02	1.00e-02	5.00e-02	3846	3858	1466	1475	132
									168	2315	2317	2319	2321
									169	2324	2326	2328	2330
									170	171	2136	2132	2128
									2124	172	2117	2113	2109
									2105	173	2098	2094	2090
									2086	174	2079	2075	2071
									2067	175	2060	2056	2052
									2048	176	2041	2037	2033
									2029	177	122	1690	1681
									1672	3901	131	3799	3768
									3737	3706	3675	3626	
7	SM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	2449	4653	4652	2439	164
									2443	2446			
8	SM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	2290	4651	4650	4653	2449
									2452	165	2288	4613	
9	SM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4652	4654	163	2430	2433
									2436	2439			
10	CM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4680	4643	4645	4637	4683
									4682	4681	4675		
11	CM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4656	4659	4673	4666	4672
									4671	4670			
12	CM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4666	4673	4680	4675	4679
									4678				
13	CM	4	m=1	4.0	90.0	2.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4627	4659	4656	4665	4664
									4663	4617	4629		
14	CM	3	m=1	4.0	90.0	3.00e-02	1.50e-02	1.20e-02	4627	4625	4619	4660	4661
									4662	4655	4659		
15	CM	5	m=1	12.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6389	6390	6391	5375	
16	CM	5	m=1	12.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6389	5375	5395	5401	5407
									5413	5419	5425	5431	5437
									5443	5449	5455	5461	5467
									5473	5479	5485	5491	5497
									6388	6382	6395		
17	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6346	6395	6382	6376	6370
									6358	6352			
18	CM	5	m=1	12.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5374	6392	6256	6250	6244
									6238	6232	6226	6046	6040
									6034	6028	6022	6016	6010
									6004	5998	5992	5986	5980
									5974	5968	5962	5956	5664
19	CM	5	m=1	12.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5374	6394	6393	6392	
20	CM	5	m=1	12.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5377	6400	6410	6409	6394
									5374	5770	5776	6419	5782
									5788	5794	6420	5800	5697
21	CM	5	m=1	12.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6417	6407	6400	5377	5806
									5812	5818			
22	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6432	6417	5818	5812	5806
									5377	6433			
23	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6431	6418	5836	5830	5824
									6417	6432			
24	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6430	5378	5848	5842	6418
									6431				
25	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6429	6415	5854	5760	5378
									6430				
26	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6428	6416	5872	5866	5860
									6415	6429			
27	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02		6.00e-02	6427	5379	5884	5878	6416
28	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6426	6413	5950	5749	5379
									6427				
29	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6425	6414	5932	5938	5944
									6413	6426			
30	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6424	5380	5920	5926	6414
									6425				
31	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6423	6411	5914	5738	5380
									6424				
32	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6422	6412	5896	5902	5908
									6411	6423			
33	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6421	5381	5686	5890	6412
									6422				
34	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		5381	6396	6402	6412	5890
									5686				
35	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6412	6402	6401	6411	5908
									5902	5896			
36	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6411	6401	6397	5380	5738
									5914				
37	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		5380	6397	6404	6414	5926
									5920				
38	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6414	6404	6403	6413	5944
									5938	5932			
39	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6413	6403	6398	5379	5749
									5950				
40	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		5379	6398	6406	6416	5878
									5884				
41	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6416	6406	6405	6415	5860
									5866	5872			
42	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6415	6405	6399	5378	5760
									5854				
43	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		5378	6399	6408	6418	5842
									5848				
44	CM	6	m=1	12.0	0.0	5.00e-02	6.00e-02		6418	6408	6407	6417	5824
									5830	5836			
45	CM	7	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02		7100	7033	7039	7045	7051
									7057	7064	7070	7112	7106
									6951	6945	6939	6933	6927
									6921	6915	6909	6903	7082
									7088	7094			
46	CM	7	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02		7112	7003	7009	6997	7062
									6969	6963	6957	6951	7106
47	CM	7	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02		6571	6577	6583	6589	6595
									6601	6607	6613	6716	6722
									6728	6734	6740	6746	6752
									6758	6764	6770	6776	6782
									6788	6794	6800	6808	6814
48	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	882	6065	6053	6047	6227
									6233	6239	6245	6251	6257
									6263	6269			
49	CM	7	m=1	4.0	0.0	3.00e-02	1.00e-02		7040	7092	6922	6910	6904
									7083	7089	7095	7101	7034
50	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	581	573	397	398	407
									415	423	565	557	
51	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6283	6289	6223	6217	4646
									6205	6199	6193	6091	6085
									6079	4642			
52	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5171	5175	5179	4644	5068
									5076	5080	5151	5155	5159
									5163	5167			
53	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5188	5192	5196	5200	4635
									5208	5212	5216	5053	5057
									5061	881			
54	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	867	859	851	4640	947
									962	915	907	899	891
									883	875			
55	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	864	856	848	4647	944

Elem.	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1k	G2k	Qk	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..	Nodo..
									959	912	904	896	888
									880	872			
56	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	833	825	817	809	801
									793	785	772	771	921
									929	4648			
57	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	837	829	821	813	805
									797	789	780	779	925
									2556	803			
58	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6286	6220	6214	6208	6202
									6196	6190	6088	6082	6076
									6797	6280			
59	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4640	803	2556	947	
60	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	851	833	4648	4640	
61	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	929	944	4647	4648	
62	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	848	5188	881	4647	
63	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5061	5068	4644	881	
64	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	5179	6283	4642	4644	
65	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6079	6065	882	4642	
66	CM	5	m=1	4.0	90.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6269	6280	6797	882	
67	CM	7	m=1	4.0	0.0	3.00e-02		1.00e-02	6575	6581	6587	6593	6605
									6611	6717	6723	6729	6735
									6741	6747	6753	6759	6765
									6771	6777	6783	6789	6795
									6801	6809	6815	6569	
68	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	553	405	577	569	389
									390	403	411	419	561
69	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4837	6299	4881	4889	4861
									4857	402	4849	4845	4841
70	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6325	4851	5548	5560	5566
									6295	4852	6307	6313	6319
71	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6322	6798	5545	5557	5563
									6292	6298	6304	6310	6316
72	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	539	531	469	477	317
									371	439	4634	595	5202
73	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	536	528	466	474	306
									302	427	607	592	5203
74	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	4828	4824	4707	4710	4716
									4720	4724	4864	4872	799
75	CM	5	m=1	4.0	0.0	1.50e-02	5.00e-03	6.00e-02	6335	6341	6347	6353	6359
									6365	5516	5522	5534	800
76	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	595	581	406	5202	
77	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	5202	405	553	539	
78	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	592	577	405	5203	
79	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	5203	6299	4837	536	
80	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	6299	799	4872	4881	
81	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	6325	4828	799	4851	
82	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	4851	800	5534	5548	
83	CM	6	m=1	12.0	90.0	5.00e-02		6.00e-02	800	6798	6322	6335	

6 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Preso atto delle azioni introdotte nella modellazione dei portati ed accidentali presenti sulla struttura, le paragrafo si illustrerà analiticamente la modalità di applicazione dei singoli carichi generici agli elementi strutturali per poi procedere alle reciproche combinazioni dei casi di carico ottenuti secondo i coefficienti di combinazione SL previsti da NTC

6.1 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO

Il programma consente l'applicazione di diverse tipologie di casi di carico.

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	Sigla	*Tipo*	*Descrizione*
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di tipo automatico A (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.
Sono di tipo semi-automatico SA (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:
7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;
9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.
Sono di tipo non automatico NA ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali (si veda il precedente punto Modellazione delle Azioni) i restanti casi di carico.
Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso:
Numero Tipo e *Sigla identificativa*, *Valore di riferimento* del caso di carico (se previsto).
In successione, per i casi di carico non automatici, viene riportato l'elenco di nodi ed elementi direttamente caricati con la sigla identificativa del carico. Per i casi di carico di tipo sismico (9-Esk e 10-Edk) sono riportati i valori assunti per angolo di ingresso, intensità sismica, coefficiente di struttura e di fondazione se le analisi sono eseguite con il D.M. 96; sono riportati i valori di angolo di ingresso, fattore di importanza, zona sismica, accelerazione ag, categoria suolo, fattore di struttura, classe di duttilità, fattore riduzione per SLD se le analisi sono eseguite con l'Ordinanza 3274. Per ogni caso di carico partecipante alla definizione delle masse viene riportata la relativa aliquota (partecipazione) considerata.
Si precisa che per i caso di carico 5-Qsk e 6-Qnk la partecipazione è prevista localmente per ogni elemento solaio o copertura presente nel modello (si confronti il valore Sksol nel capitolo relativo agli elementi solaio) e pertanto la loro partecipazione è di norma pari a uno.

Come esposto in relazione metodologica, in analisi non è stata inclusa tra le combinazioni , l'effetto della distorsione termica sugli elementi in c.a. ed anche l'azione del vento.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
5	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)	Azioni applicate:
			Nodo: 6391 Azione : APPOGGIO CAMPO SOLAIO 3 LIV GK-CN:Fz=-1350.00
			Nodo: 6435 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 +-CN:Fy=1720.00 Fz=-1.577e+04
			Nodo:da 6436 a 6440 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI INT G2 +-CN:Fy=1800.00 Fz=-2.050e+04
			Nodo: 6441 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 +-CN:Fy=1720.00 Fz=-1.577e+04
			Nodo: 6444 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 --CN:Fy=-1720.00 Fz=-1.577e+04
			Nodo: 6445 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI INT G2 --CN:Fy=-1800.00 Fz=-2.050e+04
			Nodo: 6447 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI EXT G2 --CN:Fy=-1720.00 Fz=-1.577e+04
			Nodo:da 6448 a 6451 Azione : AZIONI TRAVI RETICOLARI INT G2 --CN:Fy=-1800.00 Fz=-2.050e+04
			Nodo: 6454 Azione : FRONTALINO C.A. SU MENSOLE --CN:Fz=-2565.00 My=-1.283e+05
			Nodo: 6457 Azione : FRONTALINO C.A. SU MENSOLE --CN:Fz=-2565.00 My=-1.283e+05
			Nodo:da 6805 a 6806 Azione : FRONTALINO C.A. SU MENSOLE +-CN:Fz=-2565.00 My= 1.283e+05
			D2 :da 272 a 275 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 277 a 289 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 291 a 292 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 301 a 302 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 305 a 306 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 385 a 397 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 399 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 410 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 411 a 412 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 433 a 435 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 437 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 446 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 447 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 448 a 456 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 458 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 479 a 481 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 483 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 491 a 492 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 493 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 495 a 502 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 503 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 : 524 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 533 a 541 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 542 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 :da 571 a 576 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 577 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 : 582 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 602 a 605 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER GK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 606 a 610 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 611 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 : 616 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 632 a 639 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 632 a 639 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 640 a 643 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 : 644 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B180-DG:Fzi=-22.00 Fzf=-22.00
			D2 : 702 Azione : PESO RICOPRIMENTO_B270-DG:Fzi=-34.00 Fzf=-34.00
			D2 :da 711 a 759 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER GK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1095 a 1098 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER GK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1095 a 1098 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER GK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1208 a 1215 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 1208 a 1215 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 1208 a 1215 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 1216 a 1225 Azione : 3 SOLAIO CAMPO SU APPOGGIO GERBER _GK-DG:Fzi=-4.50 Fzf=-4.50 Mxi=-115.00 Mxf=-115.00
			D2 :da 1273 a 1276 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 : 1288 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 : 1319 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D2 :da 1348 a 1363 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 :da 1395 a 1406 Azione : PARAPETTO TRIBUNE-DG:Fzi=-1.50 Fzf=-1.50 Mxi=-1.20 Mxf=-1.20
			D2 :da 1424 a 1428 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 1430 a 1440 Azione : PESO VETRATE 2 LIVELLO-DG:Fzi=-5.00 Fzf=-5.00
			D2 :da 1444 a 1452 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 : 1463 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 : 1464 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y+-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=450.00 Myf=450.00
			D2 :da 1465 a 1506 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG:Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1507 a 1512 Azione : FRONTALINO SU TRAVI X+-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=450.00 Mxf=450.00
			D2 :da 1513 a 1518 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y+-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=450.00 Myf=450.00
			D2 :da 1535 a 1552 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 :da 1535 a 1566 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG:Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1535 a 1552 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG:Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1553 a 1566 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG:Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1569 a 1572 Azione : FRONTALINO SU TRAVI X--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=-450.00 Mxf=-450.00
			D2 :da 1573 a 1578 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 :da 1583 a 1585 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 :da 1583 a 1584 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 : 1585 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 : 1585 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG:Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 : 1585 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG:Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1588 a 1591 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y+-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=450.00 Myf=450.00
			D2 :da 1588 a 1589 Azione : PESO PANNELLO TAMPONAMENTO -DG:Fzi=-6.00 Fzf=-6.00
			D2 :da 1590 a 1591 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y+-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=450.00 Myf=450.00
			D2 :da 1590 a 1591 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG:Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1590 a 1591 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG:Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1594 a 1596 Azione : FRONTALINO SU TRAVI Y--DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Myi=-450.00 Myf=-450.00
			D2 :da 1594 a 1596 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z -X-DG:Fxi=-3.20 Fxf=-3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D2 :da 1594 a 1596 Azione : G2_SCARICO ARCARECCI Z +X-DG:Fxi=3.20 Fxf=3.20 Fzi=-5.70 Fzf=-5.70
			D3 :da 7 a 30 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 39 a 44 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 58 a 63 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 65 a 68 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 69 a 91 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 92 a 99 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 102 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 103 a 105 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 106 a 107 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 110 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 111 a 113 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 114 a 123 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 124 a 173 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 210 a 215 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 217 a 223 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 224 a 271 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 272 a 281 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 282 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 283 a 314 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 315 a 319 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 320 a 322 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 323 a 327 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 427 a 441 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 442 a 447 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 448 a 453 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 454 a 457 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 458 a 459 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 460 a 461 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 462 a 465 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 468 a 471 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 472 a 495 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 497 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 498 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 502 a 503 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 506 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 510 a 519 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 520 a 567 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 568 a 576 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 577 a 579 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 580 a 584 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 :da 585 a 587 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 588 a 599 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 600 a 626 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 627 a 631 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 632 a 634 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 635 a 639 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 640 a 735 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 736 a 751 Azione : SPINTA TERRENO Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 752 a 783 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 800 a 831 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 842 a 846 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 850 a 854 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 858 a 860 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 954 a 958 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 962 a 966 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 970 a 974 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1080 a 1151 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1168 a 1209 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1210 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1211 a 1247 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1248 a 1351 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1360 a 1383 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1384 a 1394 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1395 a 1399 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1400 a 1402 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1403 a 1407 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1408 a 1410 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1411 a 1415 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1416 a 1527 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 1680 a 1682 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1683 a 1762 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1763 a 1802 Azione : IDROSTATICA V1 Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1813 a 1827 Azione : IDROSTATICA V1 X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1828 a 1837 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 : 1838 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1839 a 1849 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 1850 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1851 a 1882 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1883 a 1902 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1903 a 1932 Azione : IDROSTATICA V1 X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1953 a 1972 Azione : IDROSTATICA V1 X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 1973 a 1992 Azione : IDROSTATICA V1 Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1993 a 2012 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 2013 a 2112 Azione : PESO ACQUA VASCA 3-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 2129 a 2133 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 2134 a 2733 Azione : PESO ACQUA VASCA 1-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 2734 a 2813 Azione : IDROSTATICA V1 Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 2814 a 2963 Azione : PESO ACQUA VASCA 2-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 2964 a 3043 Azione : IDROSTATICA V1 X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 3044 a 3097 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 3322 a 3361 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 3362 a 3396 Azione : SPINTA TERRENO X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 3589 a 4164 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 4165 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4166 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4167 a 4168 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4169 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 4170 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4171 a 4174 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4175 a 4180 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4181 a 4195 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4196 a 4201 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4203 a 4207 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4209 a 4213 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 4214 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4215 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4216 a 4221 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4222 a 4224 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4225 Azione : PESO ACQUA VASCA 2-QV:var x - Qz - Area

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			D3 : 4226 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4227 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 4228 a 4229 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4230 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 4231 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4232 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 4233 a 4234 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4235 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4236 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 4237 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4238 a 4239 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4240 a 4241 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4242 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4243 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 4244 Azione : SPINTA TERRENO X+-QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4245 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 : 4246 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4247 a 4251 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 : 4252 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 4253 Azione : IDROSTATICA V1 X--QV:var z - Qx - Area
			D3 :da 4254 a 4397 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4406 a 4501 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4534 a 4753 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 4761 Azione : SPINTA TERRENO Y--QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 4762 a 4773 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 4933 a 5166 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5173 a 5208 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5497 a 5755 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5757 a 5759 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 5761 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5763 a 5765 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5767 a 5851 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5853 a 5855 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 : 5857 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5859 a 5861 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5863 a 5946 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 5951 a 6284 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 6287 a 6289 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
			D3 :da 6293 a 6567 Azione : PESO RIVESTIMENTO PARTI C.A.-QV:var x - Qz - Area
6	Qk	CDC=Qk (variabile generico)	Azioni applicate:
			Nodo: 6391 Azione : APPOGGIO CAMPO SOLAIO 3 LIV_QK-CN:Fz=-2700.00
			Nodo:da 6435 a 6441 Azione : AZIONI TRAVE RETICOLARE EXT/INT Q +-CN:Fy=1500.00 Fz=-1.100e+04
			Nodo:da 6444 a 6445 Azione : AZIONI TRAVE RETICOLARE EXT/INT Q --CN:Fy=-1500.00 Fz=-1.100e+04
			Nodo:da 6447 a 6451 Azione : AZIONI TRAVE RETICOLARE EXT/INT Q --CN:Fy=-1500.00 Fz=-1.100e+04
			D2 :da 602 a 605 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER QK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 711 a 759 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER QK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1095 a 1098 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER QK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1095 a 1098 Azione : 2 SOLAIO CAMPO SU GERBER QK-DG:Fzi=-7.50 Fzf=-7.50 Mxi=190.00 Mxf=190.00
			D2 :da 1216 a 1225 Azione : 3 SOLAIO CAMPO SU APPOGGIO GERBER QK-DG:Fzi=-9.00 Fzf=-9.00 Mxi=-225.00 Mxf=-225.00
			D2 :da 1465 a 1506 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1535 a 1566 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG:Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1535 a 1552 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1553 a 1566 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG:Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 : 1585 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG:Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 : 1585 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1590 a 1591 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG:Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1590 a 1591 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1594 a 1596 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z - X-DG:Fxi=-1.60 Fxf=-1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D2 :da 1594 a 1596 Azione : Qneve_SCARICO ARCARECCI Z + X-DG:Fxi=1.60 Fxf=1.60 Fzi=-2.85 Fzf=-2.85
			D3 :da 1813 a 1827 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1903 a 1932 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 1953 a 1972 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
			D3 :da 2964 a 3043 Azione : IDROSTATICA V1 Y+-QV:var z - Qy - Area
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) .....
			partecipazione:0.60 per 6 CDC=Qk (variabile generico) .....
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) .....
			partecipazione:0.60 per 6 CDC=Qk (variabile generico) .....
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=G2k (permanente generico n.c.d.) .....
			partecipazione:0.60 per 6 CDC=Qk (variabile generico) .....
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

7 ANALISI SISMICA

7.1 AZIONE SISMICA

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

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito http://esse1.mi.ingv.it/. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

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

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

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

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

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

Per la struttura in esame si sono adottati i parametri di pericolosità sismica da analisi di Risposta Sismica locale; si sono adottati i parametri spettrali riportati nelle seguenti tabelle; i parametri consentono la definizione degli spettri elastici come previsto al cap. 3.2 delle norme tecniche:

lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, Se, è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

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

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

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, Sve, è definito dalle espressioni:

$$0 \le T < T_B \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

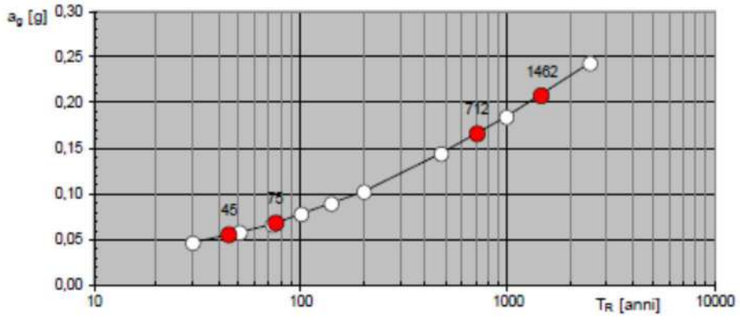
$$T_C \le T < T_D \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

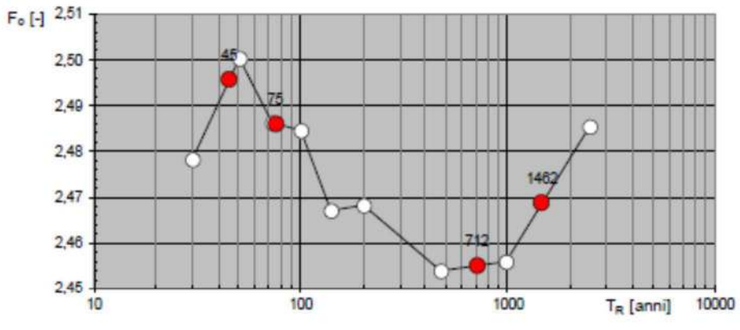
$$T_D \le T \qquad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

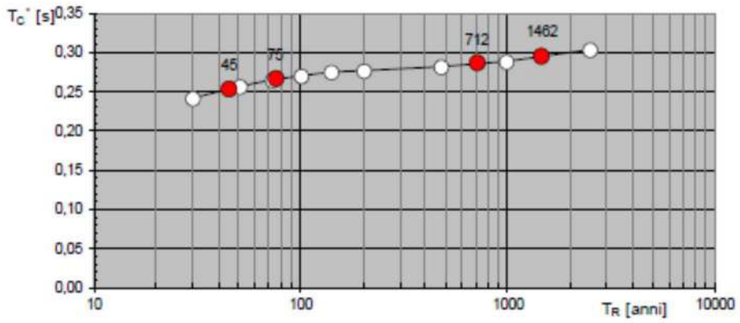
I valori di S_S, T_B, T_C e T_D, sono riportati nella seguenteTabella

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

A seguire i valori di progetto dei parametrici ag, F0, Tc* in funzione del periodo di ritorno T_R:







SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,496	0,254
SLD	75	0,069	2,486	0,266
SLV	712	0,166	2,455	0,286
SLC	1462	0,208	2,469	0,296

7.2 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Il programma consente l'analisi di diverse configurazioni sismiche.
Sono previsti, infatti, i seguenti casi di carico:

9. Esk caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10. Edk caso di carico sismico con analisi dinamica

Ciascun caso di carico è caratterizzato da un angolo di ingresso e da una configurazione di masse determinante la forza sismica complessiva (si rimanda al capitolo relativo ai casi di carico per chiarimenti inerenti questo aspetto).
Nella colonna Note, in funzione della norma in uso sono riportati i parametri fondamentali che caratterizzano l' azione sismica: in particolare possono essere presenti i seguenti valori:

Angolo di ingresso	Angolo di ingresso dell'azione sismica orizzontale
Fattore di importanza	Fattore di importanza dell'edificio, in base alla categoria di appartenenza
Zona sismica	Zona sismica
Accelerazione ag	Accelerazione orizzontale massima sul suolo
Categoria suolo	Categoria di profilo stratigrafico del suolo di fondazione
Fattore q	Fattore di struttura/di comportamento. Dipendente dalla tipologia strutturale
Fattore di sito S	Fattore dipendente dalla stratigrafia e dal profilo topografico
Classe di duttilità CD	Classe di duttilità della struttura – "A" duttilità alta, "B" duttilità bassa
Fattore riduz. SLD	Fattore di riduzione dello spettro elastico per lo stato limite di danno
Periodo proprio T1	Periodo proprio di vibrazione della struttura
Coefficiente Lambda	Coefficiente dipendente dal periodo proprio T1 e dal numero di piani della struttura
Ordinata spettro Sd(T1)	Valore delle ordinate dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, componente orizzontale (verticale Svd)
Ordinata spettro Se(T1)	Valore delle ordinate dello spettro elastico ridotta del fattore SLD per lo stato limite di danno, componente orizzontale (verticale Sve)
Ordinata spettro S (Tb-Tc)	Valore dell' ordinata dello spettro in uso nel tratto costante
numero di modi considerati	Numero di modi di vibrare della struttura considerati nell'analisi dinamica

Per ciascun caso di carico sismico viene riportato l'insieme di dati sotto riportati (le masse sono espresse in unità di forza):

a) **analisi sismica statica equivalente**:
- quota, posizione del centro di applicazione e azione orizzontale risultante, posizione del baricentro delle rigidezze, rapporto r/Ls (per strutture a nucleo), indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2
- azione sismica complessiva

b) analisi sismica dinamica con spettro di risposta:
- quota, posizione del centro di massa e massa risultante, posizione del baricentro delle rigidezze, rapporto r/Ls (per strutture a nucleo) , indici di regolarità e/r secondo EC8 4.2.3.2
- frequenza, periodo, accelerazione spettrale, massa eccitata nelle tre direzioni globali per tutti i modi
- massa complessiva ed aliquota di massa complessiva eccitata.

Per ciascuna combinazione sismica definita SLD o SLO viene riportato il livello di deformazione etaT (dr) degli elementi strutturali verticali. Per semplicità di consultazione il livello è espresso anche in unità 1000*etaT/h da confrontare direttamente con i valori forniti nella norma (es. 5 per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura, 10.0 per edifici con tamponamenti collegati elasticamente, 3 per edifici in muratura ordinaria, 4 per edifici in muratura armata).

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

La costruzione, esistente, è caratterizzata da regolarità sia in pianta sia in altezza ed è progettata in classe di duttilità

media (CD"B").
I valori dei fattori nelle direzioni x e y sono stati impostati manualmente dal progettista.
Fattori di comportamento utilizzati

	Dissipativi	Verifiche fragili
q SLU x	1.500	1.500
q SLU y	1.500	1.500
q SLU z	1.500	

7.3 FREQUENZE PRINCIPALI DEL TELAIO

Si riportano di seguito solo le tabelle riassuntive dei modi principali , considerato per il telaio un Fattore di comportamento pari a 1.5, per la verifica della massa eccitata superiore al minimo richiesto pari all'85% ; per tutti gli altri dettagli numerici si rimanda invece ai tabulati di calcolo disponibili su supporto informatico su richiesta della SA.
(Si noti come in questa sede la modellazione Unica del fabbricato e delle vasche non permetta di apprezzare i periodi singoli dei due elementi strutturali. Poiché le strutture sono comunque interconnesse non si è ritenuto in sede di valutazione della sicurezza approcciare questa ulteriore analisi).

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.000
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.000
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.574 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.188 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 2.274
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati:150
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
In perc.				89.20		87.95		46.64			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.000
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.000
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.574 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.189 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 2.262
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati:150
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
In perc.				87.84		88.10		43.05			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.000
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.000
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.574 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.198 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 2.206
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati:150
			combinaz. modale: CQC

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
In perc.				88.51		87.63		43.18			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			verifica esistenti: fattore FC 1.000
			categoria suolo: C
			fattore di sito S = 1.000
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.574 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.202 sec.
			fattore q: 1.500
			fattore q (fragili): 1.500
			fattore per spost. mu d: 2.181
			classe di duttilità CD: B
			numero di modi considerati:150

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
In perc.				88.51		88.98		42.41			

7.4 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Gli spettri da NTC sono comparati con i riscontri da RSL in SLV, SLD, SLO come previsto da Ordinanza n.55 – 24/04/2018 e NTC (7.2.6)

7.4.1 RSL - SLV

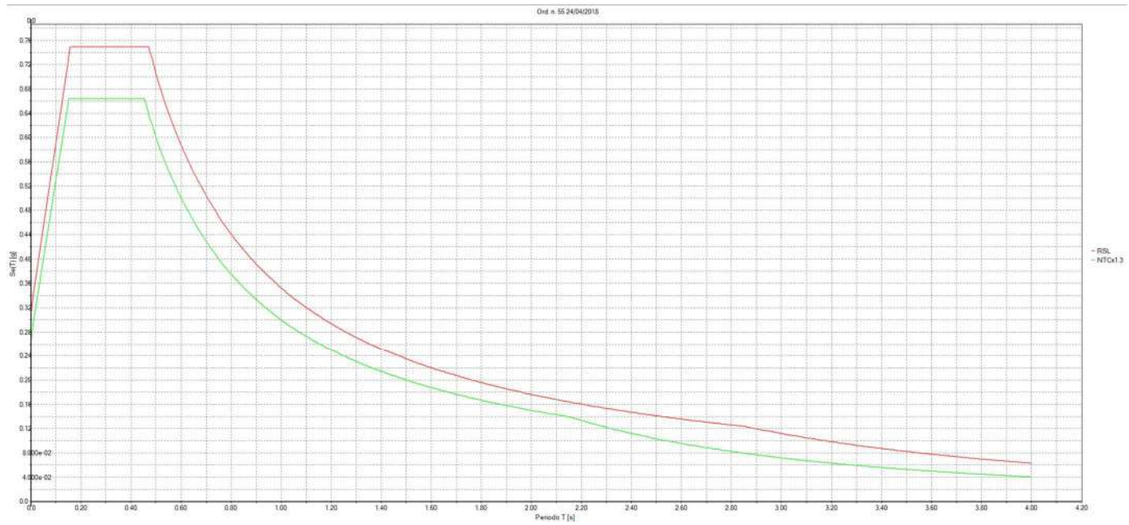


Figura 25 Confronto tra Spettro di risposta SLV da NTC e da RSL

Periodo di ritorno <Tr>	Accelerazione max <ag>	Amplificazione <Fo>	Inizio v=costante <T*c>
	[g]		[s]
30	0.101	2.411	0.397
50	0.127	2.421	0.428
72	0.148	2.412	0.446
101	0.170	2.408	0.448
140	0.195	2.397	0.453
201	0.225	2.392	0.464
475	0.314	2.382	0.471
975	0.403	2.382	0.483
2475	0.532	2.409	0.504

Confronto spettri RSL vs NTC	
Tmin	0.100
2Tmax	0.700
Integrale RSL	0.413
Integrale NTC*1.2	0.334
Rapporto	1.238
Esito confronto	Non ammesso l'uso dello spettro NTC

Periodo di ritorno <Tr>	Esito confronto
30	Possibile l'uso dello spettro RSL
50	Possibile l'uso dello spettro RSL
72	Possibile l'uso dello spettro RSL
101	Possibile l'uso dello spettro RSL
140	Possibile l'uso dello spettro RSL
201	Possibile l'uso dello spettro RSL
475	Possibile l'uso dello spettro RSL
975	Possibile l'uso dello spettro RSL
2475	Possibile l'uso dello spettro RSL

7.4.1 RSL – SLD

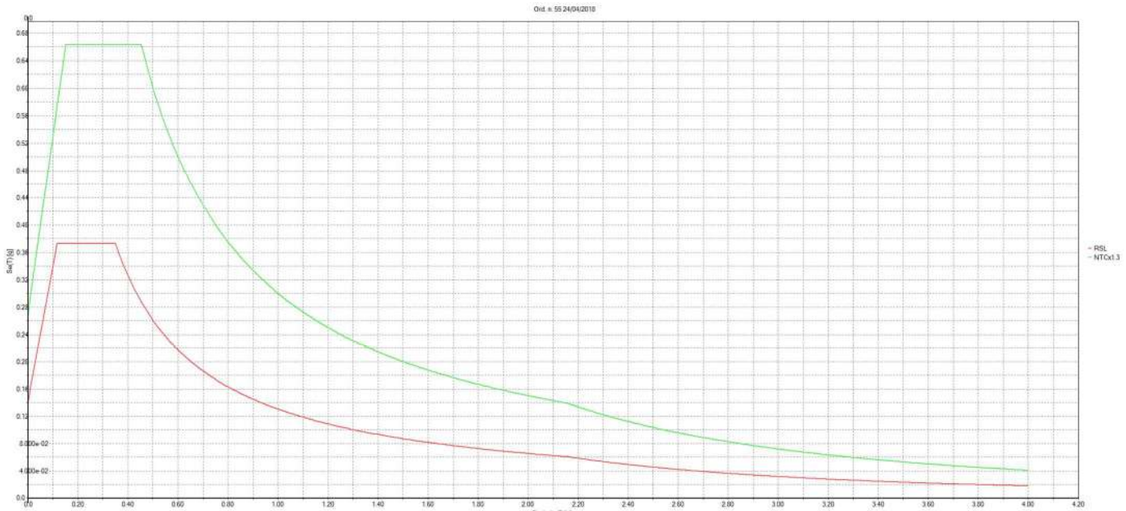


Figura 26 Confronto tra Spettro di risposta SLD da NTC e da RSL

Periodo di ritorno <Tr>	Accelerazione max <ag>	Amplificazione <Fo>	Inizio v=costante <T*c>
	[g]		[s]
30	0.045	2.672	0.295
50	0.057	2.683	0.318
72	0.066	2.673	0.332
101	0.076	2.669	0.333
140	0.087	2.657	0.336
201	0.101	2.651	0.345
475	0.141	2.640	0.350
975	0.181	2.640	0.359
2475	0.239	2.670	0.375

Confronto spettri RSL vs NTC	
Tmin	0.100
2Tmax	0.700
Integrale RSL	0.183
Integrale NTC*1.2	0.334
Rapporto	0.550
Esito confronto	Possibile l'uso dello spettro NTC

Periodo di ritorno <Tr>	Esito confronto
30	Possibile l'uso dello spettro RSL
50	Possibile l'uso dello spettro RSL
72	Possibile l'uso dello spettro RSL
101	Possibile l'uso dello spettro RSL
140	Possibile l'uso dello spettro RSL
201	Possibile l'uso dello spettro RSL
475	Possibile l'uso dello spettro RSL
975	Possibile l'uso dello spettro RSL
2475	Possibile l'uso dello spettro RSL

7.4.1 RSL - SLO

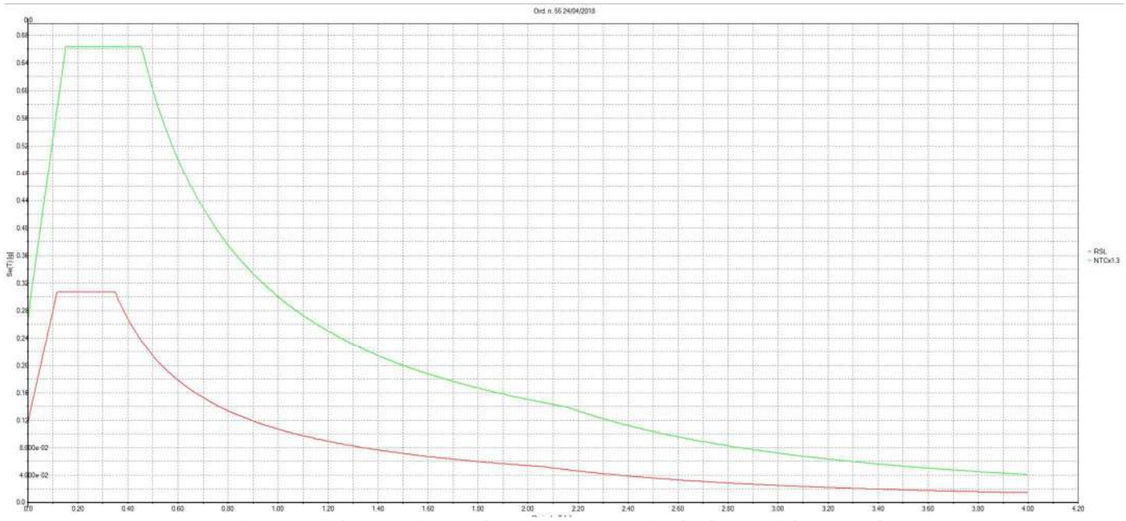


Figura 27 Confronto tra Spettro di risposta SLO da NTC e da RSL

Periodo di ritorno <Tr>	Accelerazione max <ag>	Amplificazione <Fo>	Inizio v=costante <T*c>
	[g]		[s]
30	0.038	2.658	0.294
50	0.047	2.669	0.317
72	0.055	2.659	0.331
101	0.063	2.655	0.332
140	0.072	2.643	0.336
201	0.084	2.637	0.344
475	0.117	2.626	0.349
975	0.150	2.626	0.358
2475	0.198	2.656	0.373

Confronto spettri RSL vs NTC	
Tmin	0.100
2Tmax	0.700
Integrale RSL	0.151
Integrale NTC*1.2	0.334
Rapporto	0.452
Esito confronto	Possibile l'uso dello spettro NTC

Periodo di ritorno <Tr>	Esito confronto
30	Possibile l'uso dello spettro RSL
50	Possibile l'uso dello spettro RSL
72	Possibile l'uso dello spettro RSL
101	Possibile l'uso dello spettro RSL
140	Possibile l'uso dello spettro RSL
201	Possibile l'uso dello spettro RSL
475	Possibile l'uso dello spettro RSL
975	Possibile l'uso dello spettro RSL
2475	Possibile l'uso dello spettro RSL

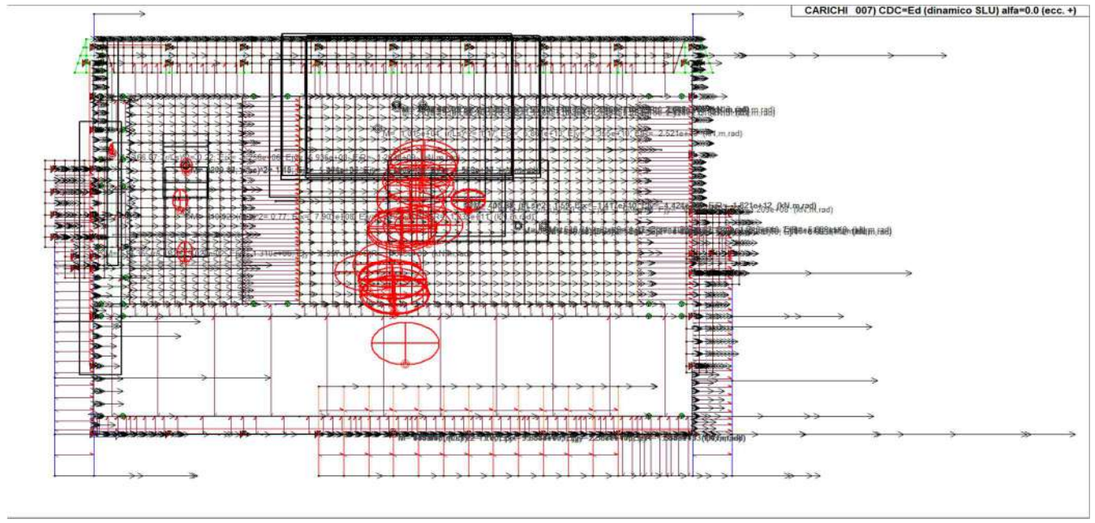


Figura 28 ***Sisma X-X***

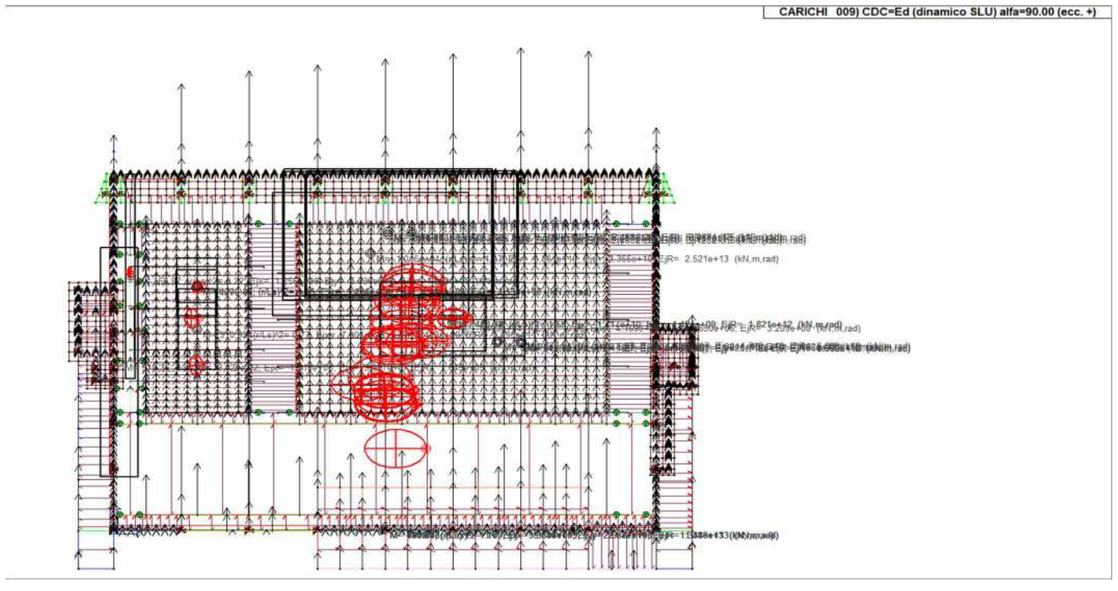


Figura 29 ***Sisma Y-Y***

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.
Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni. La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: Numero, Tipo, Sigla identificativa. Una seconda tabella riporta il peso nella combinazione assunto per ogni caso di carico.
Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \ldots$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \ldots$

Combinazione frequente SLE

$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \ldots$

Combinazione quasi permanente SLE

$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \ldots$

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

$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \ldots$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$G1 + G2 + Ad + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \ldots$

Dove:
NTC 2018 Tabella 2.5.I

Destinazione d'uso/azione	*ψ0*	*ψ1*	*ψ2*
Categoria A residenziali	*0,70*	*0,50*	*0,30*
Categoria B uffici	*0,70*	*0,50*	*0,30*
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	*0,70*	*0,70*	*0,60*
Categoria D ambienti ad uso commerciale	*0,70*	*0,70*	*0,60*
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,…	*1,00*	*0,90*	*0,80*
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli <= 30kN)	*0,70*	*0,70*	*0,60*
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	*0,70*	*0,50*	*0,30*
Categoria H Coperture	*0,00*	*0,00*	*0,00*
Vento	*0,60*	*0,20*	*0,00*
Neve a quota <= 1000 m	*0,50*	*0,20*	*0,00*
Neve a quota > 1000 m	*0,70*	*0,50*	*0,20*
Variazioni Termiche	*0,60*	*0,50*	*0,00*

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:
- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γf	*EQU*	*A1*	*A2*
Carichi permanenti	*Favorevoli* *Sfavorevoli*	*γG1*	*0,9* *1,1*	*1,0* *1,3*	*1,0* *1,0*
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	*Favorevoli* *Sfavorevoli*	*γG2*	*0,8* *1,5*	*0,8* *1,5*	*0,8* *1,3*
Carichi variabili	*Favorevoli* *Sfavorevoli*	*γQi*	*0,0* *1,5*	*0,0* *1,5*	*0,0* *1,3*

8.1 Combinazioni SLU e SLE

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 14	
15	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 15	
16	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 16	
17	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 17	
18	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 18	
19	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 19	
20	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 20	
21	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 21	
22	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 22	
23	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 23	
24	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 24	
25	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 25	
26	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 26	
27	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 27	
28	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 28	
29	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 29	
30	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 30	
31	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 31	
32	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 32	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24..	CDC 11/25..
1	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	
3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
4	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	
5	1.00	1.00	0.80	0.0	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
6	1.00	1.00	0.80	0.0	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	
7	1.00	1.00	0.80	1.50	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
8	1.00	1.00	0.80	1.50	0.80	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	
9	1.30	1.30	1.50	0.0	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	
10	1.30	1.30	1.50	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
11	1.30	1.30	1.50	1.05	1.50	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	
12	1.00	1.00	0.80	0.0	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	
13	1.00	1.00	0.80	1.05	0.80	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
14	1.00	1.00	0.80	1.05	0.80	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	
15	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
16	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	
17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	
19	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	
20	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
21	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	
22	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
23	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	
24	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
25	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	
26	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	
27	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
28	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	
29	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
30	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	
31	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
32	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	

8.2 Combinazioni SLV

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 4	
5	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 5	
6	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 6	
7	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 7	
8	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 8	
9	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 9	
10	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 10	
11	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 11	
12	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 12	
13	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 13	
14	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 14	
15	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 16	
17	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 24	
25	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 25	
26	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 26	
27	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 27	
28	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 28	
29	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 29	
30	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 30	
31	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 31	
32	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 32	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24..	CDC 11/25..
1	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	
2	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	
3	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	
4	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	
5	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	
6	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	
7	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	
8	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	
9	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	
10	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	
11	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	
12	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	
13	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	
14	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	
15	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	
16	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	
17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	
18	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	
19	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	
20	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	
21	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	
22	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	
23	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	
24	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	
25	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	
26	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	
27	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	
28	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	
29	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	
30	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	
31	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	
32	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	

8.3 Combinazioni SLD

33	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 33	
34	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 34	
35	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 35	
36	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 36	
37	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 37	
38	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 38	
39	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 39	
40	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 40	
41	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 41	
42	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 42	
43	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 43	
44	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 44	
45	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 45	
46	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 46	
47	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 47	
48	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 48	
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 49	
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 50	
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 51	
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 52	
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 53	
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 54	
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 55	
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 56	
57	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 57	
58	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 58	
59	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 59	
60	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 60	
61	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 61	
62	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 62	
63	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 63	
64	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 64	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...
33	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	
34	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	
35	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	
36	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	
37	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	
38	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	
39	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	
40	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	
41	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	
42	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	
43	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	
44	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	
45	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	
46	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	
47	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	
48	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	
49	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	
50	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	
51	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	
52	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	
53	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	
54	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	
55	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	
56	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	
57	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	
58	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	
59	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	
60	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	
61	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	
62	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	
63	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	
64	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	

8.4 Combinazioni SLO

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 1	
2	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 2	
3	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 3	
4	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 4	
5	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 5	
6	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 6	
7	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 7	
8	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 8	
9	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 9	
10	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 10	
11	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 11	
12	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 12	
13	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 13	
14	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 14	
15	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 15	
16	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 16	
17	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 17	
18	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 18	
19	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 19	
20	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 20	
21	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 21	
22	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 22	
23	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 23	
24	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 24	
25	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 25	
26	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 26	
27	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 27	
28	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 28	
29	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 29	
30	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 30	
31	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 31	
32	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 32	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...
1	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	-0.30	0.0	
2	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.30	0.0	
3	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	-0.30	0.0	
4	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.30	0.0	
5	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	-0.30	
6	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-1.00	0.0	0.0	0.30	
7	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	-0.30	
8	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.0	0.0	0.30	
9	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	-0.30	0.0	
10	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.30	0.0	
11	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	-0.30	0.0	
12	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.30	0.0	
13	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	-0.30	
14	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-1.00	0.0	0.30	
15	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	-0.30	
16	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	1.00	0.0	0.30	
17	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	-1.00	0.0	
18	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	1.00	0.0	
19	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	-1.00	0.0	
20	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	1.00	0.0	
21	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	-1.00	0.0	
22	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	1.00	0.0	
23	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	-1.00	0.0	
24	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	1.00	0.0	
25	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	-1.00	
26	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	-0.30	0.0	0.0	1.00	
27	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	-1.00	
28	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.30	0.0	0.0	1.00	
29	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	-1.00	
30	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	-0.30	0.0	1.00	
31	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	-1.00	
32	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	0.0	0.30	0.0	1.00	

9 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IN MODELLO F.E.M.

Acquisiti i dati di caratterizzazione dei materiali come esposti in documento R4, si è provveduto a considerare, nell'ambito di un livello di conoscenza LC3, le caratteristiche prestazionali ed i criteri progettuali e geometrici riepilogati in tabelle seguenti, in cui:

- il calcestruzzo è stato posto di resistenza pari alla classe C25/30, fessurato, (quindi con moduli E e G ridotti del 50% rispetto al valore di calcestruzzo integro);
- Il solo calcestruzzo delle vasche è stato posto di resistenza pari alla classe C28/35, fessurato, (quindi con moduli E e G ridotti del 50% rispetto al valore di calcestruzzo integro);
- Le carpenterie metalliche della struttura di copertura e dei profili HEA presenti a quota di impalcato +2.65ml sono implementate con acciaio S235 (ex Fe360)
- L'acciaio d'armatura a progetto AQ50 ($\sigma r = 5000$ kg/cm^2 – $\sigma amm = 1600$ kg/cm^2) è stato modellato a barre lisce con acciaio con caratteristiche di snervamento pari a 3150daN/cm^2 e tensione ammissibili di 1600daN/cm^2 (ossia Feb32k)

BARRE TONDE LISCE	Aq 42	Aq 50	Aq 60
Tensione di **snervamento** (kg/cm^2)	>2300	>2700	>3100
Tensione di **rottura** (kg/cm^2)	>4200	>5000	>6000
Allungamento minimo	>20%	>18%	>14%
Denominazione: **Acciaio**	dolce	semiduro	duro
BARRE TONDE LISCE – "OGGI"	**Fe b 22 k**		**Fe b 32 k**
Tensione di **snervamento** (kg/cm^2)	>2200		>3150
Tensione di **rottura** (kg/cm^2)	>3350		>4900
Allungamento minimo	>24%		>23%
Diametro minimo delle pieghe	2φ		3φ

Figura 30 ***Caratteristiche dell'acciaio***

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3		
1	Calcestruzzo Classe C25/30-Calcestruzzo Classe C25/30			1.600e+05	0.20	6.700e+04	2.50e-03	1.00e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.00
	Fattore di confidenza FC a								1.00
	Resistenza Rc	203.6	300.0						
	Resistenza fctm		25.6						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
3	Calcestruzzo Classe C28/35-Calcestruzzo Classe C28/35			1.650e+05	0.20	6.900e+04	2.50e-03	1.00e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.00
	Fattore di confidenza FC a								1.00
	Resistenza Rc	253.6	350.0						
	Resistenza fctm		28.4						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Id	Tipo / Note	V. caratt.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
11	Acciaio Fe360 - S235-acciaio Fe360-S235			2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.85e-03	1.20e-05	
	Fattore di confidenza FC m								1.00
	Tensione ft	3420.0	3600.0						
	Tensione fy	2232.5	2350.0						
	Resistenza fd	2350.0							
	Resistenza fd (>40)	2100.0							
	Tensione ammissibile	1600.0							
	Tensione ammissibile (>40)	1400.0							
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

Pareti c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetto armatura	Singolo elemento	FONDAZIONE	Singolo elemento	Singolo elemento	Singolo elemento	Singolo elemento
	Singolo elemento					
Armatura						
Inclinazione Av [gradi]	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
	90.00					
Angolo Av-Ao [gradi]	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
	90.00					
Minima tesa	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	0.25					
Massima tesa	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	4.00					
Maglia unica centrale	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Unico strato verticale	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Unico strato orizzontale	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Copriferro [cm]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00					
Maglia V						
diametro	12	10	12	12	12	12
	12					
passo	30	25	30	30	30	30
	30					
diametro aggiuntivi	12	12	12	12	12	12
	12					
Maglia O						
diametro	10	10	10	10	10	10
	10					
passo	25	25	25	25	25	25
	25					
diametro aggiuntivi	10	12	10	10	10	10
	10					
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
	3150.00					
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
	1.15					
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	1.50					
Verifiche con N costante	SI	SI	SI	SI	SI	SI
	SI					
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50
	97.50					
Tens amm. acciaio [daN/cm2]	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00
	1600.00					
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	15.00					
Max rapporto A compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00					
Parete estesa debo armata						
Fattore amplificazione taglio V	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Hcrit. par. 7.4.4.5.1 [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Hcrit. par. 7.4.6.1.4 [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Diagramma inviluppo taglio	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Vincolo lati	nessun lato	nessun lato	nessun lato	nessun lato	nessun lato	nessun lato
	nessun lato					

Pareti c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Verifica come fascia	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Diametro di estremità	0	0	0	0	0	0
	0					
Zona confinata						
Minima tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.00					
Massima tesa	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
	4.00					
Distanza barre [cm]	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00					
Interferro	2	2	2	2	2	2
	2					
Armatura inclinata						
Area barre [cm2]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Angolo orizzontale [gradi]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Distanza di base [cm]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
3+ estradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
	NO					
Tempo di esposizione R	15	15	15	15	15	15

Gusci c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Armatura						
Inclinazione Ax [gradi]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0					
Angolo Ax-Ay [gradi]	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00	90.00
Minima tesa	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31	0.31
Massima tesa	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78
Maglia unica centrale	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Copriferro [cm]	2.00	3.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	2.00					
Maglia x						
diametro	9	12	9	9	9	9
passo	25	20	25	25	25	25
diametro aggiuntivi	9	12	9	9	9	9
	9					
Maglia y						
diametro	8	12	8	8	8	8
passo	23	20	23	23	23	23
diametro aggiuntivi	8	12	8	8	8	8
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Verifiche con N costante	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Applica SLU da DIN	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50
Tensione amm. acciaio [daN/cm2]	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Resistenza al fuoco						
3- intradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
3+ estradosso	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Tempo di esposizione R	15	15	15	15	15	15

Travi c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						
Progetta a filo	SI	NO	SI	SI	SI	SI
Af inf: da q*L*L /	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Armatura						
Minima tesa	0.0	0.31	0.0	0.0	0.0	0.0
Minima compressa	0.0	0.31	0.0	0.0	0.0	0.0
Massima tesa	6.00	0.78	6.00	6.00	6.00	6.00
Da sezione	NO	SI	NO	NO	NO	NO
Usa armatura teorica	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Tensione fy staffe [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Verifiche con N costante	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Fattore di ridistribuzione	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Modello per il confinamento						
Relazione tensio-deformativa	Mander	Mander	Mander	Mander	Mander	Mander
	r					
Incrudimento acciaio	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03
Fattore lambda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
epsilon max,s	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02
epsilon cu2	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03
epsilon c2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
epsilon cy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50
Tensione amm. acciaio [daN/cm2]	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Staffe						
Diametro staffe	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Passo minimo [cm]	5.00	4.00	23.00	24.00	24.50	20.50
Passo massimo [cm]	25.00	30.00	23.00	24.00	24.50	20.50
Passo raffittito [cm]	15.00	15.00	23.00	24.00	24.50	20.50
Lunghezza zona raffittita [cm]	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00	50.00
Ctg(Teta) Max	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Percentuale sagomati	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Luce di taglio per GR [cm]	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
Adotta scorrimento medio	SI	NO	SI	SI	SI	SI
Torsione non essenziale inclusa	NO	SI	NO	NO	NO	NO

Pilastri c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Generalità						

Pilastri c.a.	1/7/..	2/8/..	3/9/..	4/10/..	5/11/..	6/12/..
Progetto armatura	Privilegia lati	Privilegia lati	Privilegia lati	Privilegia lati	Privilegia lati	Privilegia lati
Progetta a filo	SI	NO	SI	SI	SI	SI
Effetti del 2 ordine	NO	SI	NO	NO	NO	NO
Beta per 2-2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Beta per 3-3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Armatura						
Massima tesa	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00
Minima tesa	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Tensione fy staffe [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Verifiche con N costante	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Modello per il confinamento						
Relazione tensio-deformativa	Mander	Mander	Mander	Mander	Mander	Mander
Incrudimento acciaio	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03	5.000e-03
Fattore lambda	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
epsilon max,s	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02	4.000e-02
epsilon cu2	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03	4.500e-03
epsilon c2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
epsilon cy	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50	97.50
Tensione amm. acciaio [daN/cm2]	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Staffe						
Diametro staffe	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Passo minimo [cm]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Passo massimo [cm]	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
Passo raffittito [cm]	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Lunghezza zona raffittita [cm]	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
Ctg(Teta) Max	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Luce di taglio per GR [cm]	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
Massimizza gerarchia	SI	SI	SI	SI	SI	SI

Solai e pannelli	**1/7/..**	**2/8/..**	**3/9/..**	**4/10/..**	**5/11/..**	**6/12/..**
Generalità						
Usa tensioni ammissibili	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Af inf: da traliccio	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Consenti armatura a taglio	NO	NO	NO	NO	NO	NO
Incrementa armatura longitudinale per taglio	SI	SI	SI	SI	SI	SI
Af inf: da q*L*L /	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
Incremento fascia piena [cm]	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Armatura						
Minima tesa	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
Massima tesa	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Minima compressa	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Af/h [cm]	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02	7.000e-02
Stati limite ultimi						
Tensione fy [daN/cm2]	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00	3150.00
Coefficiente gamma s	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
Coefficiente gamma c	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
Fattore di ridistribuzione	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Tensioni ammissibili						
Tensione amm. cls [daN/cm2]	85.00	85.00	85.00	85.00	85.00	85.00
Tensione amm. acciaio [daN/cm2]	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00	1600.00
Rapporto omogeneizzazione N	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
Massimo rapporto area compressa/tesa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Verifica freccia						
Infinita	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00	250.00
Istantanea	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00	500.00
Fattore viscosità	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Usa J non fessurato	NO	NO	NO	NO	NO	NO

10 RISULTATI PRINCIPALI

Come esposto in Relazione Metodologica (R2) . il progetto simulato alle TA è stato implementato con gli schemi di armatura del progetto originario. Tali schemi sino stati verificati in sito mediante saggi pacometrici. La implementazione dei dati ha permesso l'inserimento degli schemi di armatura anche dei ferri piegati. A seguire si riportano le verifiche delle strutture relativamente a pilastri e travi sia alle TA che agli SLU

10.1 PROGETTO ALLE TA CON IMPLEMENTAZIONE DEGLI SCHEMI DI ARMATURA DI PROGETTO

SI PROCEDE ALLA RAPPRESENTAZIONE SU SCALA CROMATICA DEI LIVELLI TENSIONALI DA ANALISI T.A.

10.1.1 PILASTRI ESISTENTI TA

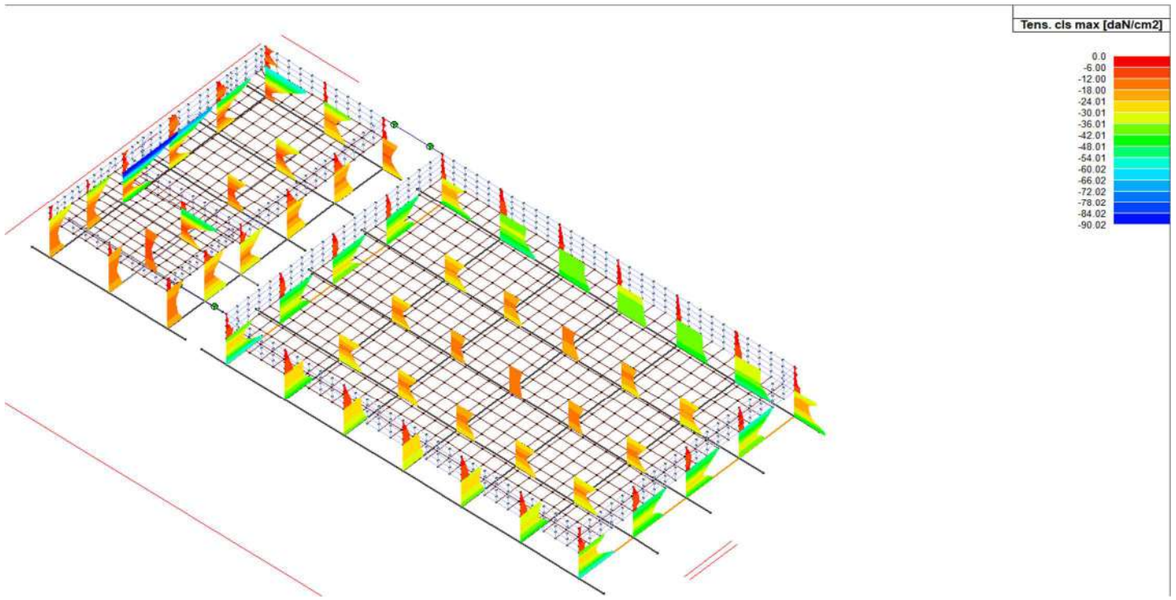


Figura 31 ***Pilastri zona vasche*** **- Tensioni cls (max 90 daN/cm2)**

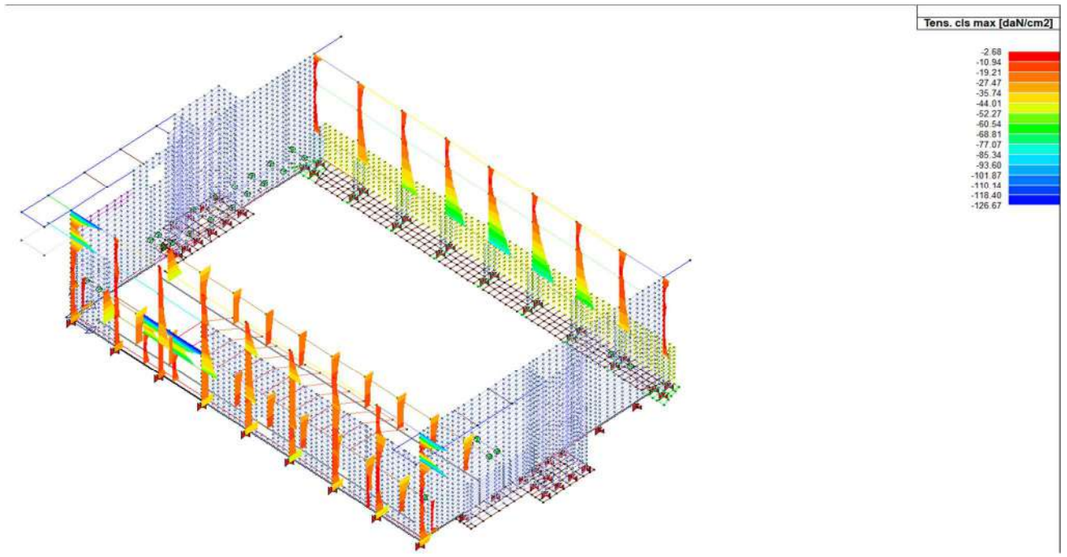


Figura 32 ***Pilastri perimetrali - Tensioni cls (max 126.97daN/cm2)***

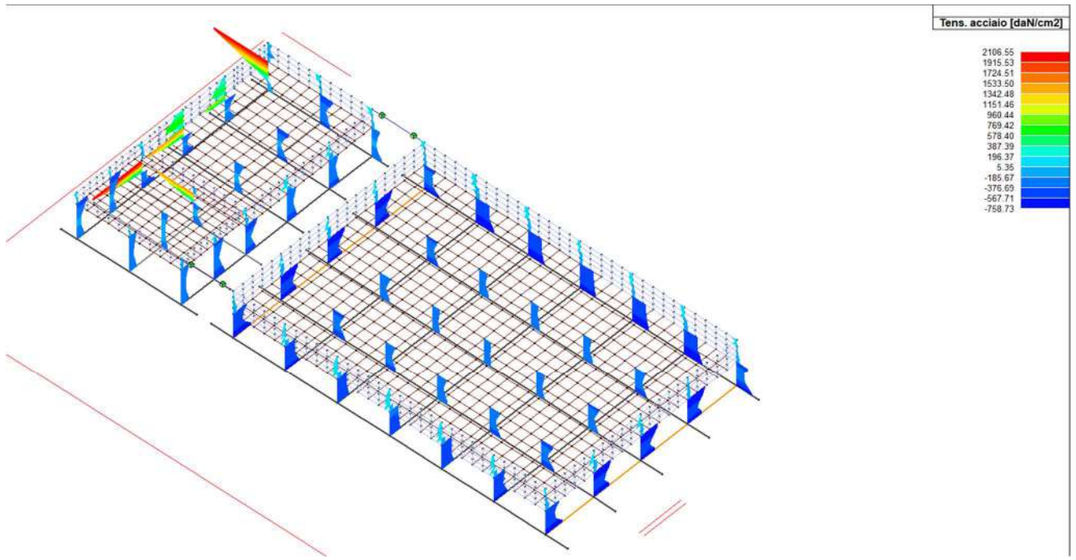


Figura 34 ***Pilastri zona vasche -*** **Tensioni acciaio (max 2106 daN/cm2)**

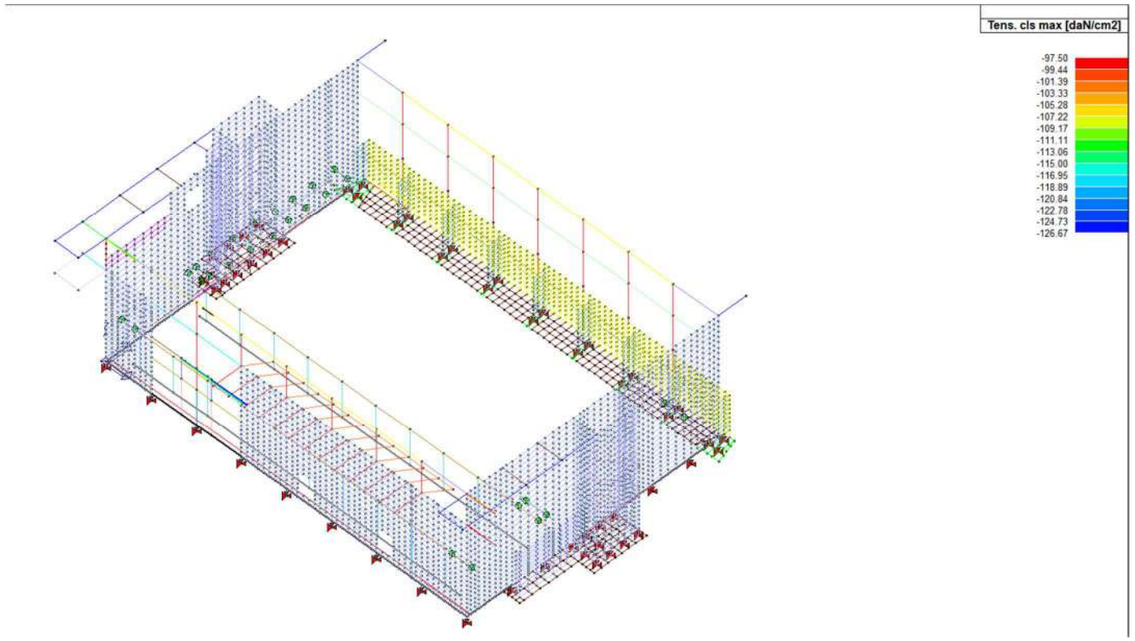


Figura 33 Pilastri perimetrali - Tensioni cls max > T. AMMISSIBILE CLS (97.50 daN/cm2)
(a dimostrazione del carattere locale delle sovra tensioni)

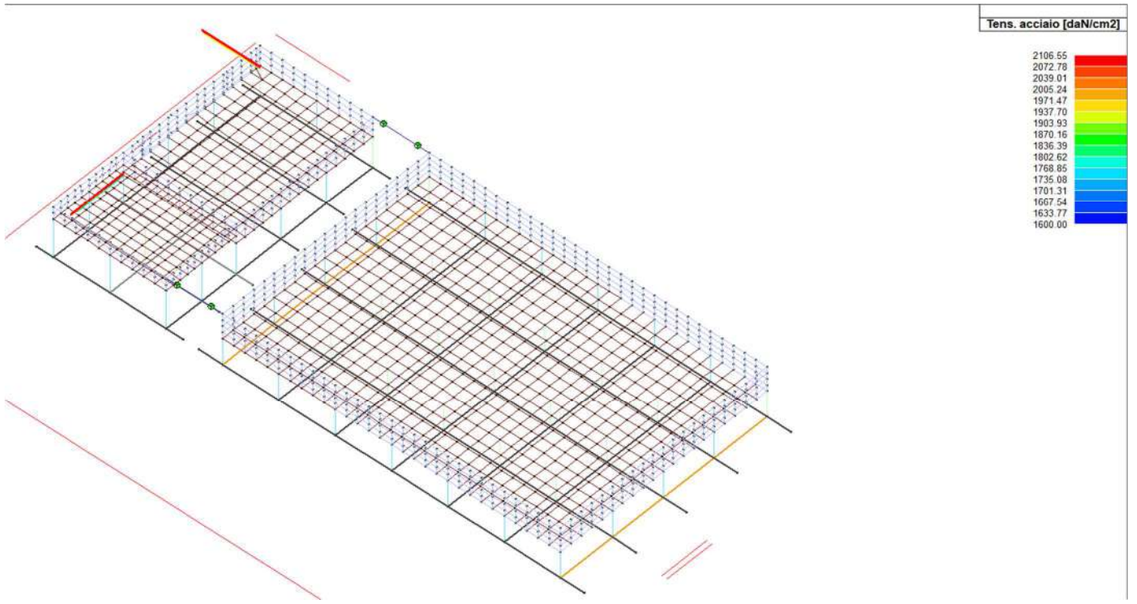


Figura 35 ***Pilastri zona vasche - Tensioni acciaio max > T. AMMISSIBILE ACCIAIO (1600 daN/cm2)***
Ubicati in corrispondenza dei campi di solaio oggetto di variante in corso d'opera

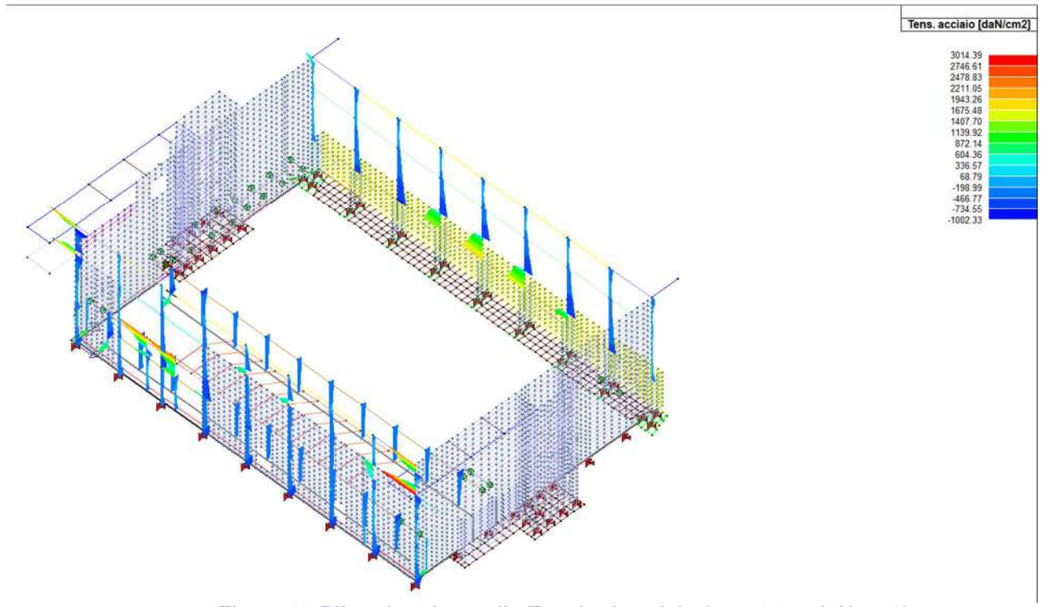


Figura 36 Pilastri perimetrali - Tensioni acciaio (max 3014 daN/cm2)

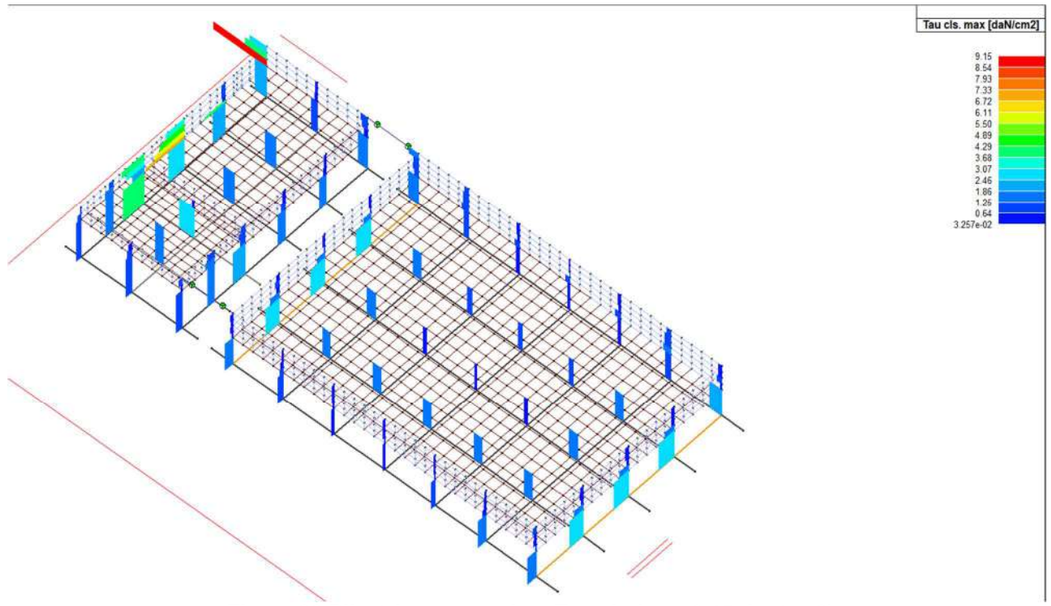


Figura 38 Pilastri zona vasche - Tau cls (max 9.15 dan/cm2)

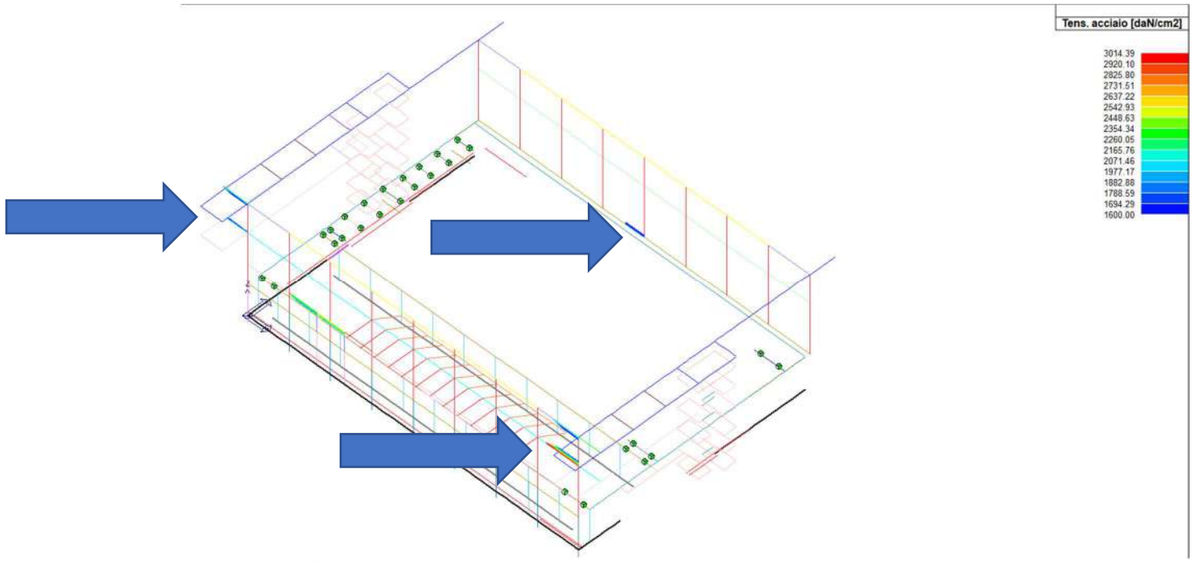


Figura 37 Pilastri zona vasche - Tensioni acciaio max > T. AMMISSIBILE ACCIAIO (1600 daN/cm2)
Picchi alla base di alcuni pilastri e all'incastro con le mensole di livelli +7.00 e +10.30

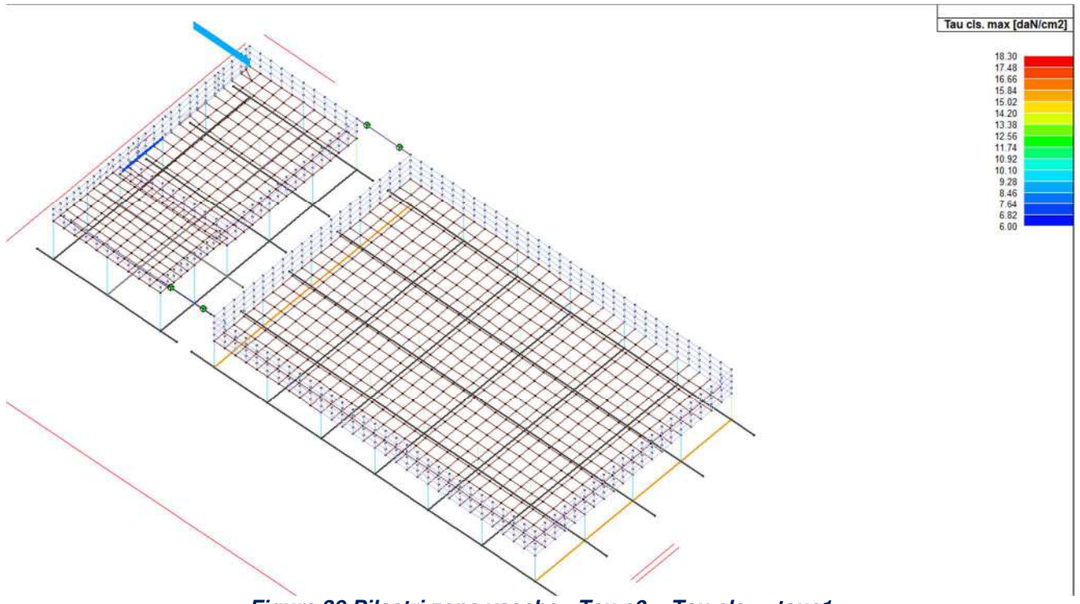


Figura 39 Pilastri zona vasche - Tau c0 < Tau cls < tauc1

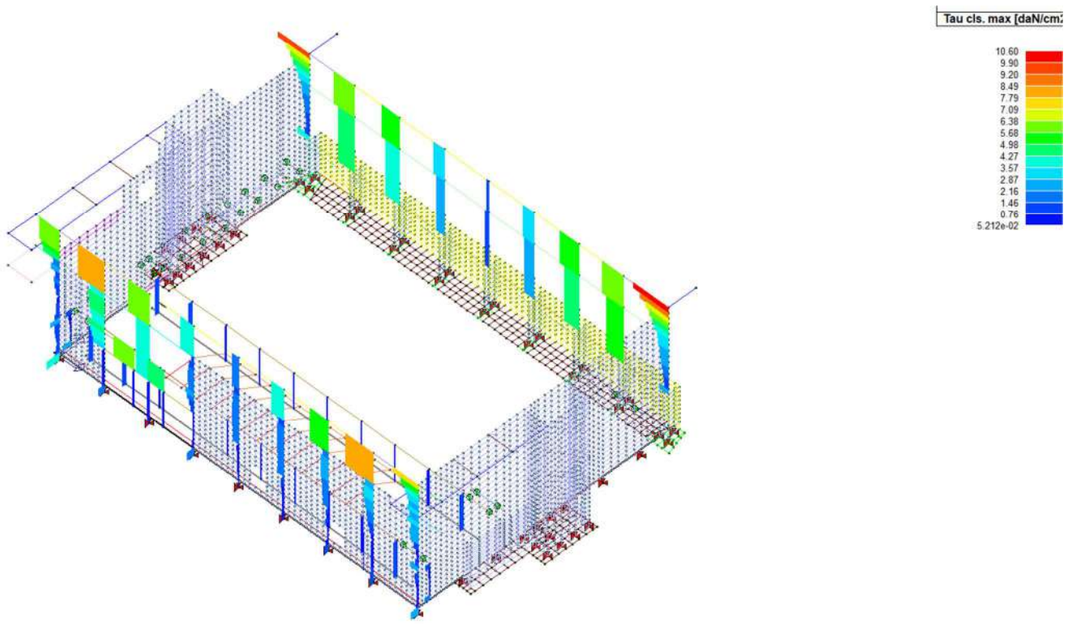


Figura 40 Pilastri perimetrali - Tau cls (max 10.60 daN/cm2)

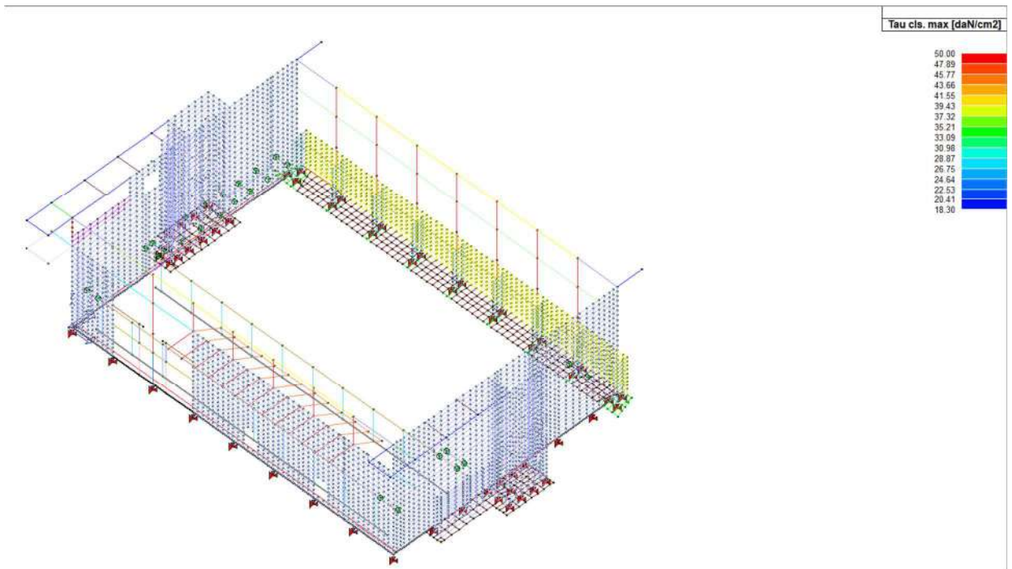


Figura 42 Pilastri perimetrali - Tau cls > Tau c1
A dimostrazione del carattere locale delle sovratensioni

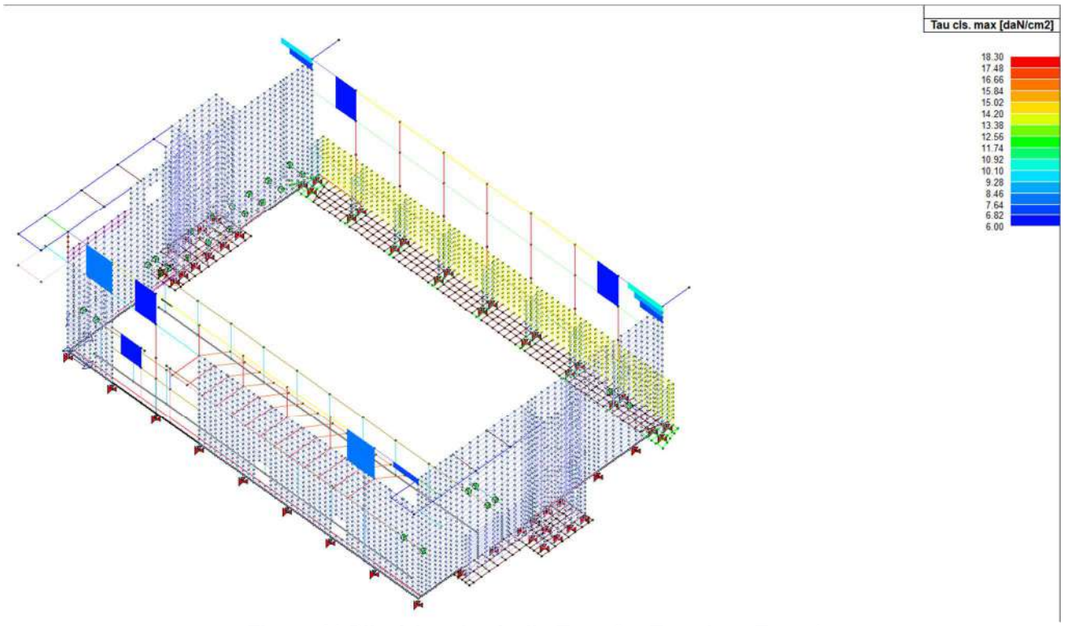


Figura 41 Pilastri perimetrali - Tau c0 < Tau cls < Tau c1

Le verifiche possono dirsi sono soddisfatte per quanto riguarda i pilastri, considerando le armature riscontrate da verifiche pacometriche e da saggi di controllo del diametro e numero delle barre.

La comparazione tra i livelli tensionali di calcolo con la resistenza ammissibile per cls e barre d'armatura rispettivamente di 97.50daN/cmq e 1600daN/cmq, riferibili ad un cls C25/30 (nel suo valori caratteristico di Rc) e ad un acciaio Feb32k è sostanzialmente favorevole. Le tensioni massime sul cls ed acciaio dei pilastri, pari rispettivamente a:

- 90 daN/cmq e 2106 daN/cmq per i pilastri di sostegno dell vasche
- 126 daN/cmq e 3014 daN/cmq per i pilastri del fabbricato

sono SUPERIORI ai valori ammissibili MA DI CARATTERE LOCALE, come riscontrato dalle immagini in cui vengono proposti gli ambiti di superamento dei valori ammissibili lato calcestruzzo ed acciaio.

10.1.2 TRAVI ESISTENTI TA

Per le travate si riportano in Elaborato grafico R2.1, per ogni singola trave, dapprima le armature previste a progetto e gli schemi di armatura implementati nel modello di verifica

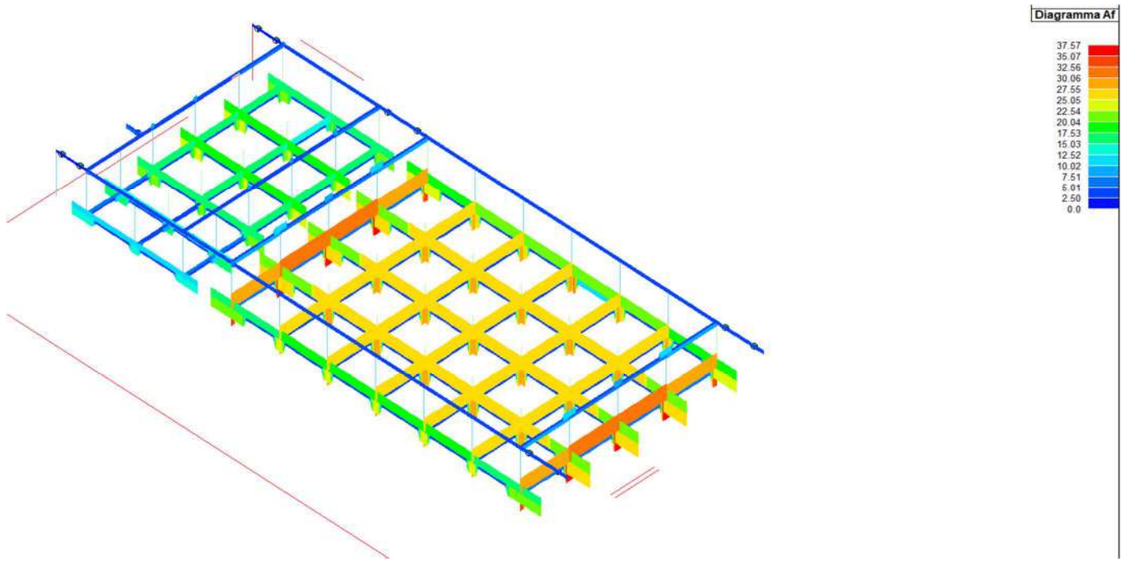


Figura 43 ***Travi zona vasche*** **- Armatura di progetto travi [cmq]**

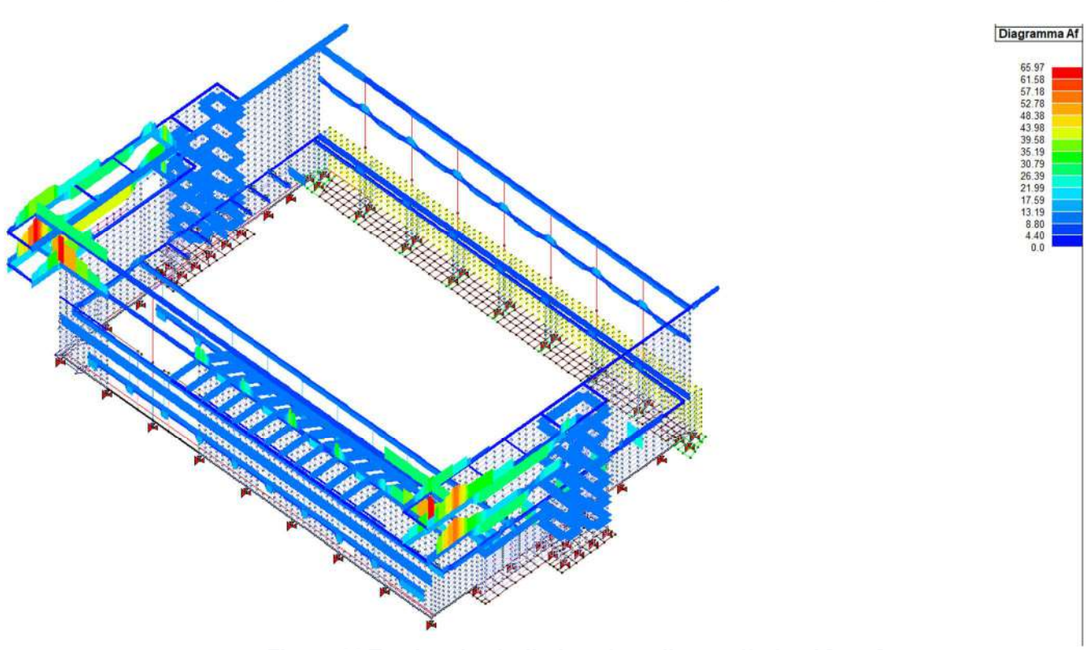


Figura 44 Travi perimetrali **- Armatura di progetto travi [cmq]**

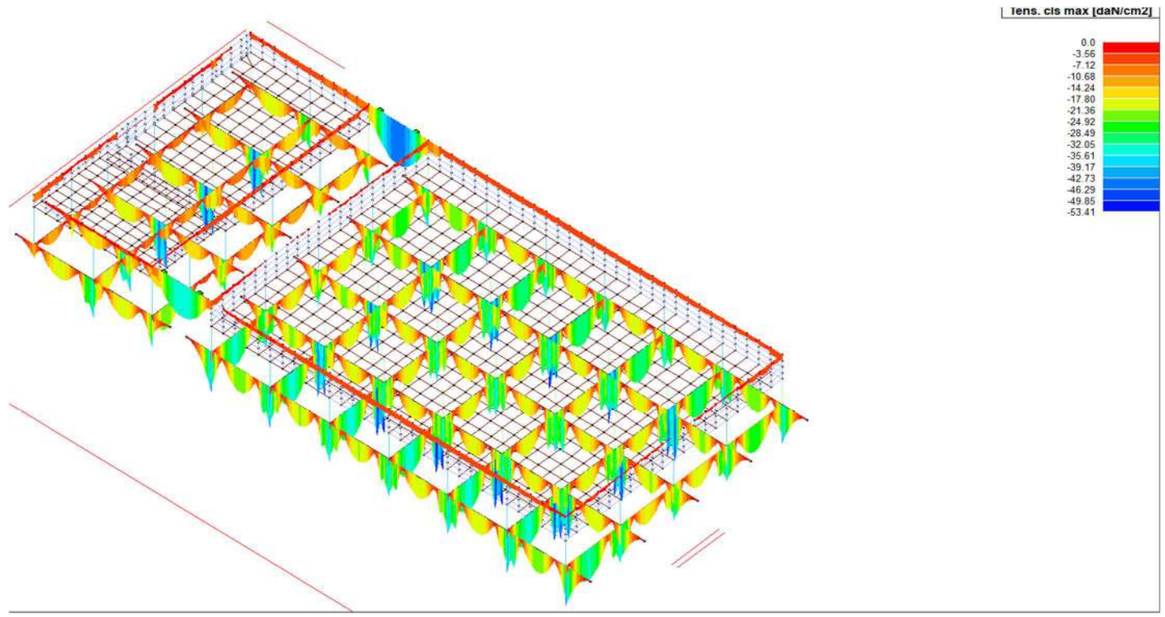


Figura 45 ***Travi zona vasche*** **- Tensioni cls (max 53.41 daN/cmq)**

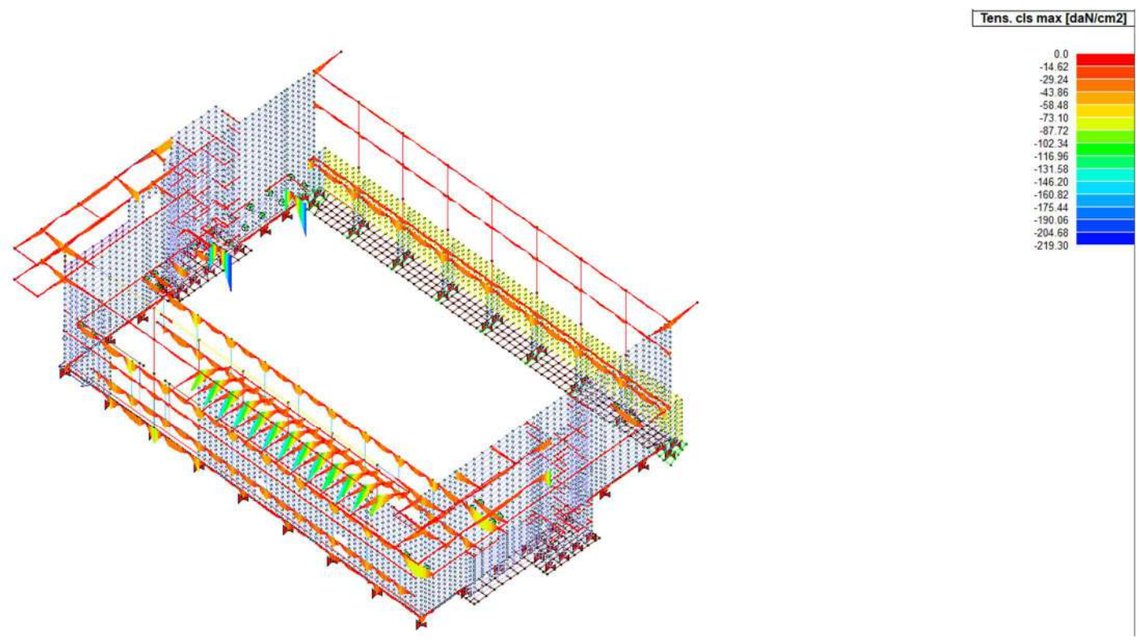


Figura 46 ***Travi perimetrali*** **- Tensioni cls (max 219.30 daN/cmq)**

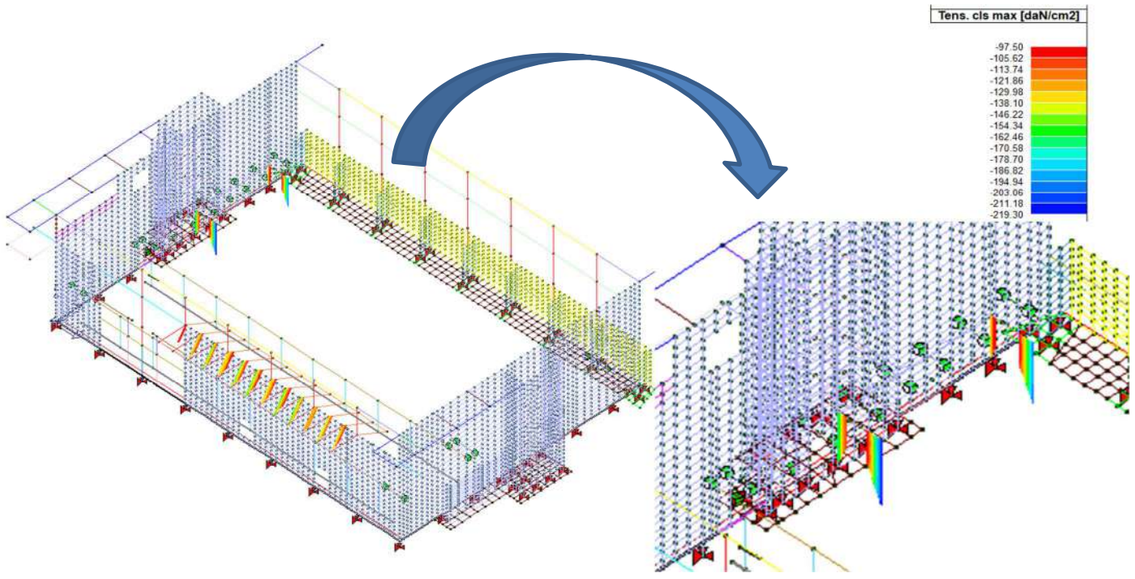


Figura 47 ***Travi perimetrali*** **- Tensioni cls > T. AMMISSIBILE CLS (97.50 daN(cm2)**
Sovratensioni localizzate in corrispondenza della porzione di impalcato oggetto di variante in corso d'opera

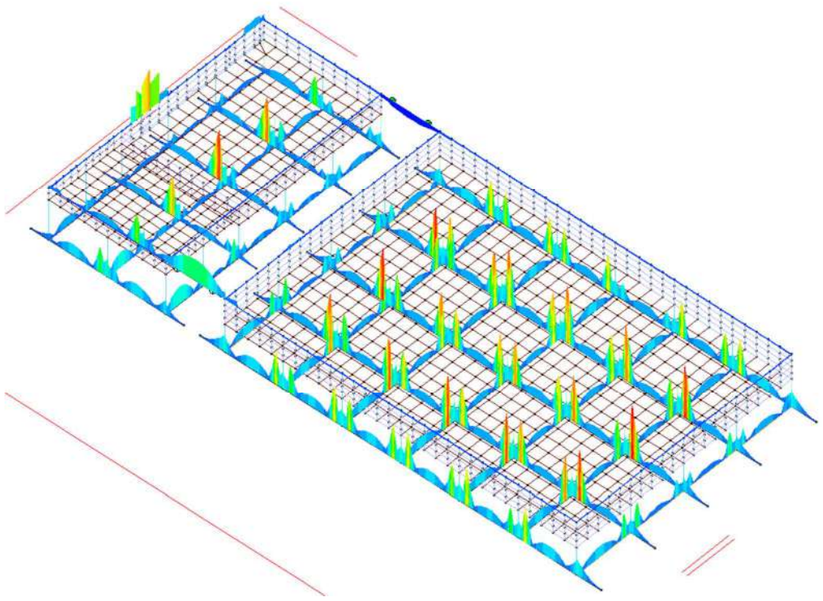


Figura 48 ***Travi zona vasche*** **- Tensioni acciaio (max 4576 daN/cm2)**

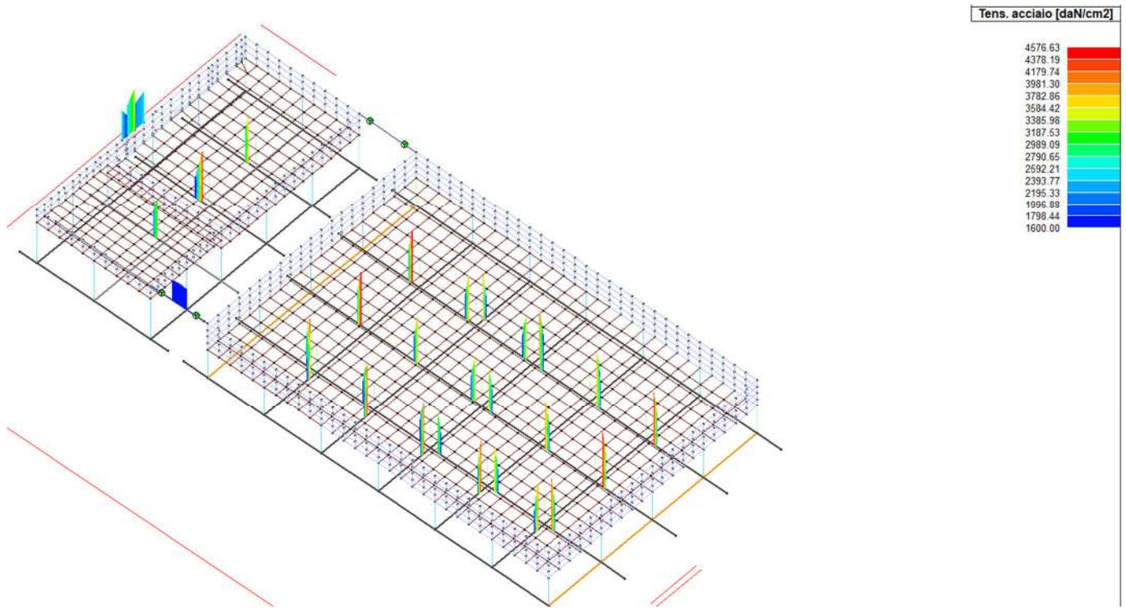


Figura 49 ***Travi zona vasche*** **- Tensioni acciaio max >** ***T.AMMISSIBILE ACCIAIO (1600daN/cmq)***

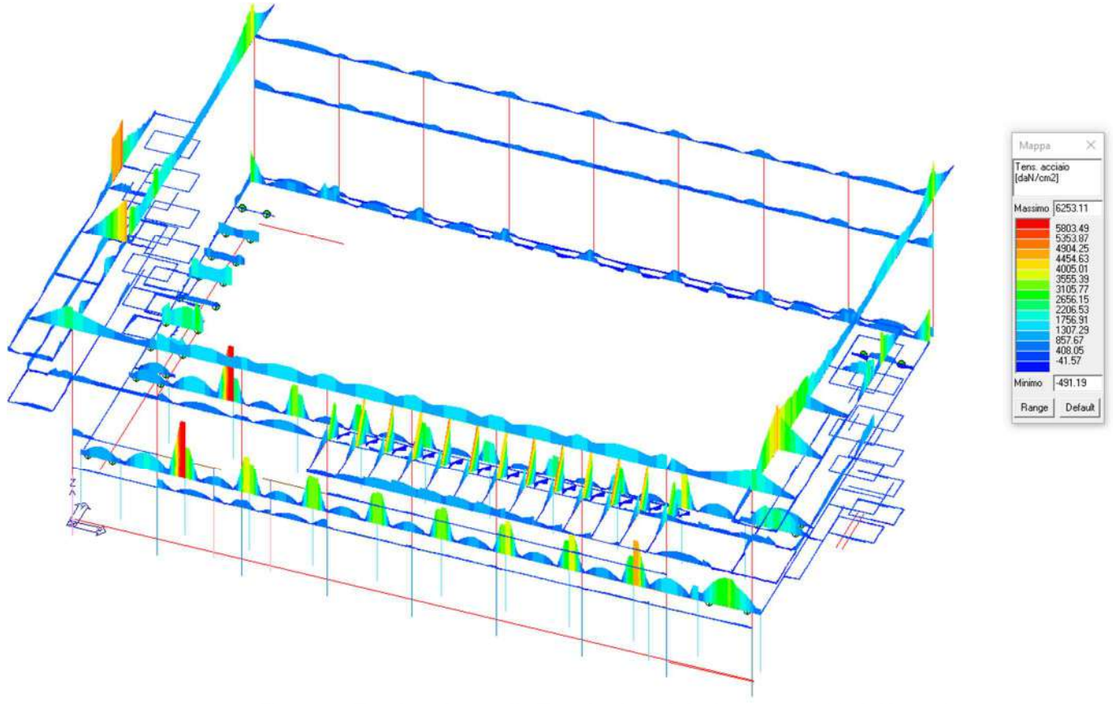


Figura 50 ***Travi perimetrali*** **- Tensioni acciaio (max >> 1600 daN/cmq)**

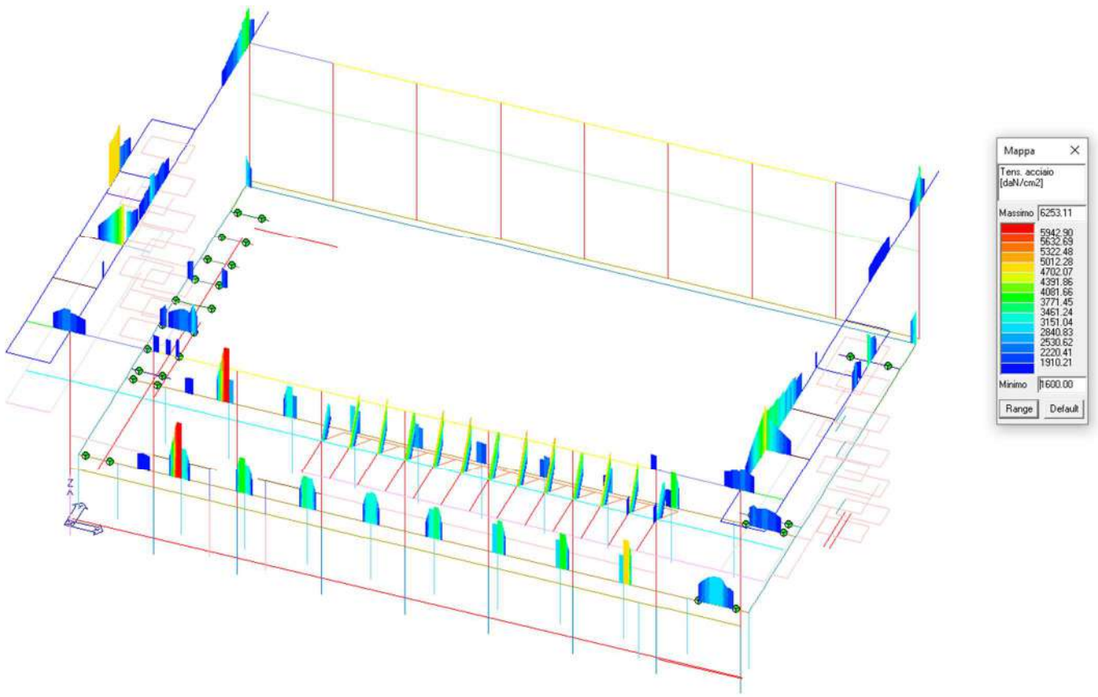


***Figura 51 Travi perimetrali* - Tensioni acciaio max > T. AMMISSIBILI ACCIAIO**

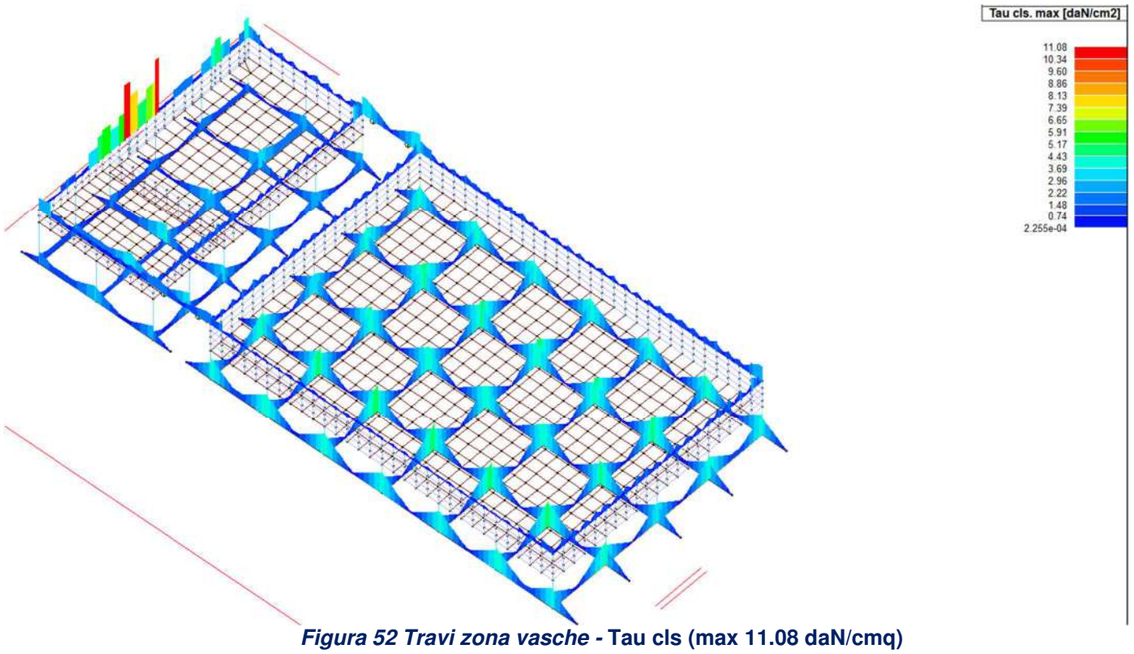


***Figura 52 Travi zona vasche* - Tau cls (max 11.08 daN/cmq)**
In corrispondenza dei campi di solaio oggetto di variante in corso d'opera

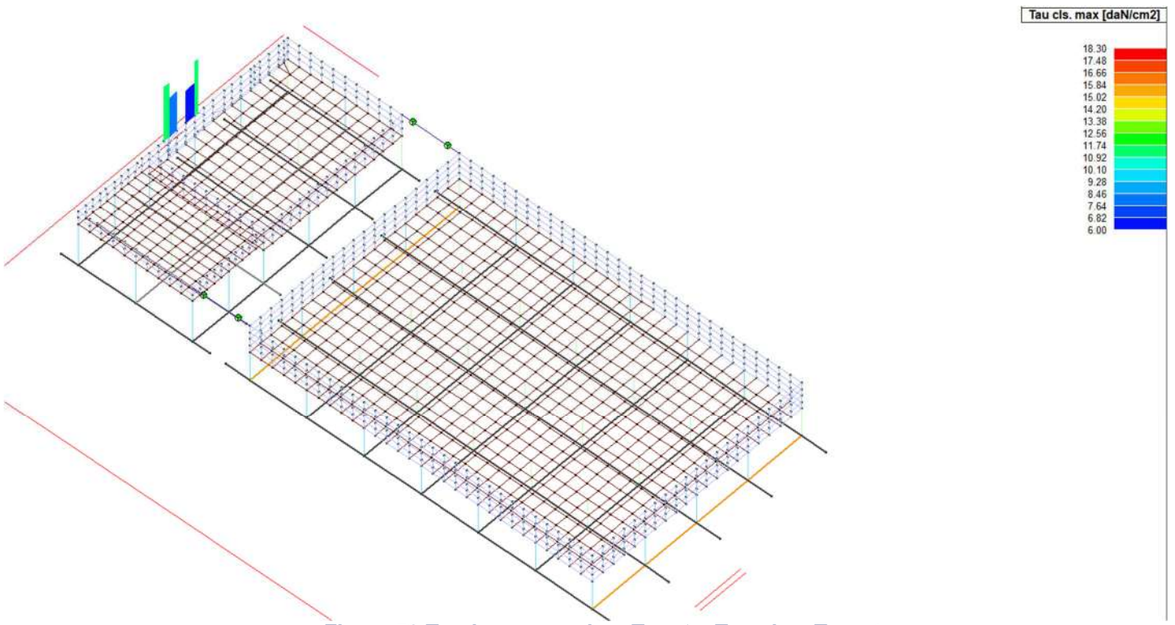


***Figura 53 Travi zona vasche - Tauc0* < Tau cls < Tau c1**
In corrispondenza dei campi di solaio oggetto di variante in corso d'opera

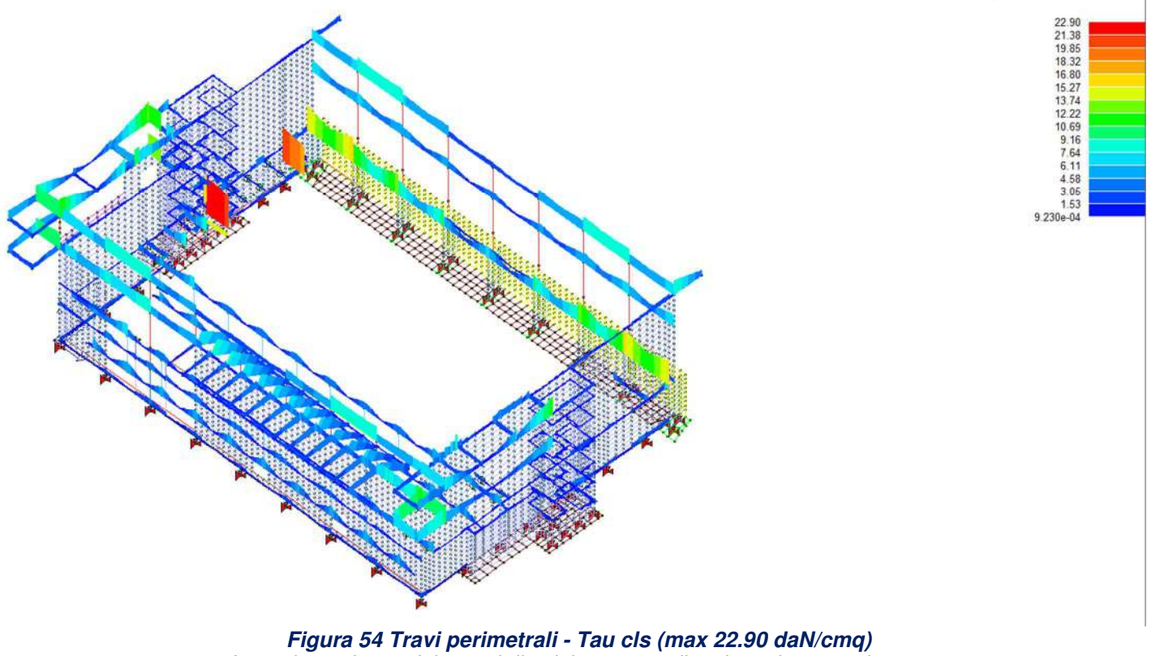


Figura 54 Travi perimetrali - Tau cls (max 22.90 daN/cmq)
In corrispondenza dei campi di solaio oggetto di variante in corso d'opera

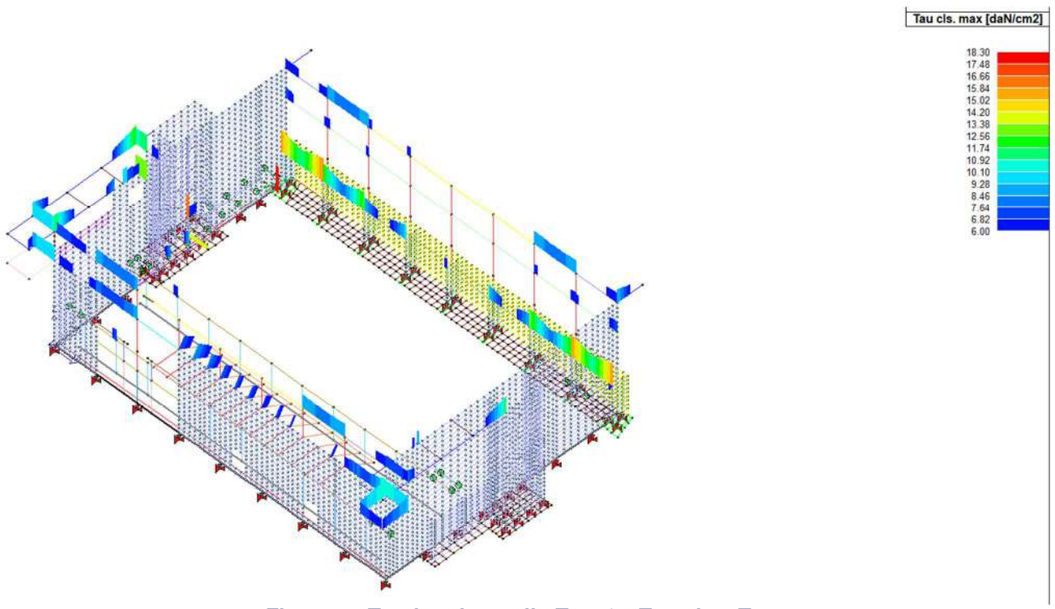


Figura 55 Travi perimetrali - Tauc0 < Tau cls < Tau c1

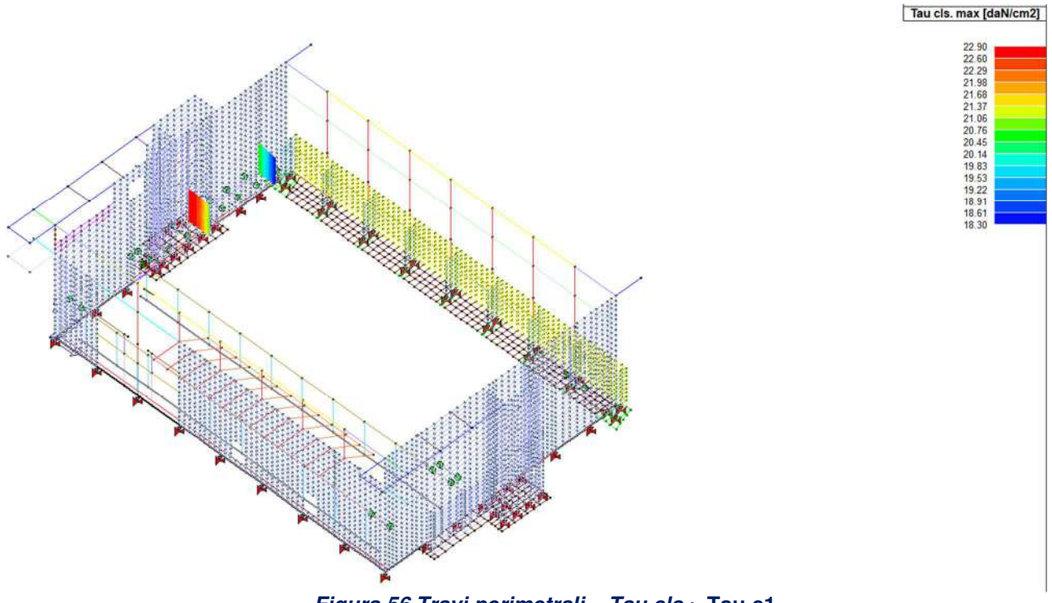


Figura 56 Travi perimetrali – Tau cls > Tau c1

Nel progetto implementato con i dati di progetto e di rilievo pacometrico si ottengono valori di tensione su cls e acciaio rispettivamente pari a 53.41 daN/cm2 e 4576 daN/cm2 per le travature di nervatura delle vasche. In cui le sovratensioni (>1600 daN/cm2) sono localizzate ai nodi tra travi e pilastri. Per quanto riguarda le travi del fabbricato si riscontrano tensioni lato cls e acciaio pari rispettivamente a 126daN/cm2 e 6200 daN/cm2. In questo caso le tensioni non conformi con i valori ammissibili sono localizzate nella porzione di solaio oggetto di variante in corso d'opera, come descritta dal elaborato progettuale originale tav.82 del 26/03/1973 e rilevata in sito con restituzione proposta in tav. S1.3.3 di elaborato R2.1, a cui si rimanda.

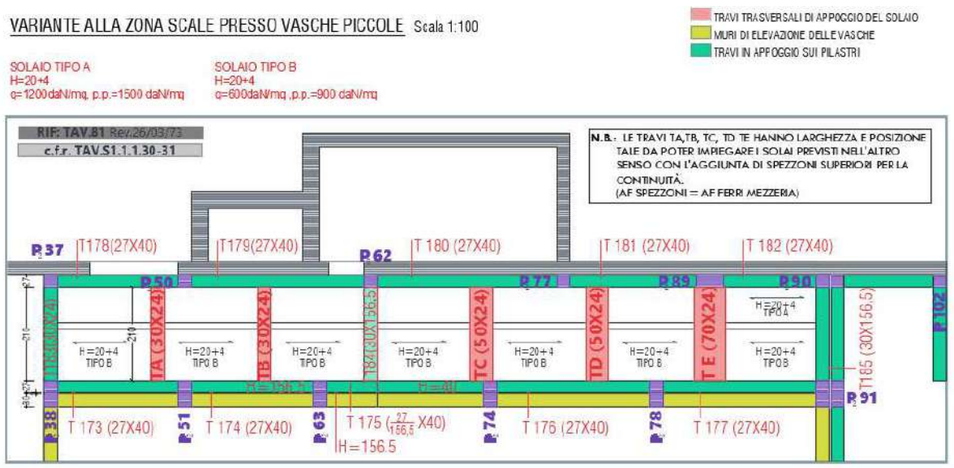


Figura 57 Variante alla zona scale presso vasche piccole

10.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU

10.2.1 PILASTRI

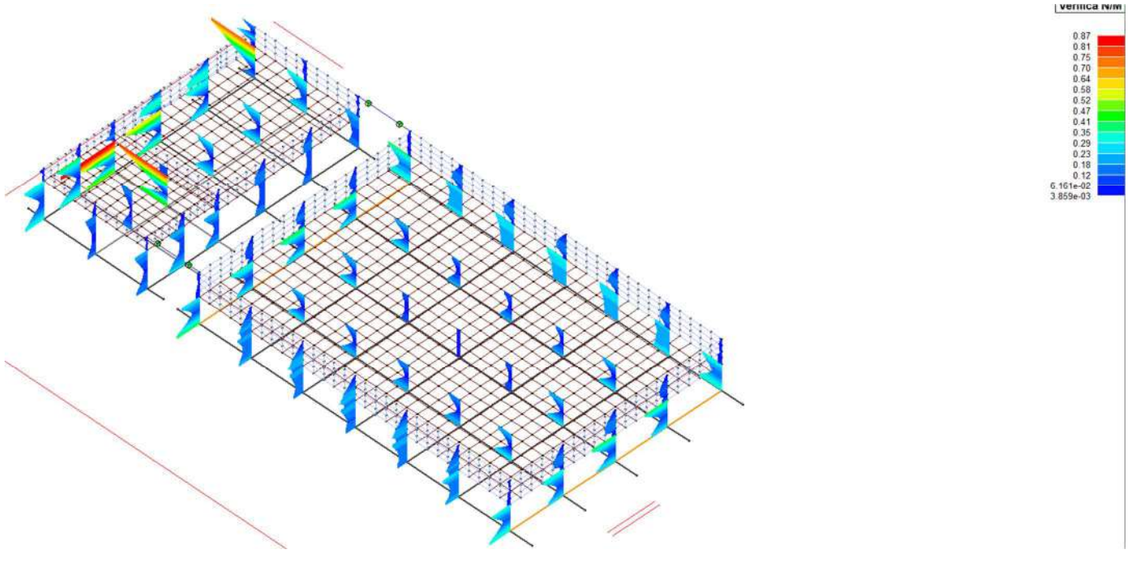


Figura 58 ***Pilastri zona vasche*** **- Verifica N/M (0.87)**

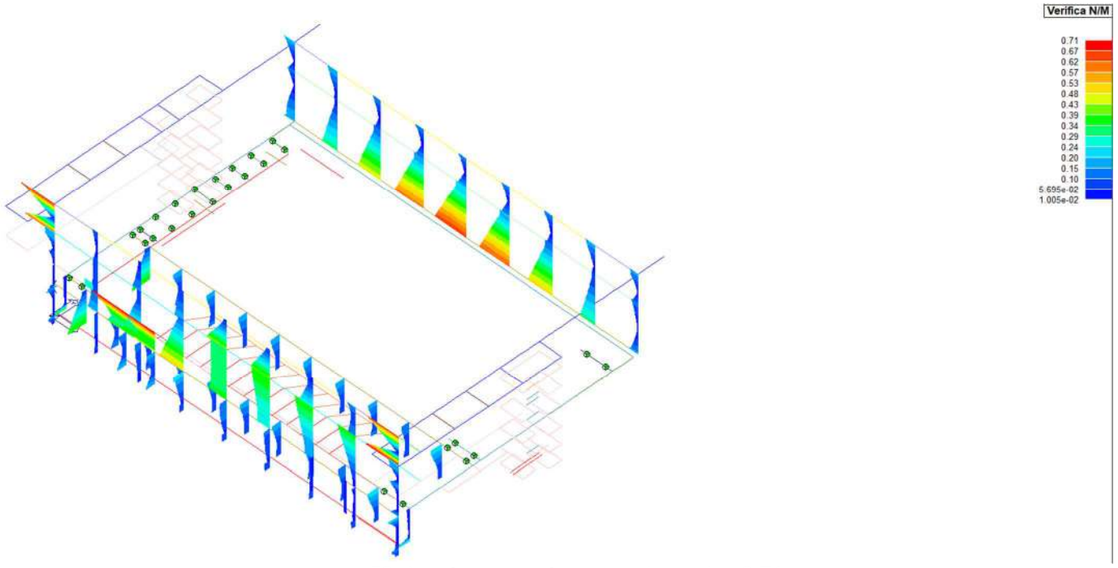


Figura 59 Pilastri perimetrali **- Verifica N/M (0.71)**

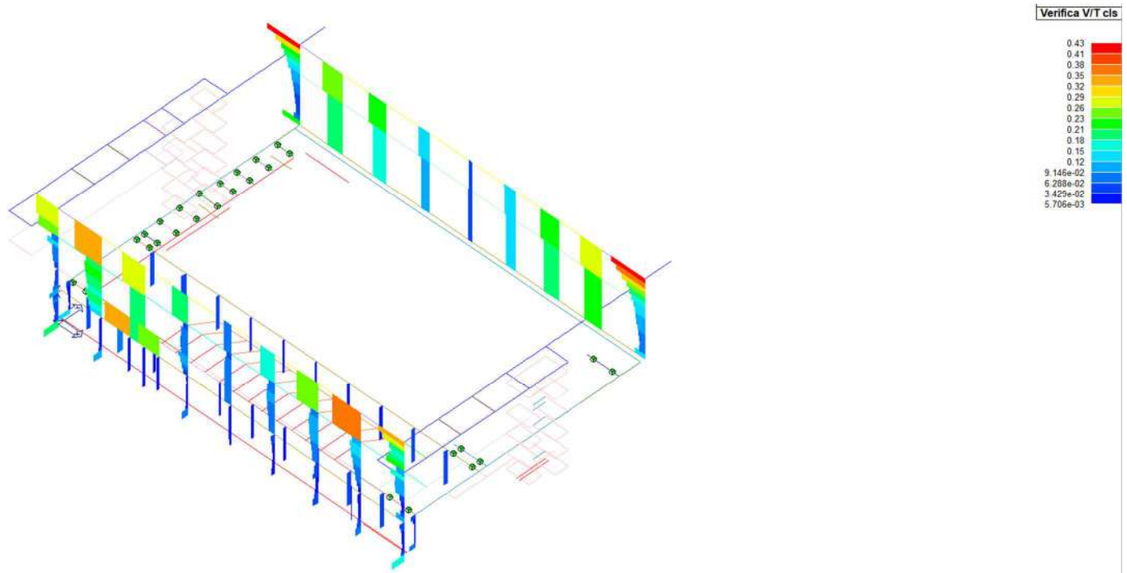


Figura 61 Pilastri perimetrali **- Verifica (V/T) cls (0.43)**

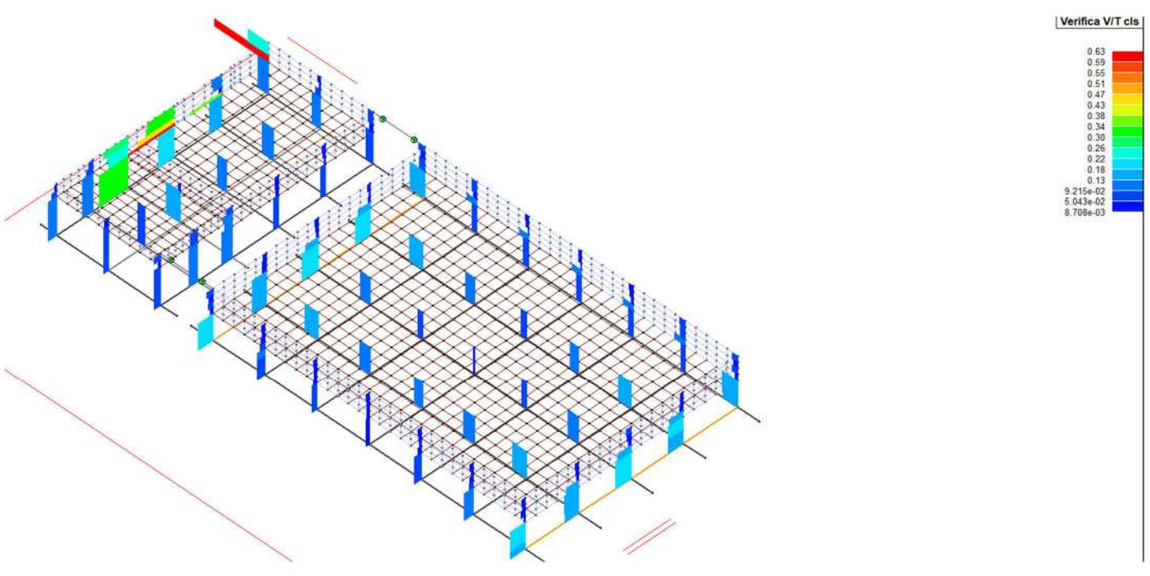


Figura 60 ***Pilastri zona vasche*** **- Verifica (V/T) cls (0.63)**

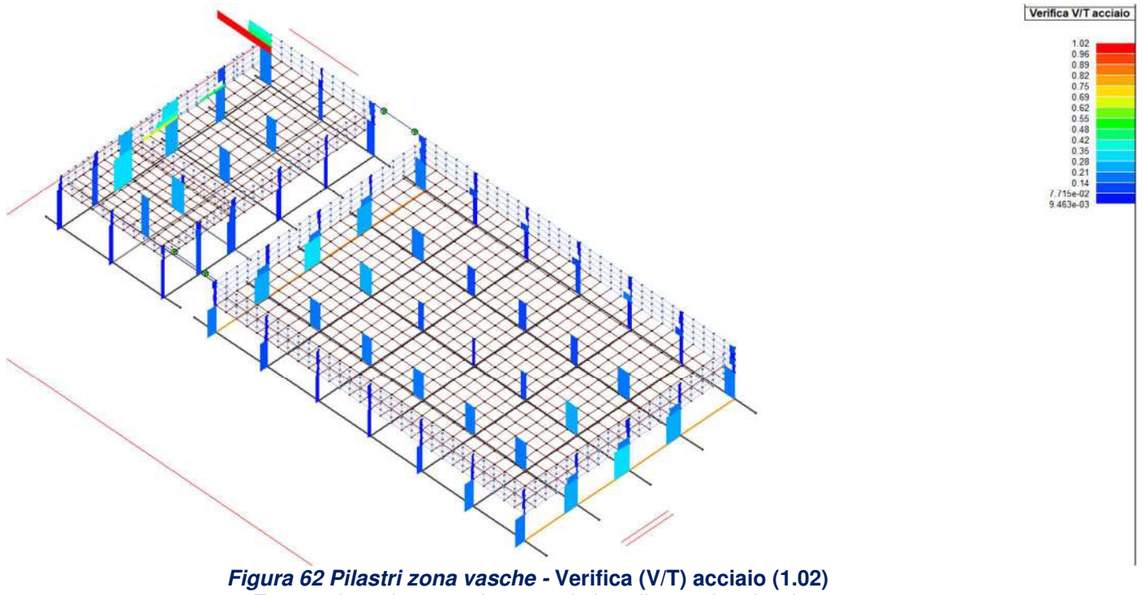


Figura 62 Pilastri zona vasche **- Verifica (V/T) acciaio (1.02)**
Zona variante in corso d'opera relativa alle vasche piccole

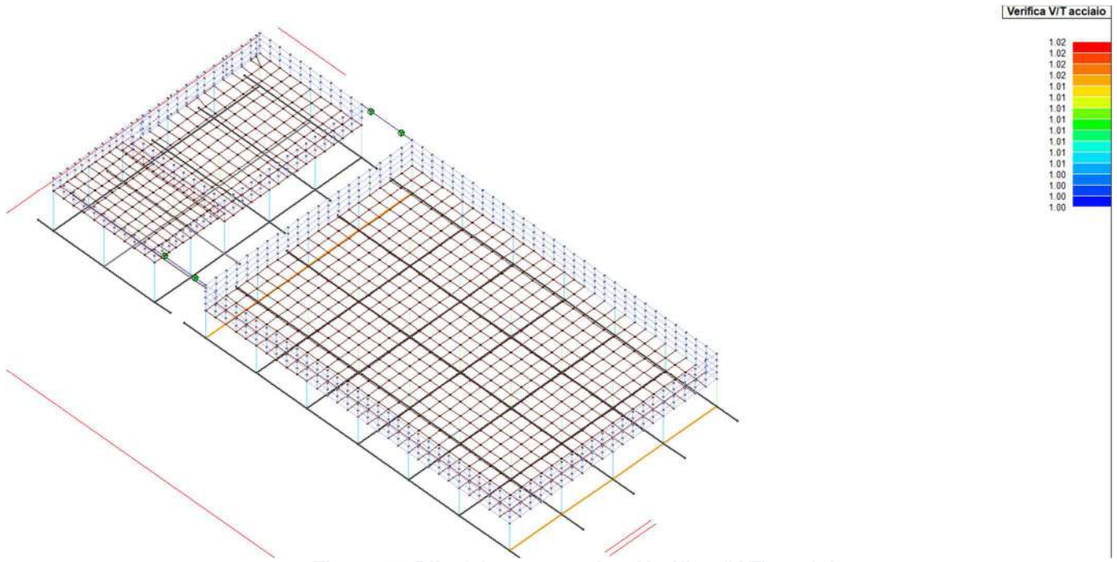


***Figura 63 Pilastri zona vasche* - Verifica (V/T) acciaio > 1**
A conferma del carattere locale della NV

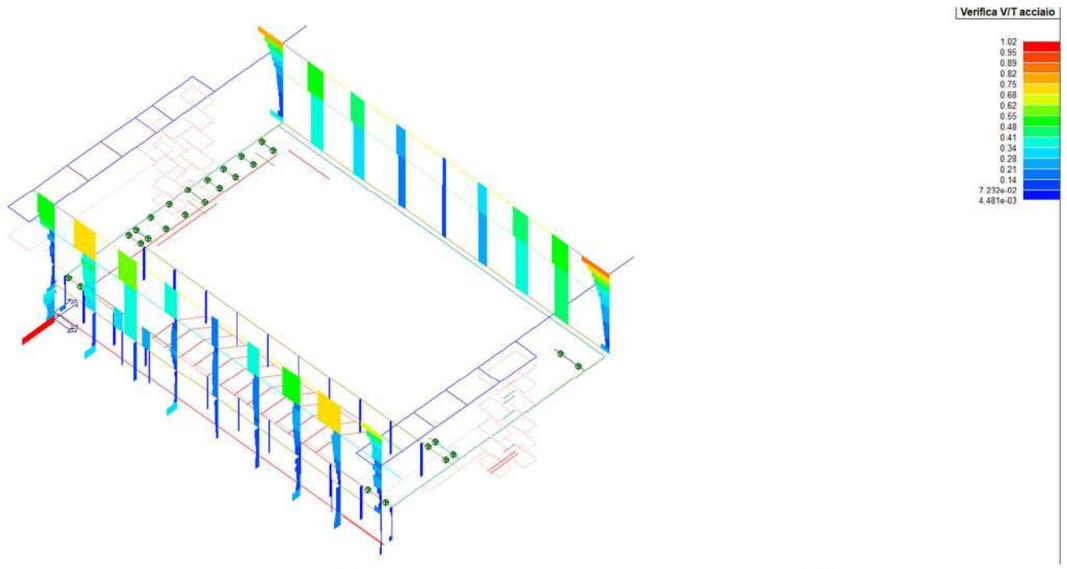


***Figura 64 Pilastri perimetrali* - Verifica (V/T) acciaio (1.02)**

VERIFICHE sui pilastri N/M , V/T lato cls CONFORMI e V/T acciaio SOSTANZIALMENTE CONFORMI con valori di poco superiori all'unità e di estensione locale. I Rapport idi verifica normalizzati Domanda/Capacità, risultano quindi pari a:

- N/M 0.87 (pilastri zona vasche) ; 0.71 (pilastri perimetrali)
- V/T cls 0.63 (pilastri zona vasche) ; 0.43 (pilastri perimetrali)
- V/T acc 1.02 (pilastri zona vasche) ; 1.02 (pilastri perimetrali) nei limiti di estensione indicati

Le verifiche sono state condotte sul PROGETTO IMPLEMENTATO con le armature di progetto (compreso ferri piegati) secondo gli schemi di armatura comparati prodotti in Elaborato R2.1.

10.2.2 TRAVI

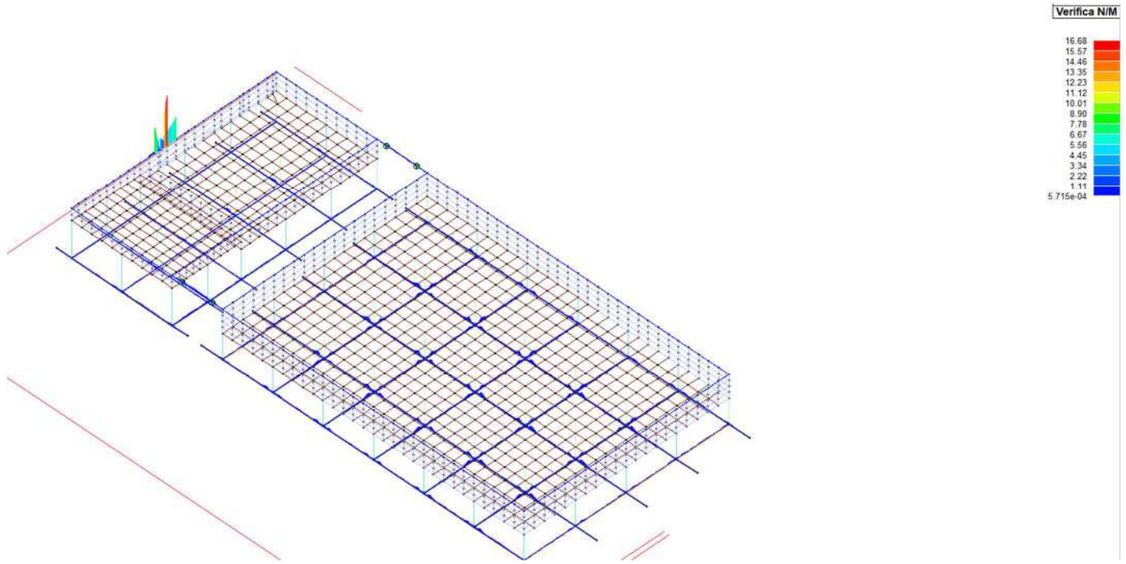


Figura 65 ***Travi zona vasche* - Verifica N/M**

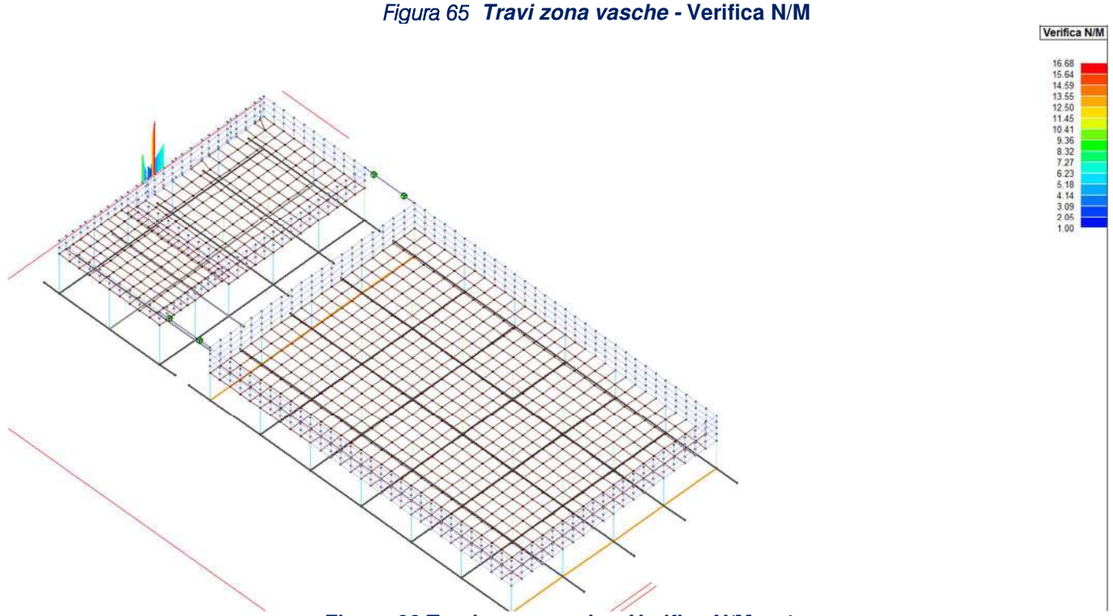


***Figura 66 Travi zona vasche* - Verifica N/M > 1**
(il tratto non verificato in corrispondenza della porzione di impalcato in variante è in appoggio sul muro di vasca)

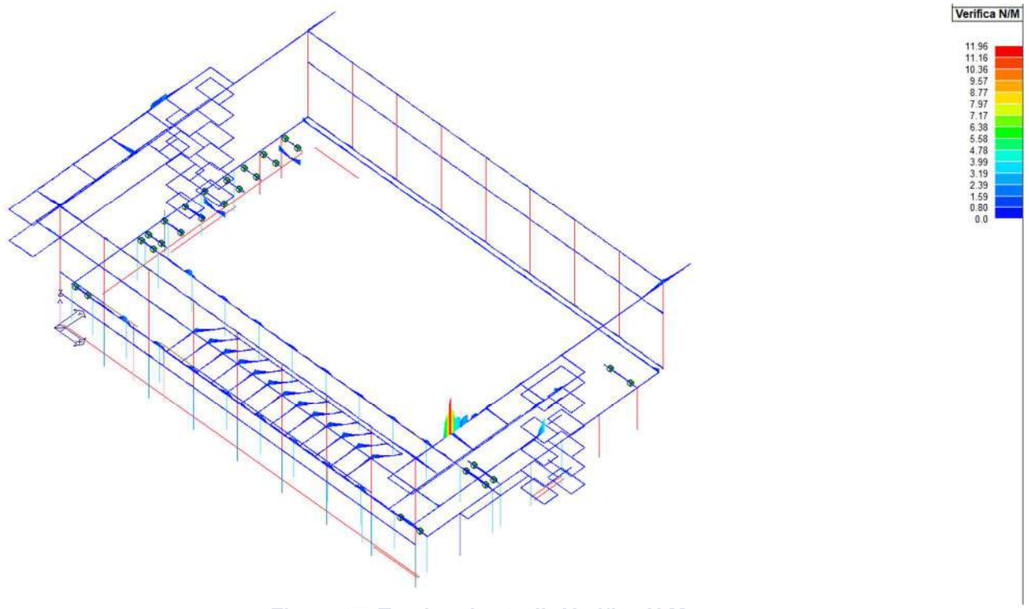


***Figura 67 Travi perimetrali* - Verifica N/M**
(il tratto non verificato in corrispondenza della mensola è in appoggio sul muro trasversale)

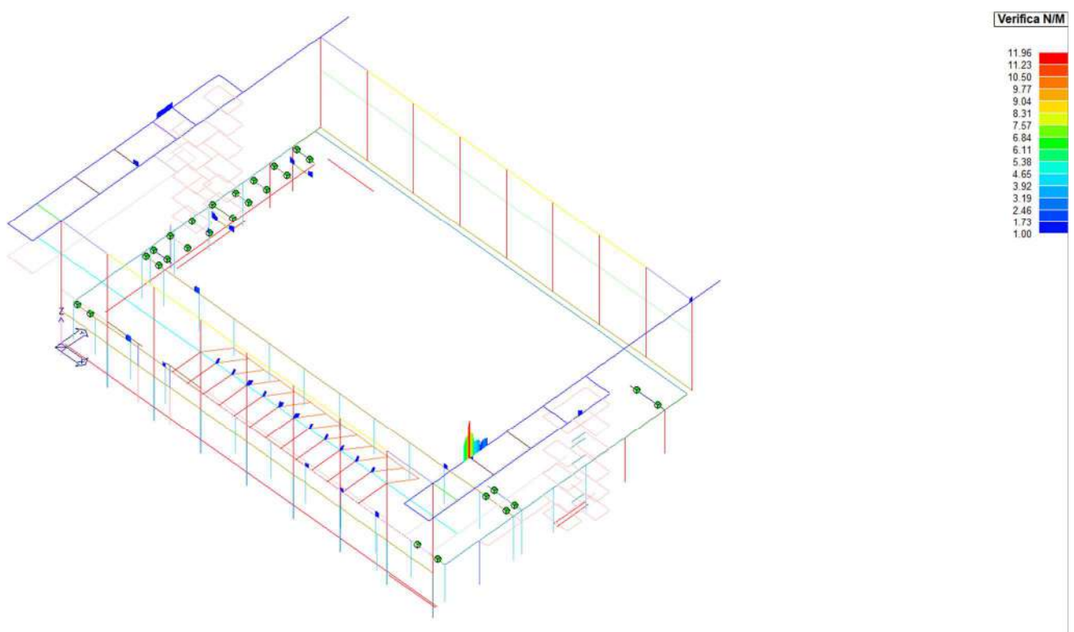


***Figura 68 Travi perimetrali* - Verifica N/M > 1**
(il tratto non verificato in corrispondenza della mensola è in appoggio sul muro trasversale)

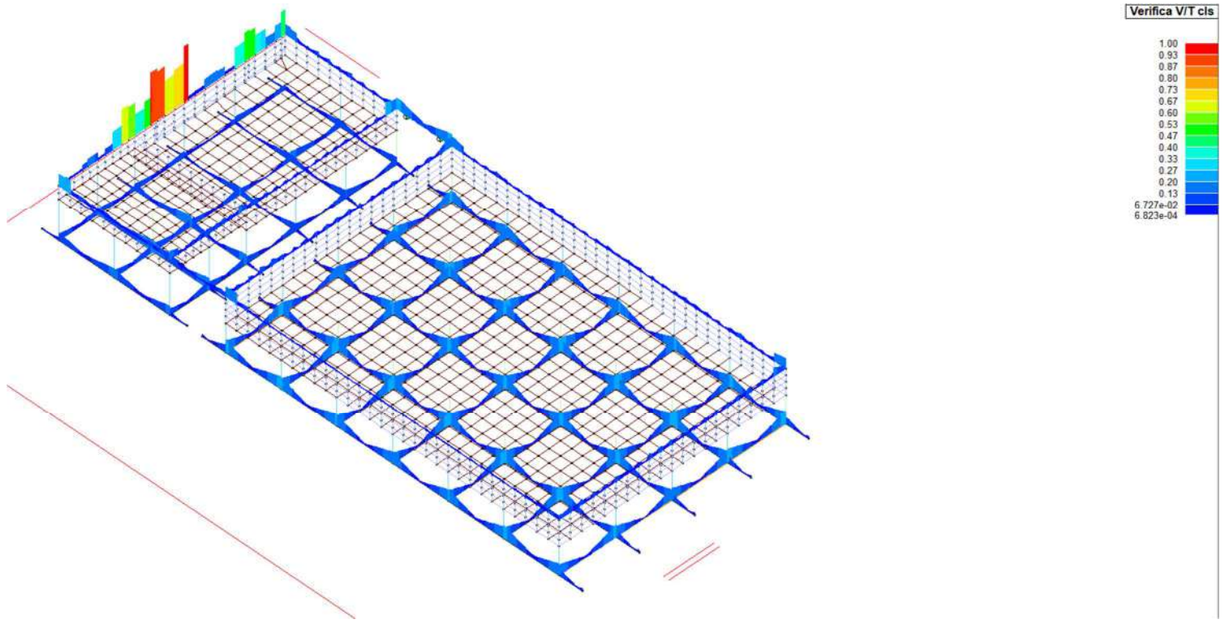


Figura 69 ***Travi zona vasche*** - **Verifica (V/T) cls (1.00)**

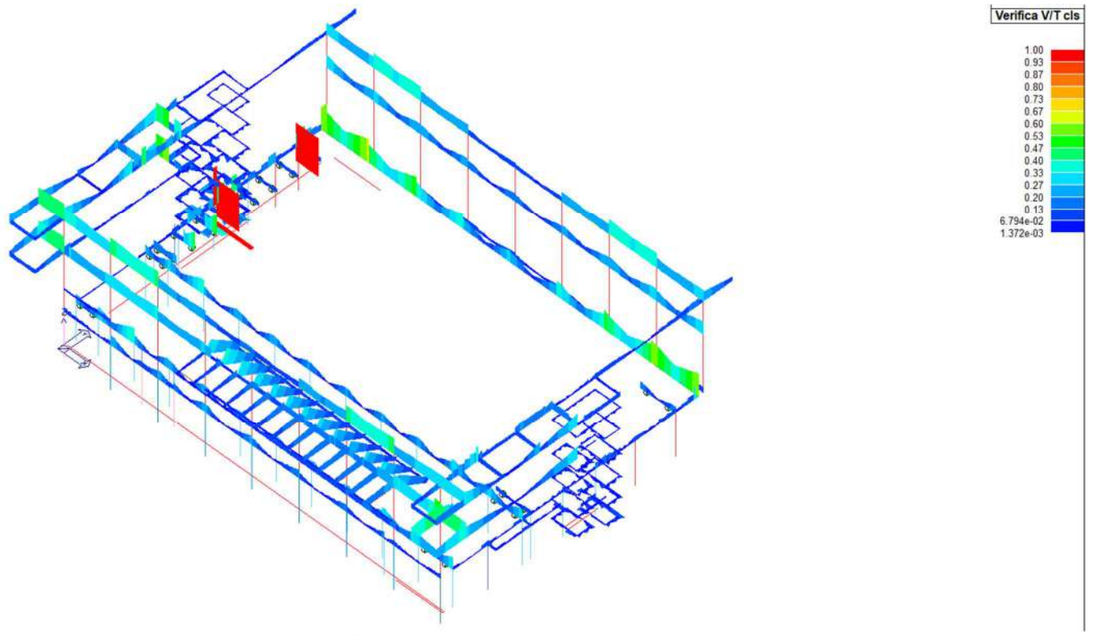


***Figura 70 Travi perimetrali*- Verifica (V/T) cls (1.00)**

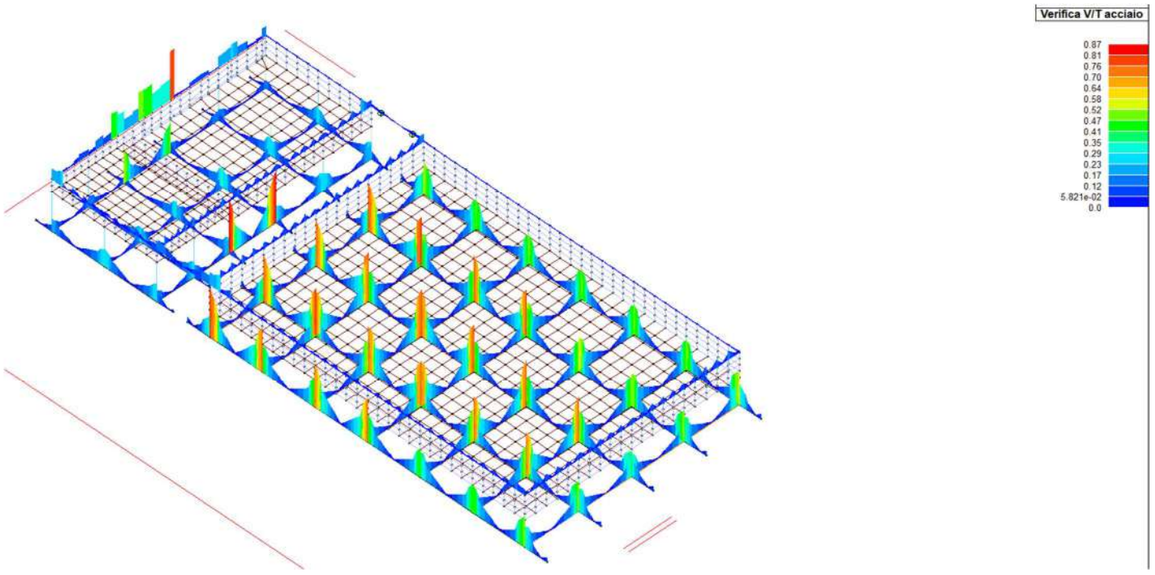


Figura 71 ***Travi zona vasche*** **- Verifica (V/T) acciaio (0.87)**

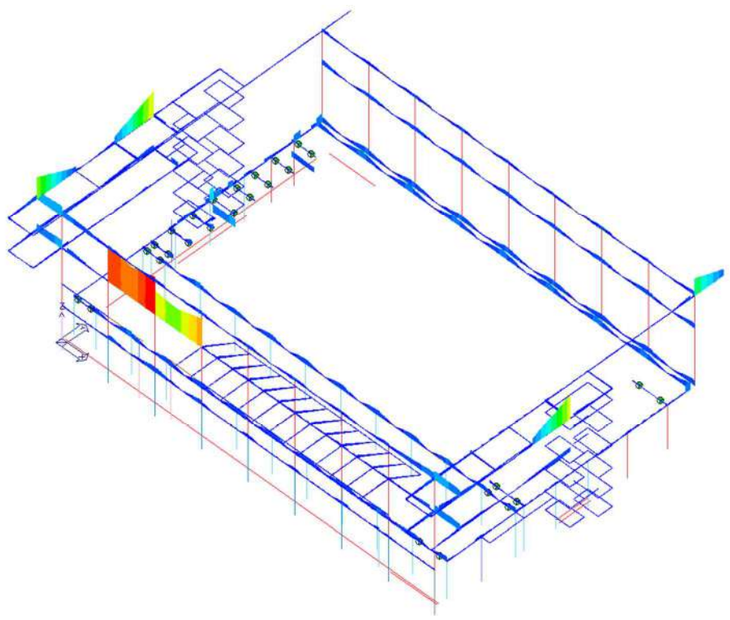


Figura 72 Travi perimetrali **- Verifica (V/T) acciaio (2.93)**

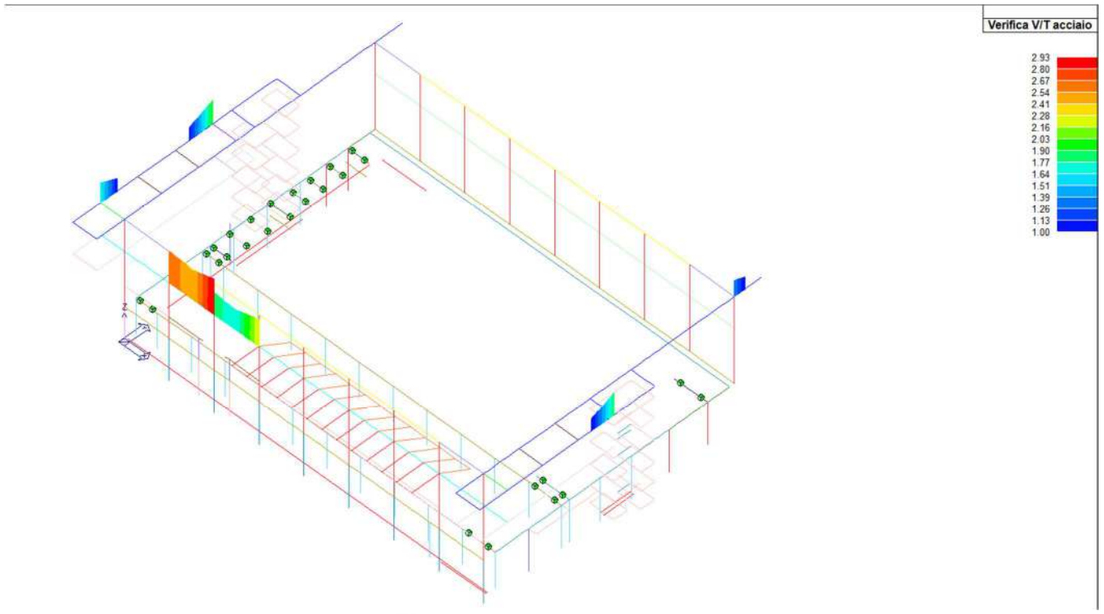


Figura 73 Travi perimetrali **- Verifica (V/T) acciaio > 1**
I tratti degli sbalzi non verificano a torsione
come pure le travi di appoggio del campo di solaio di connessione a stralcio 3

LE VERIFICHE N/M SULLE TRAVI SONO SOSTANZIALMENTE CONFORMI in considerazione delle condizioni di appoggio continuo "a cordolo" su pareti in c.a. (oggetto di successiva valutazione) dei tratti non verificati.

LE VERIFICHE A TAGLIO LATO CLS SONO TUTTE SODDISFATTE. LE VERIFICHE E TAGLIO LATO ACCIAIO sono FAVOREVOLI PER LE STRUTTURE DI SOSTEGNO DELLE VASCHE ed invece RISENTONO DI ALCUNI EFFETTI DI TORSIONE per quanto riguarda le travi del fabbricato.

In dettaglio per queste travi si riscontrano CRITICITÀ:

- a livello +10.30 (copertura) per effetti torcenti emersi dallo studio tridimensionale del modello statico. Si noti come tali criticità possano essere risolte dalla fondamentale eliminazione della criticità secondaria rappresentata dal frontalino perimetrale in c.a. con allestimento di altro sistema di minor peso.
- a livello +7.00 (tribuna) in corrispondenza della trave di sostegno del solaio in appoggio "condiviso" con stralcio 3 anche in considerazione della modalità di schematizzazione statica dello scarico del solaio sull'elemento inflesso (ossia con azione assiale e torcente).

Nella valutazione della unità strutturale di Stralcio 3 si provvederà a completare l'analisi dei solai in appoggio su unità strutturali diverse mediante:

- VERIFICA DELLA COMPATIBILITA' DEGLI SPOSTAMENTI IN SLV
- VERIFICA LOCALE A TAGLIO DELLA MENSOLA DI APPOGGIO

Le verifiche sono state condotte PROGETTO IMPLEMENTATO come da schemi di armatura prodotti in elaborato R2.1

10.3 VERIFICHE SLU SUGLI ELEMENTI D3 (PARETI IN C.A.)

Le pareti in c.a. di vasche e muri sono state modellate con l'armatura diffusa prevista a progetto ossia, rispettivamente:

- ferri verticali ϕ10 passo 30cm e ferri orizzontali ϕ10 passo 30cm (oltre alla tramatura delle travi sul fondo valutata in paragrafo precedente) su spessori pari a 40cm sul fondo e 30 in parete
- ferri verticali ϕ10-12 passo 15-20-30cm e ferri orizzontali ϕ8–10 passo 15-20-30cm sulle pareti di spessore pari a 30cm in conformità con gli elaborati progettuali originali.

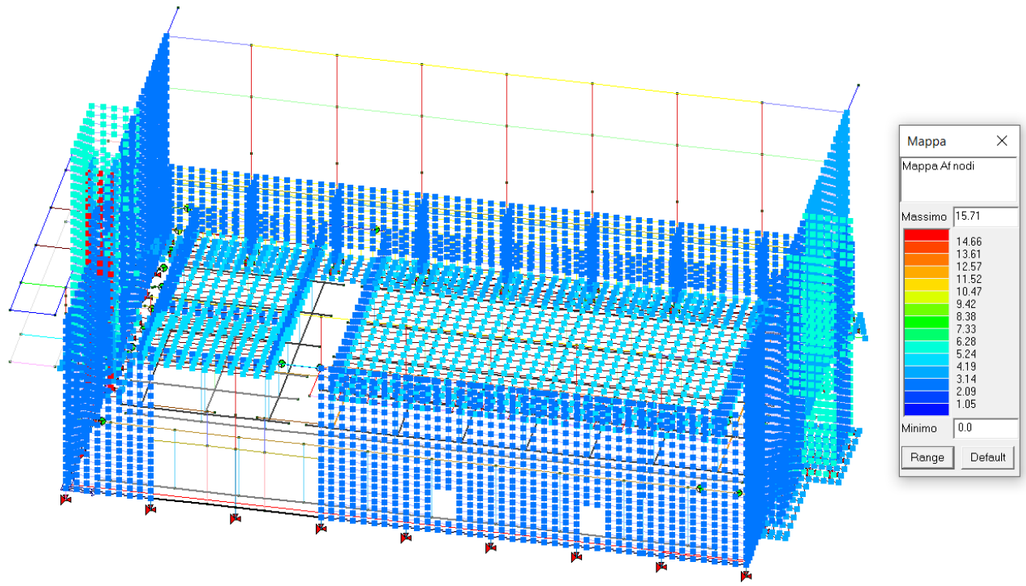


Figura 74 ***mappa area armatura ai nodi***

LE VERIFICHE DELLE PARETI SONO FAVOREVOLI. Sussistono tuttavia dei picchi tensionali ai nodi riferibili alla modalità di discretizzazione delle pareti, come dimostrato dalla immagine seguente in cui sono isolati gli elementi non verificati

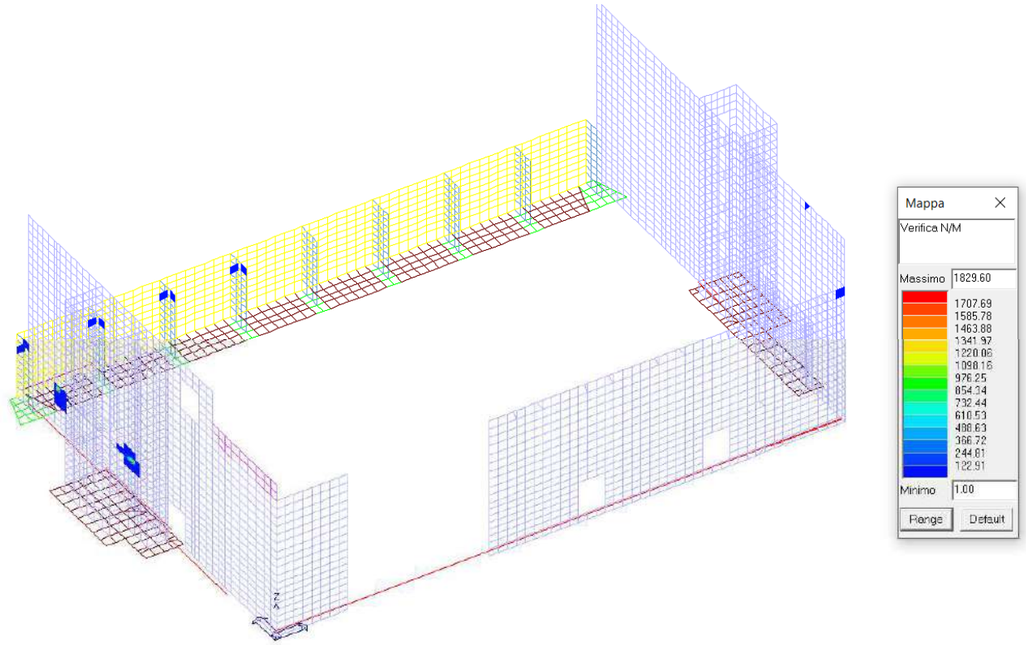


Figura 75 ***Verifica N/M – elementi non verificati delle pareti***

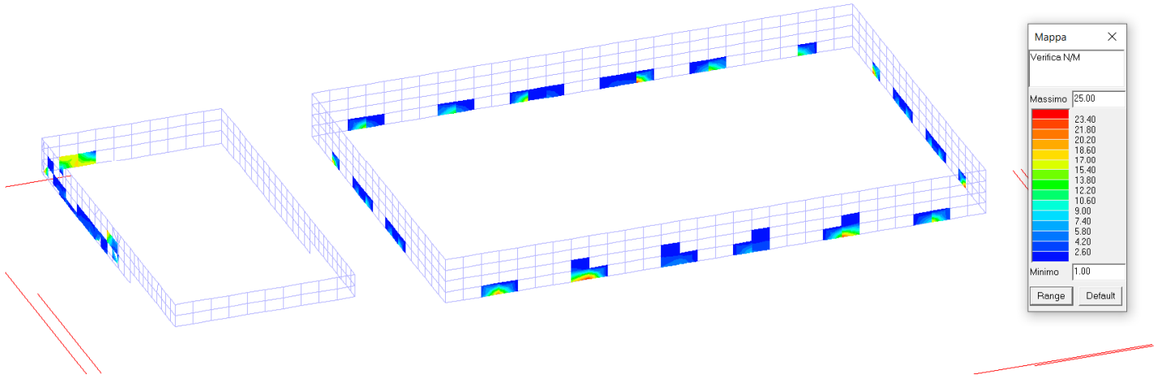


Figura 76 **Verifica *N/M - elementi non verificati* delle vasche**

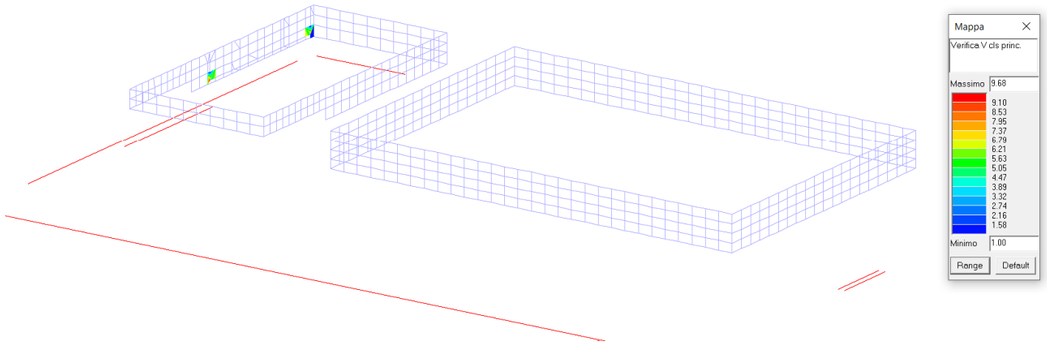


Figura 77 ***pareti in c.a. – Verifica V cls princ. Elementi non verificati delle vasche***

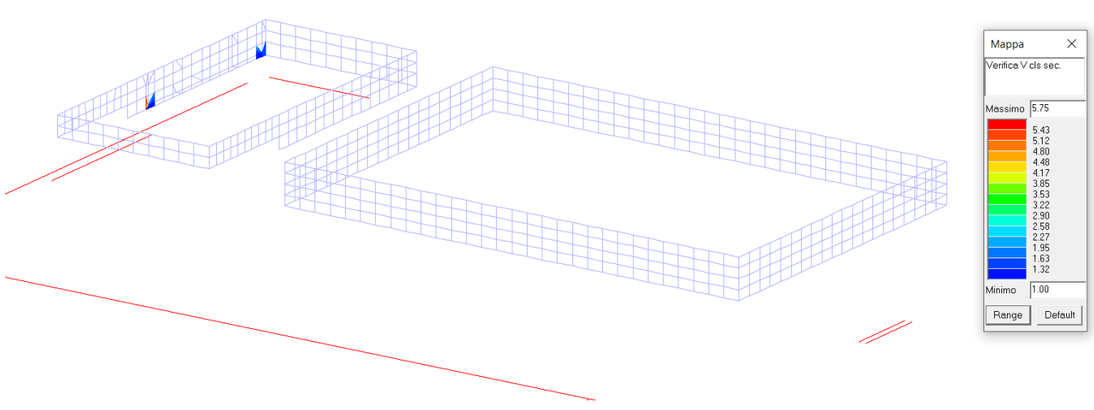


Figura 78 ***pareti in c.a. – Verifica V cls sec. – Elementi non verificati delle vasche***

Le criticità hanno carattere assolutamente puntuale, come dimostrato dalle immagini

Dovrà tuttavia essere previsto un approfondimento di analisi sulle vasche con riferimento ai livelli tensionali sulla sezione di incastro delle pareti di elevazione dal fondo. Si noti come nelle vasche le criticità emergano nei tratti non "fasciati" dai pilastri di bordo e dalla orditura extra di armatura "a graticcio" del fondo (implementata a modello f.e.m.).

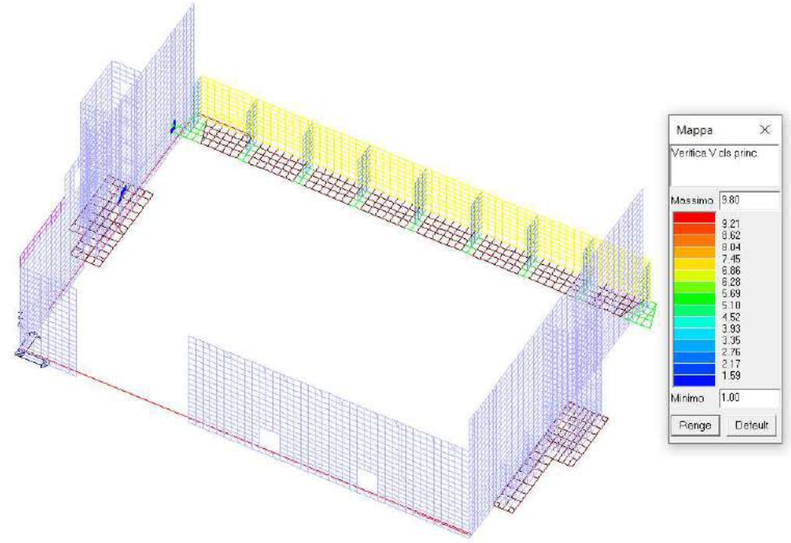


Figura 79 ***pareti in c.a. – Verifica V cls princ. – Elementi non verificati delle pareti***

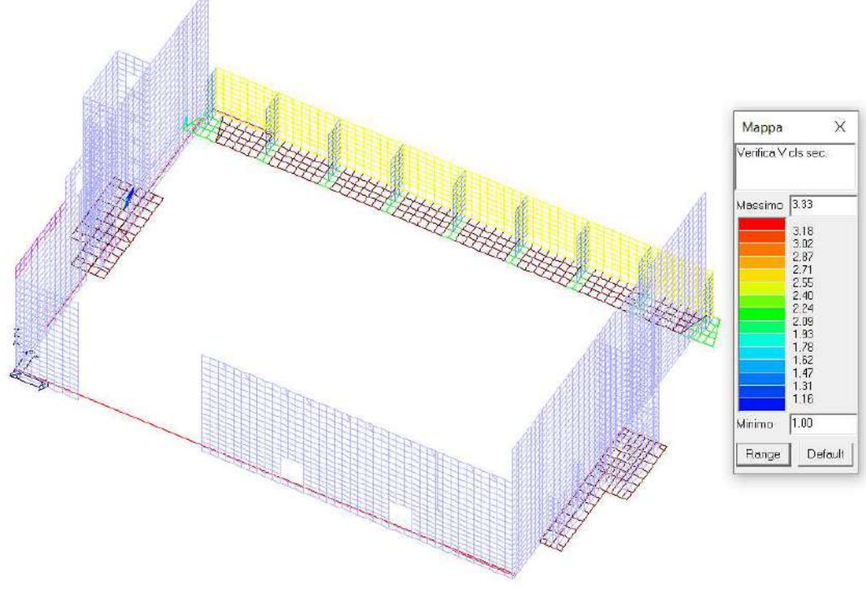


Figura 80 ***pareti in c.a. – Verifica V cls princ. – Elementi non verificati delle pareti***

11 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA DELLE STRUTTURE

11.1 MODI PRINCIPALI

Si riportano di seguito i primi tre modi principali di vibrare della struttura in oggetto.

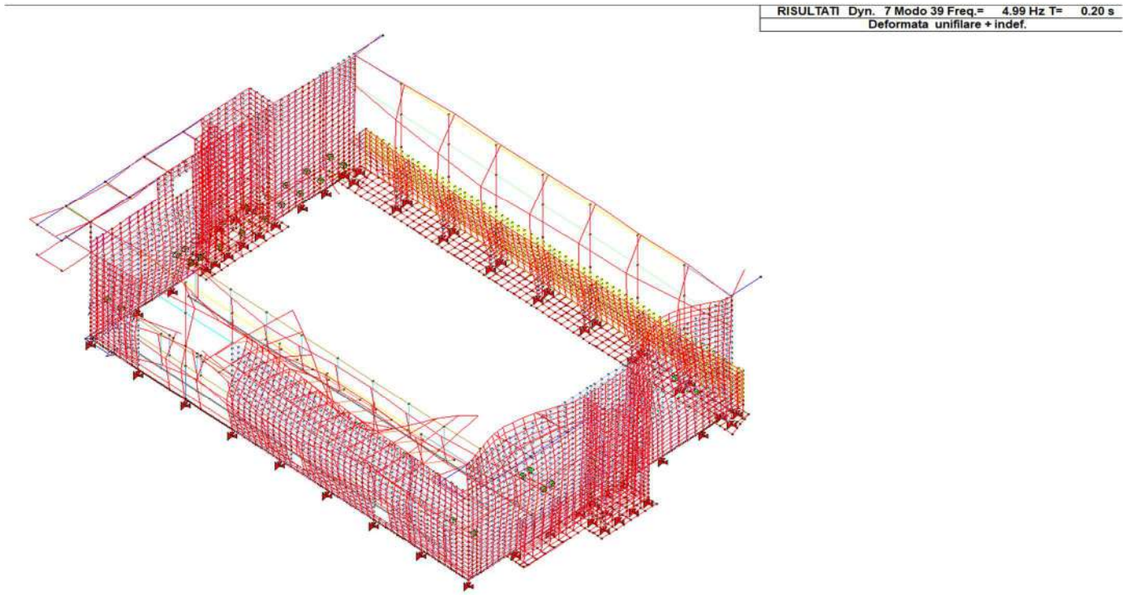


Figura 81 ***Primo modo principale - deformata degli elementi perimetrali***

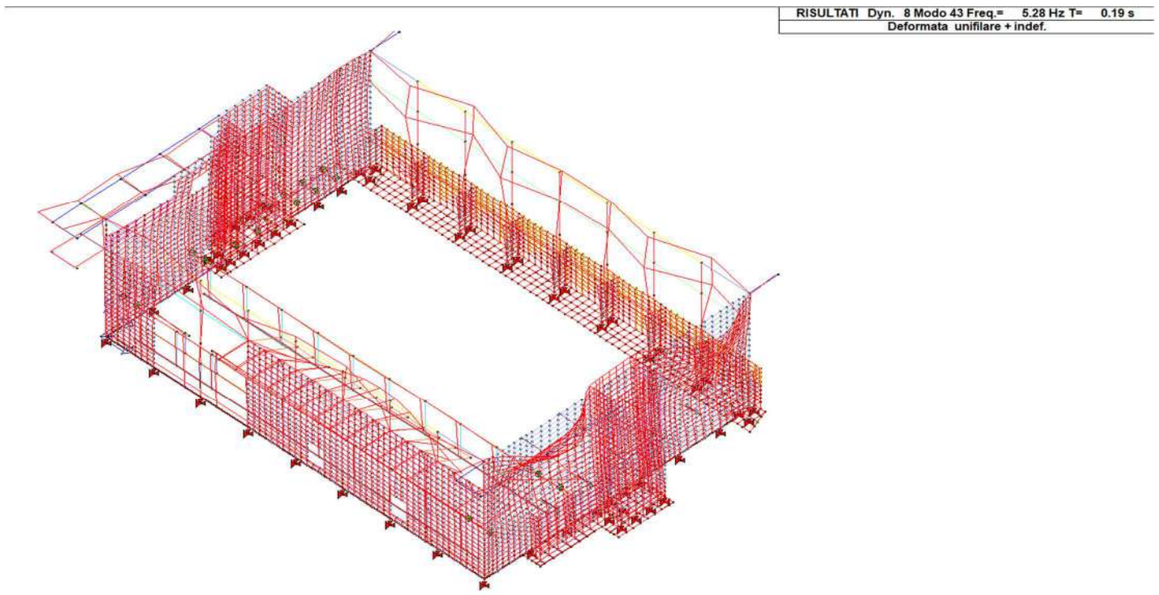


Figura 82 ***Secondo modo principale - deformata degli elementi perimetrali***

Figura 83 Primo modo principale - deformata degli elementi nella zona vasche

Figura 84 Secondo modo principale - deformata degli elementi nella zona vasche

A seguire la ubicazione del periodo proprio sullo spettro SLV

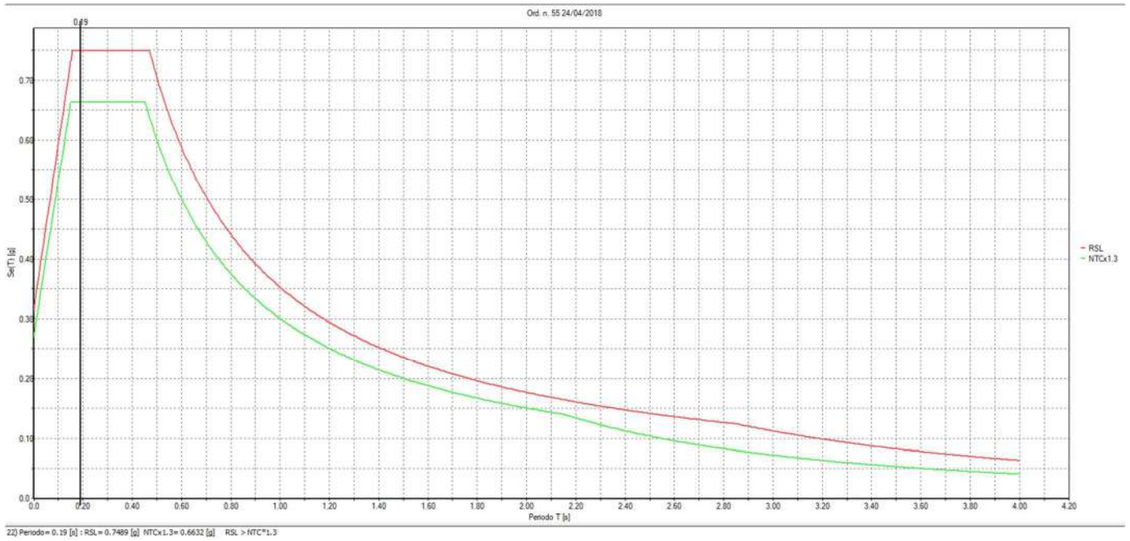


Figura 85 Accelerazione agente per periodo proprio relativo a tutte le direzioni del sisma

11.2 INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE

Si riportano di seguito le rappresentazioni grafiche delle sollecitazioni relative ai pilastri in SLV

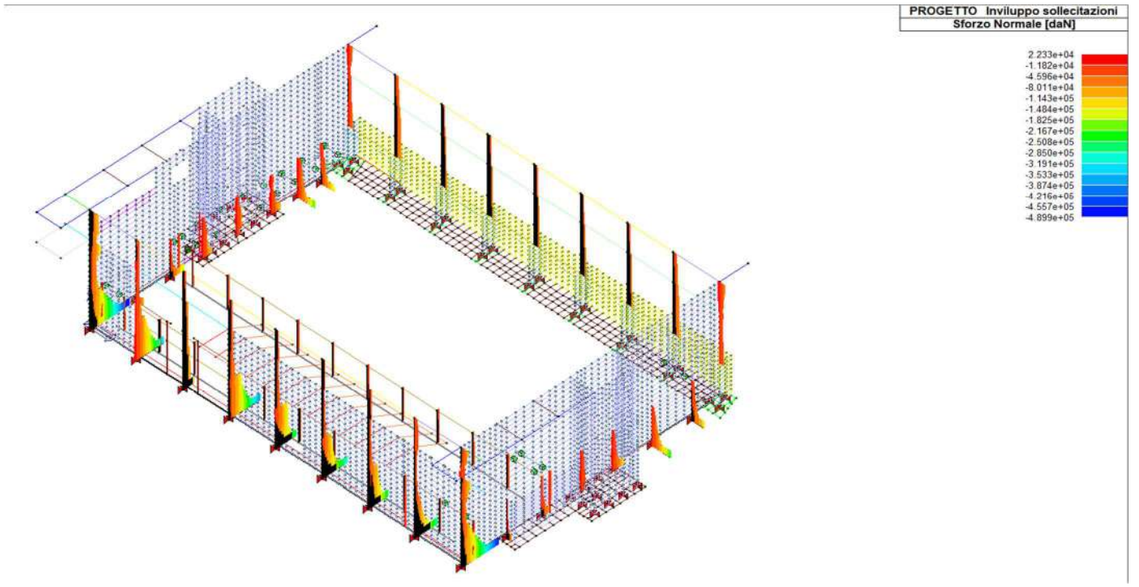


Figura 86 ***Pilastri perimetrali - Diagramma di inviluppo dello sforzo Normale***

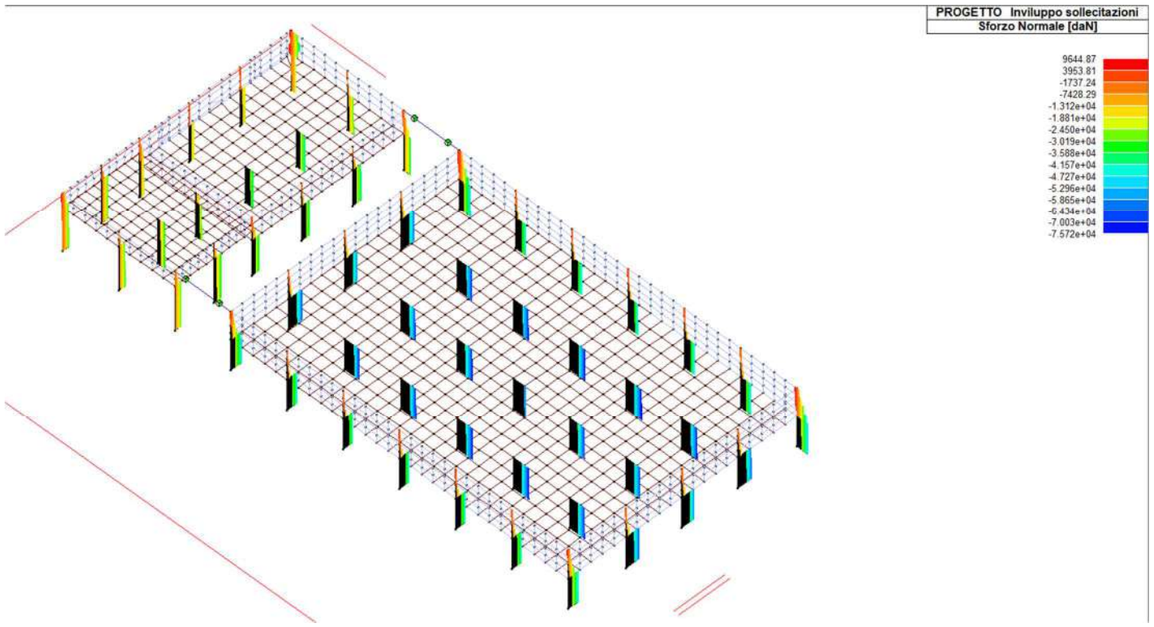


Figura 87 Pilastri zona vasche - Diagramma di inviluppo dello sforzo Normale

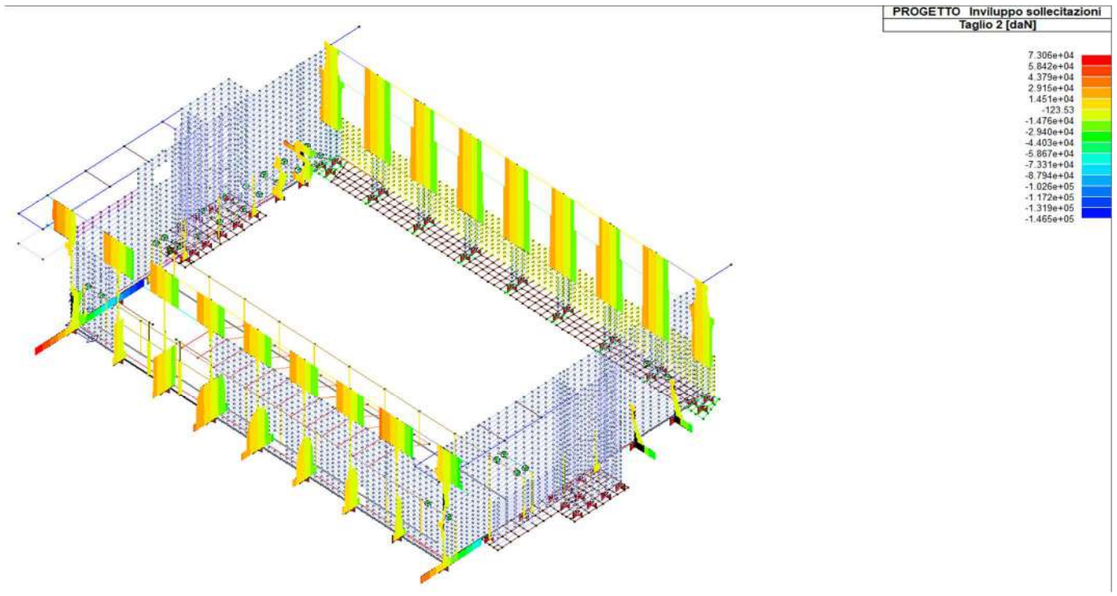


Figura 88 ***Pilastri perimetrali - Diagramma di inviluppo del Taglio T2***

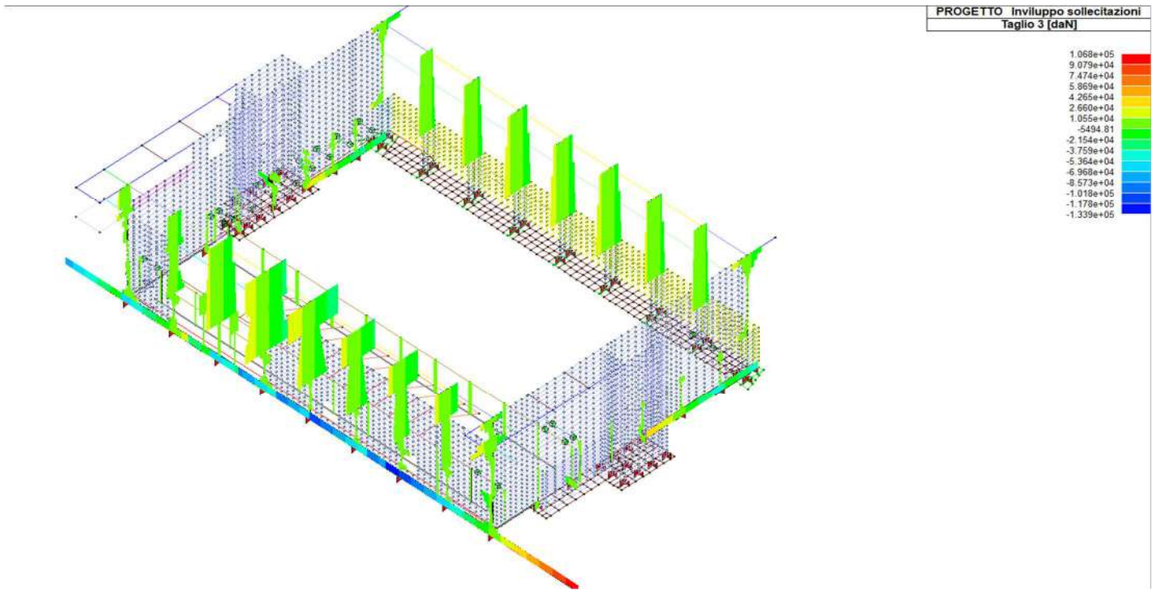


Figura 90 **Pilastri perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Taglio T3***

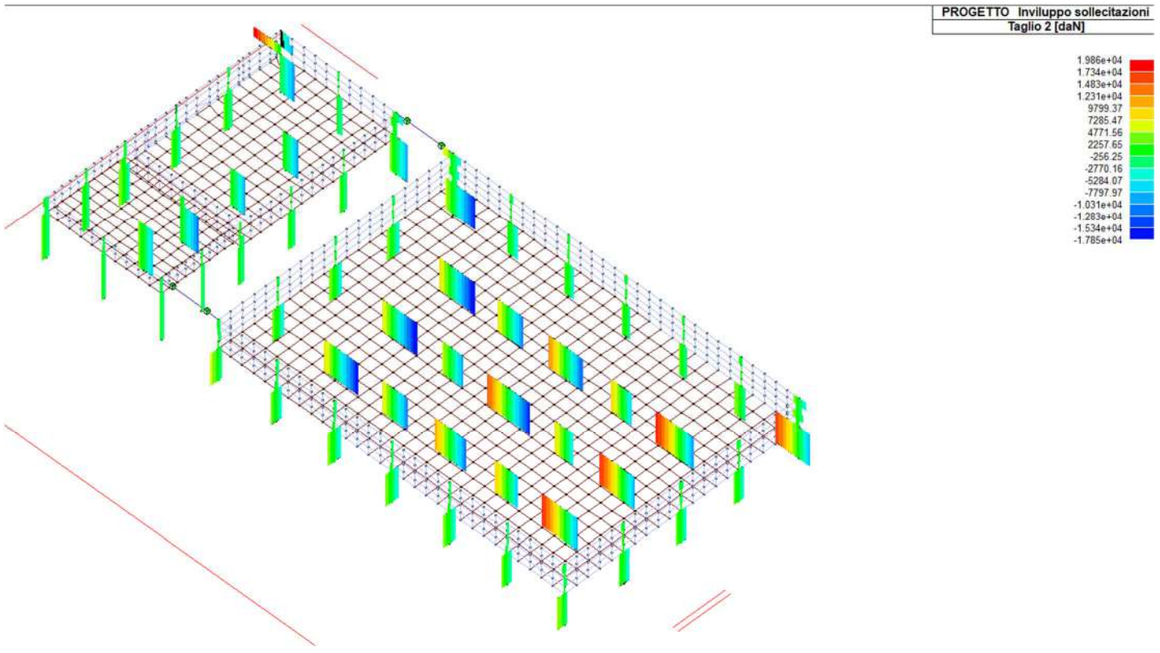


Figura 89 Pilastri zona vasche - Diagramma di inviluppo del Taglio T2

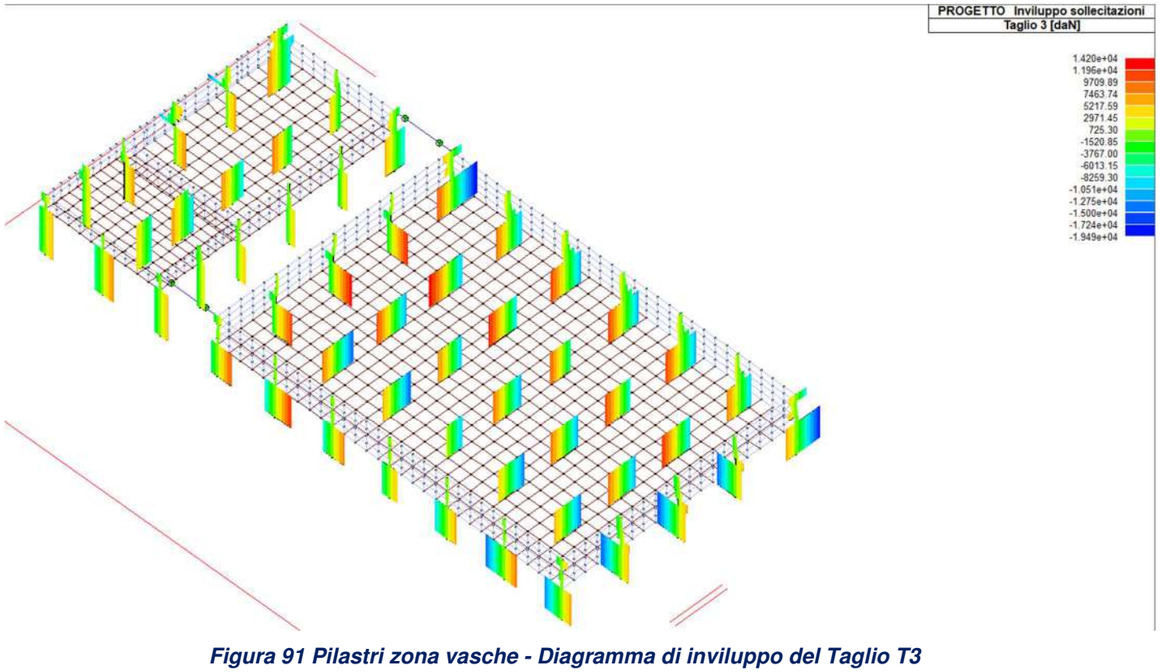


Figura 91 Pilastri zona vasche - Diagramma di inviluppo del Taglio T3

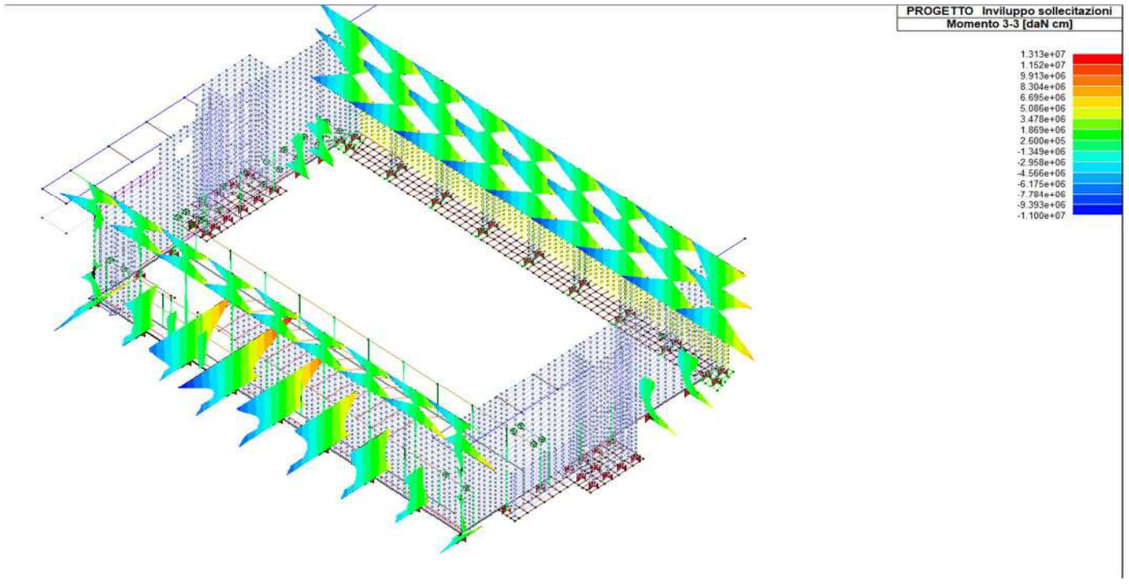


Figura 92 **Pilastri perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M33***

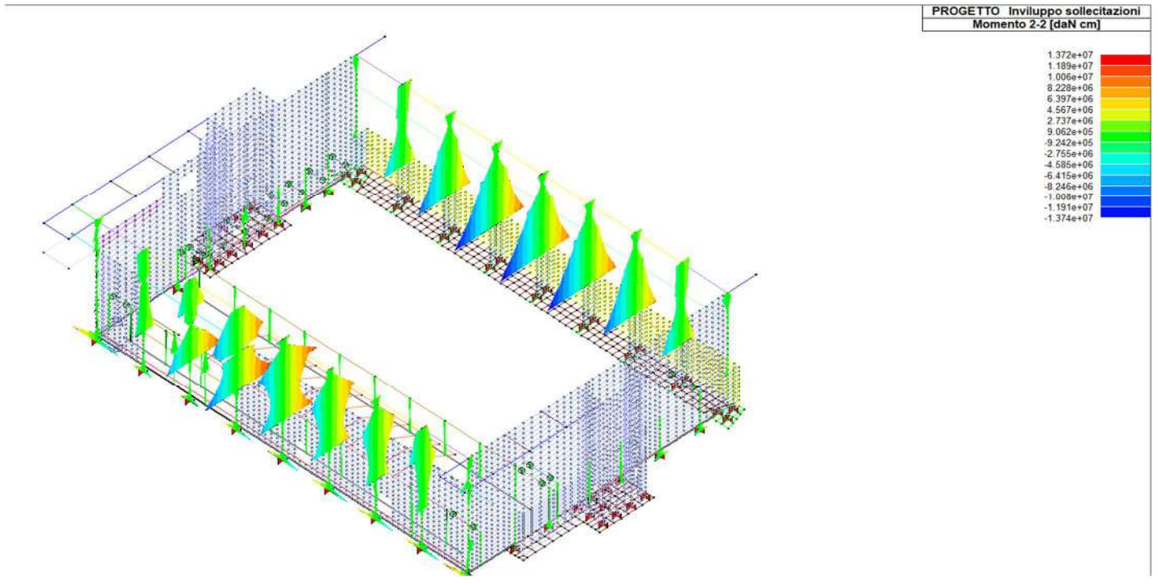


Figura 94 **Pilastri perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M22***

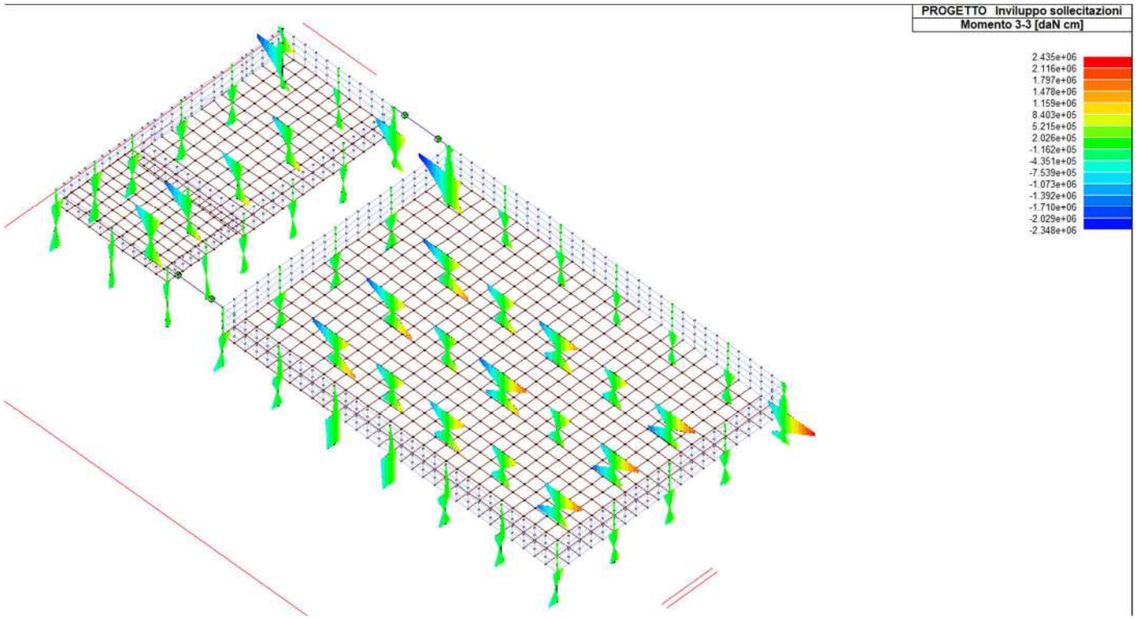


Figura 93 **Pilastri zona vasche -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M33***

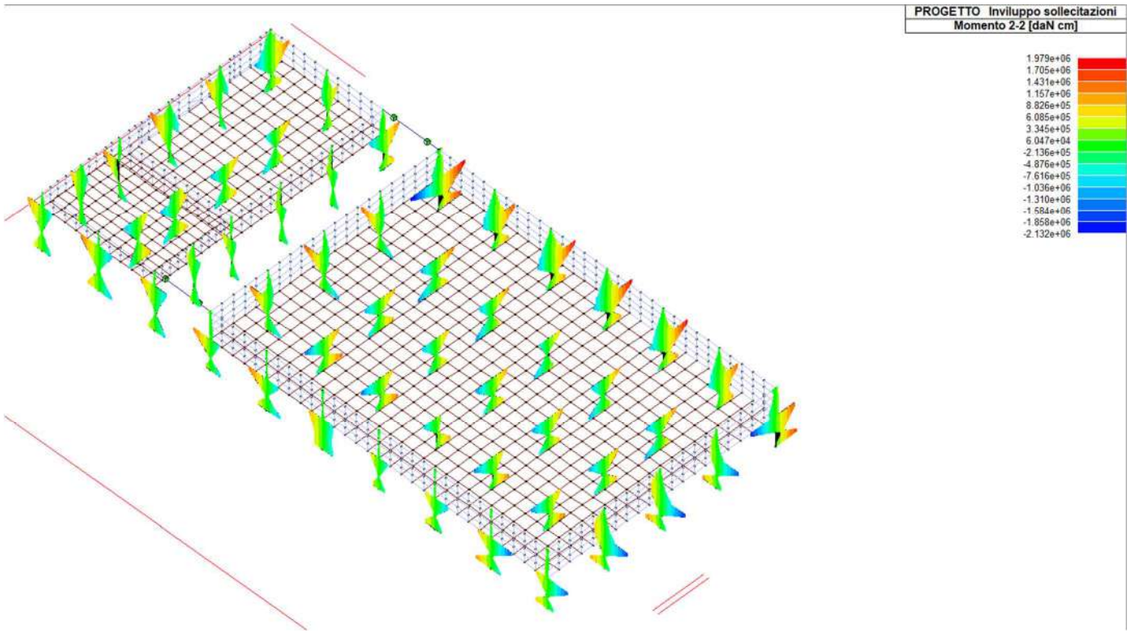


Figura 95 **Pilastri zona vasche -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M22***

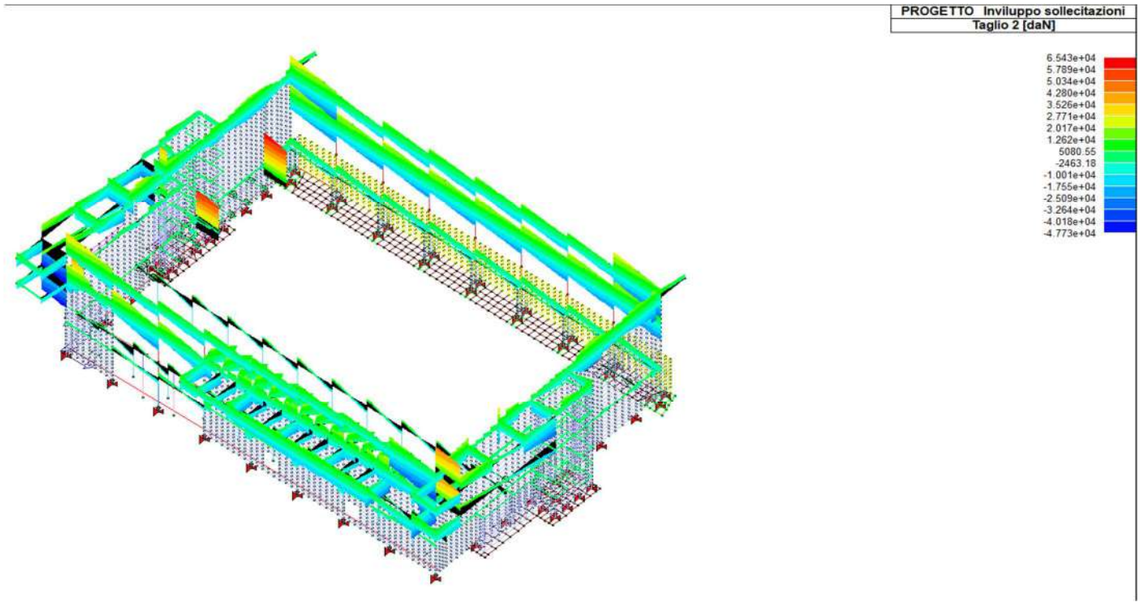


Figura 96 **Travi perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Taglio T2***

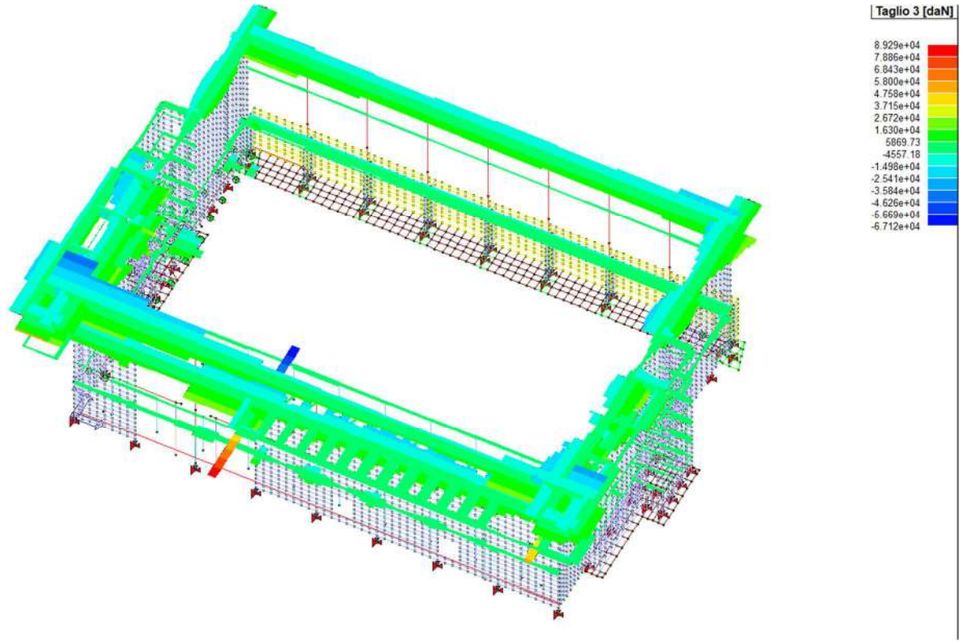


Figura 98 **Travi perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Taglio T3***

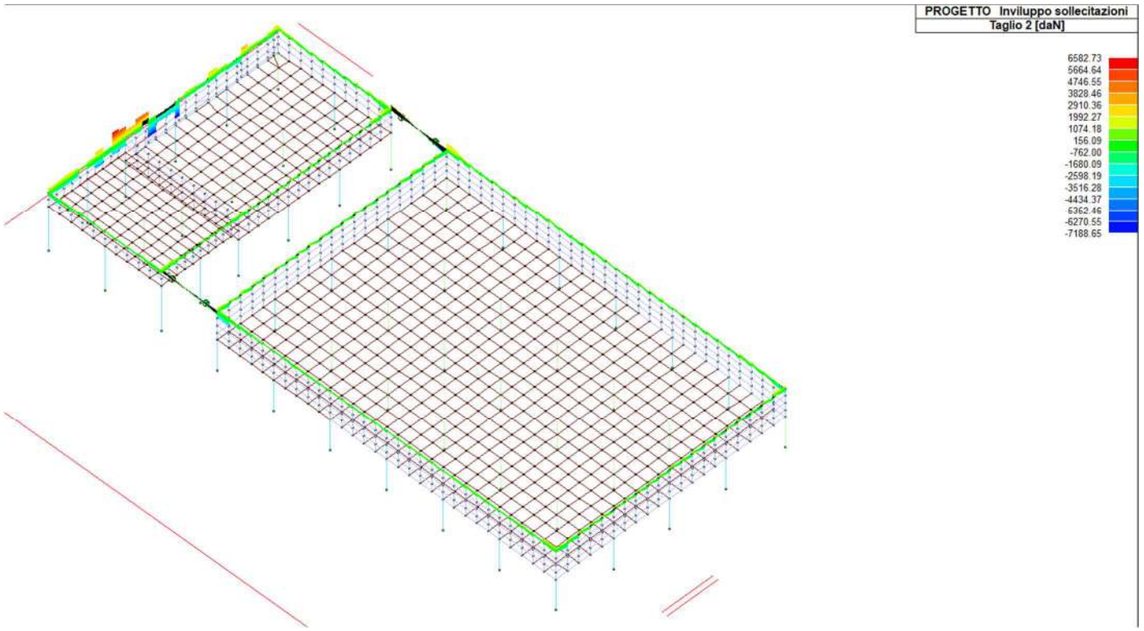


Figura 97 **Travi zona vasche -** ***Diagramma di inviluppo del Taglio T2***

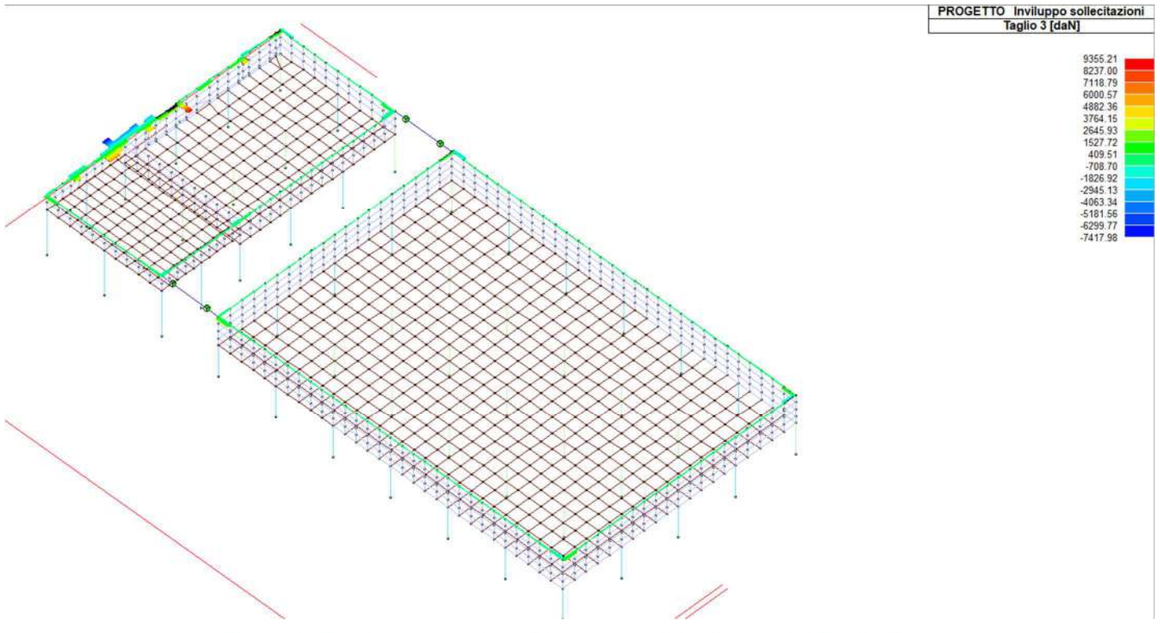


Figura 99 **Travi zona vasche -** ***Diagramma di inviluppo del Taglio T3***

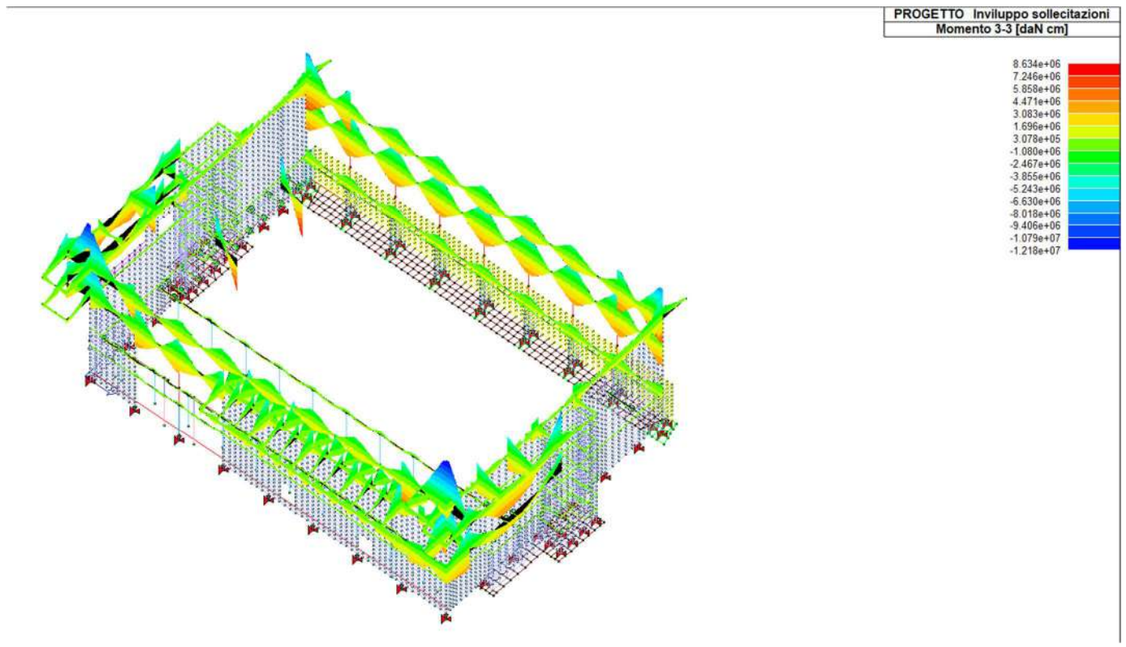


Figura 100 **Travi perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M33***

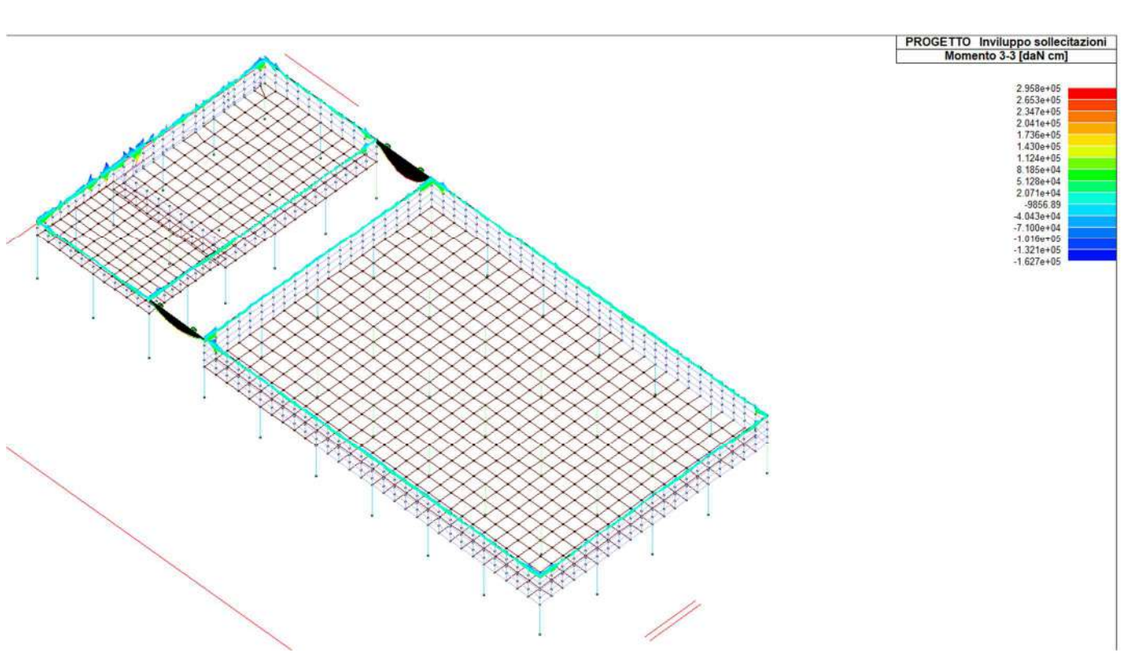


Figura 101 **Travi zona vasche-*Diagramma di inviluppo del Momento M33***

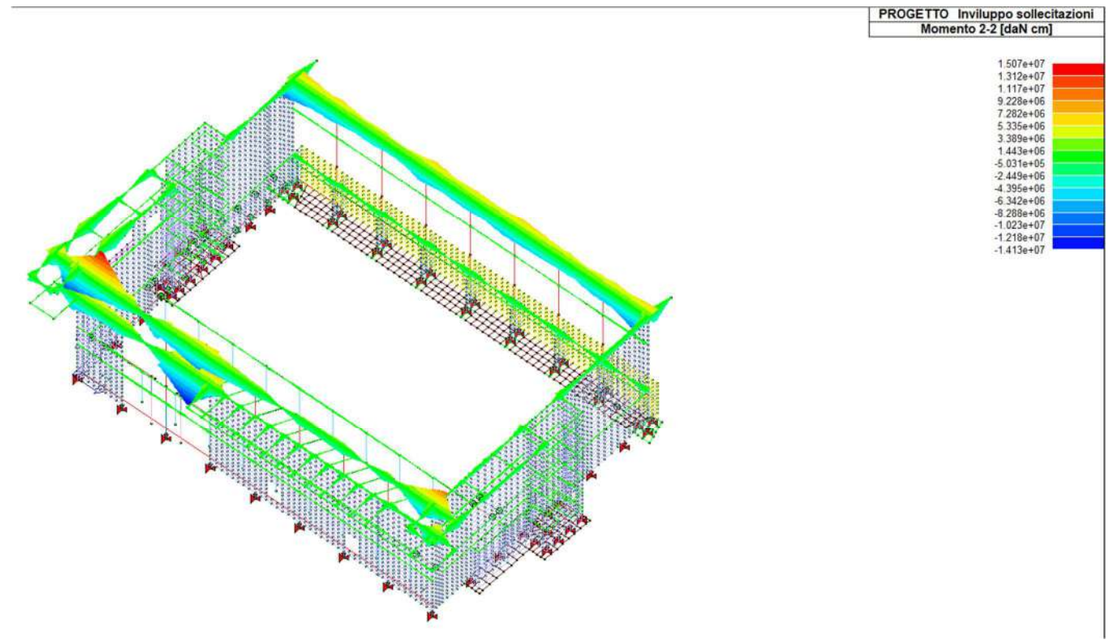


Figura 102 **Travi perimetrali -** ***Diagramma di inviluppo del Momento M22***

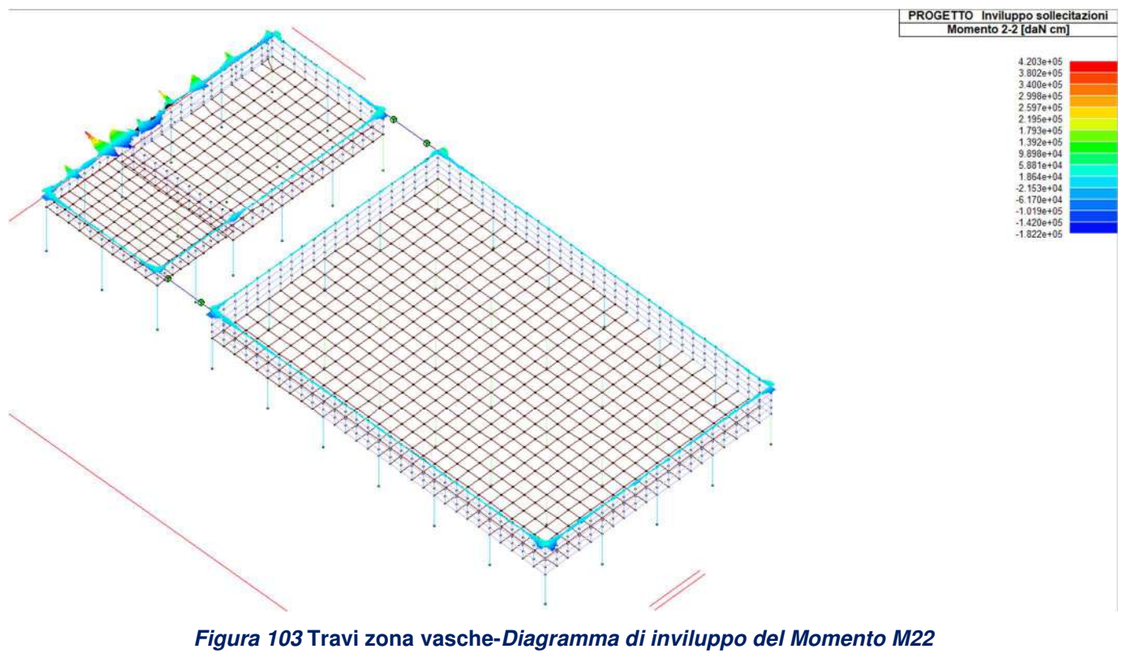


Figura 103 **Travi zona vasche-*Diagramma di inviluppo del Momento M22***

Per la parte numerica si rimanda ai tabulati disponibili su supporto informatico

11.3 VERIFICHE DI RESISTENZA SLV

11.3.1 PILASTRI ESISTENTI

La verifica a pressoflessione e taglio dei piedritti viene eseguita automaticamente dal programma di calcolo. Nella sezione di calcolo "assegnazione dati di progetto", il programma consente mediante una finestra d'inserimento dati, di assegnare l'armatura longitudinale e trasversale ad ogni singolo piedritto, successivamente esegue le verifiche per ogni combinazione di carico.

LE VERIFICHE DI RESISTENZA SLV SONO STATE CONDOTTE SUL PROGETTO CON ARMATURE IMPLEMENTATE DAGLI SCHEMI DI ARMATURA DEL PROGETTO ORIGINARIO, CONTROLLATE DA INDAGINI PACOMETRICHE E SAGGI

Si riportano ora le rappresentazioni, mediante mappa cromatica e legenda dei valori delle verifiche eseguite secondo NTC2018 e Circ.2019 rif. TAB.C7.3.I :

- Verifica N/M
- Verifica ai nodi
- Verifica (V/T) lato cls
- Verifica (V/T) lato acciaio

LE VERIFICHE SONO RIFERITE ALLA % DI ag CHE LE RENDE CONFORMI

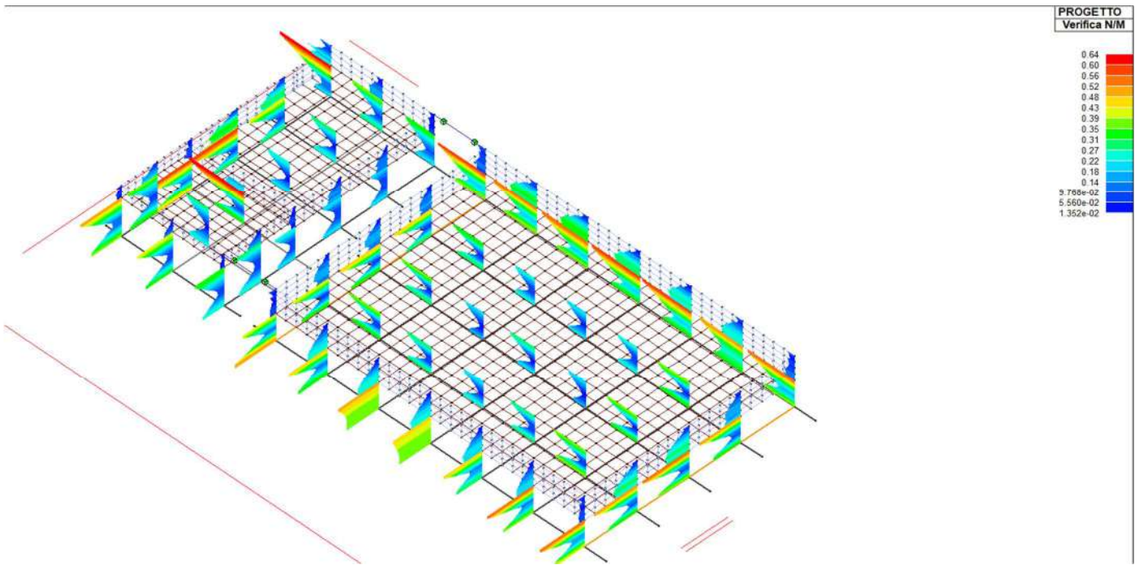


Figura 104 **Pilastri zona vasche - Verifica N/M (q=1.5) – 60 % ag – 0.64 ok**

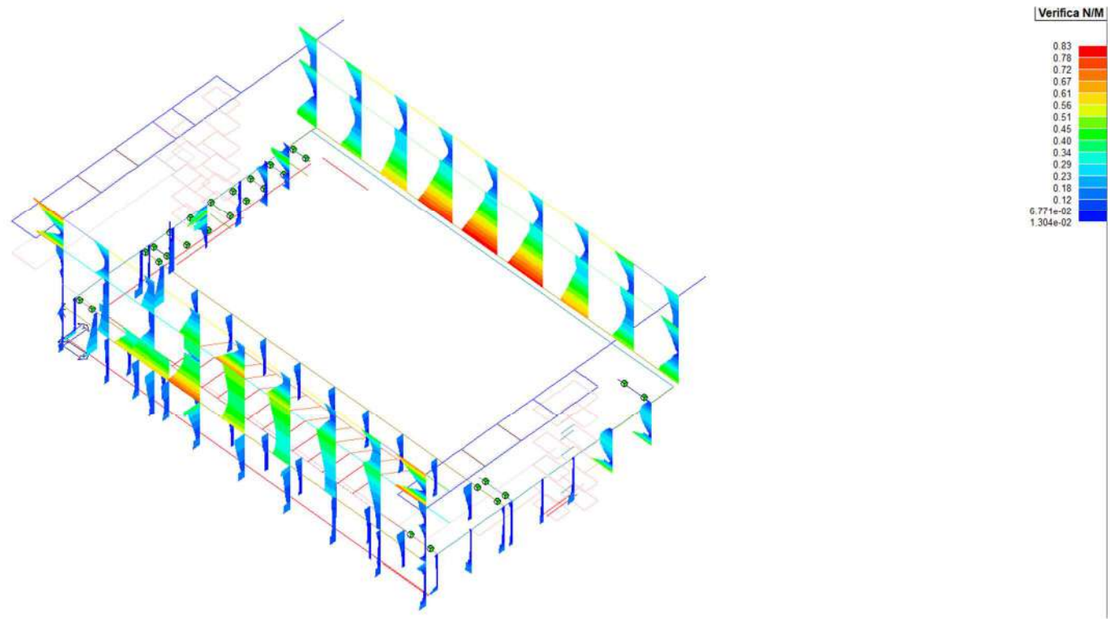


Figura 105 **Pilastri perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) – 20 % ag – 0.83 ok**

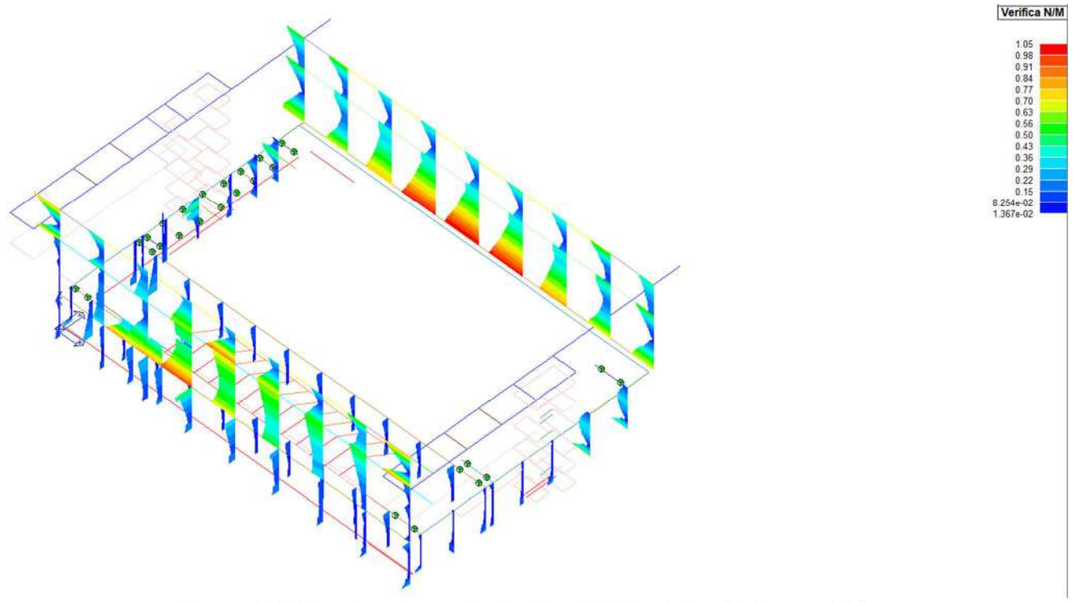


Figura 106 **Pilastri perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) – 30 % ag – 1.05**

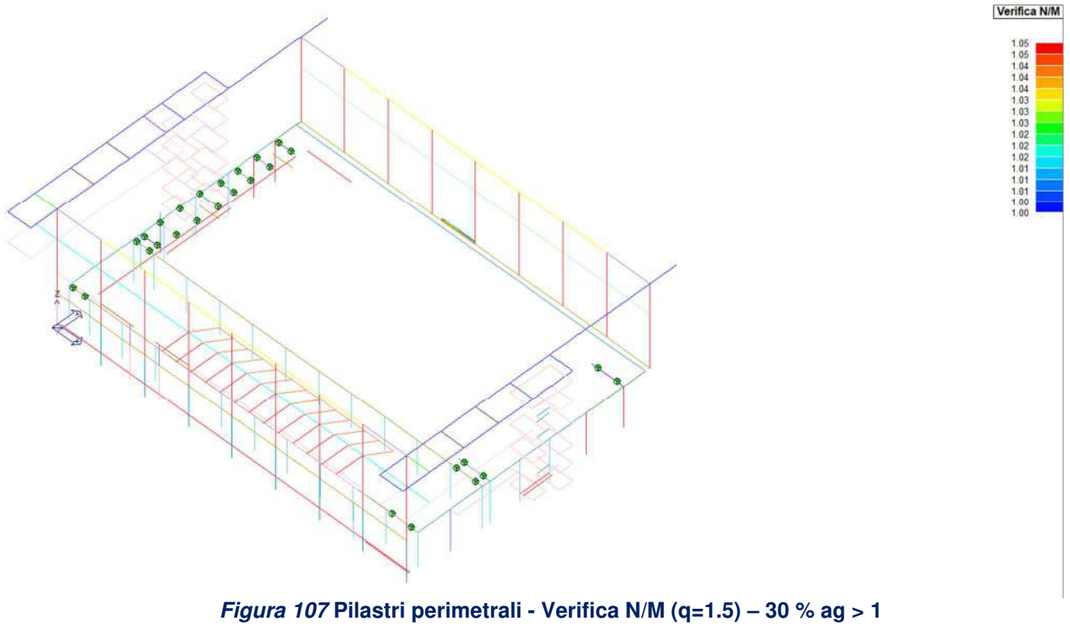


Figura 107 **Pilastri perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) – 30 % ag > 1**

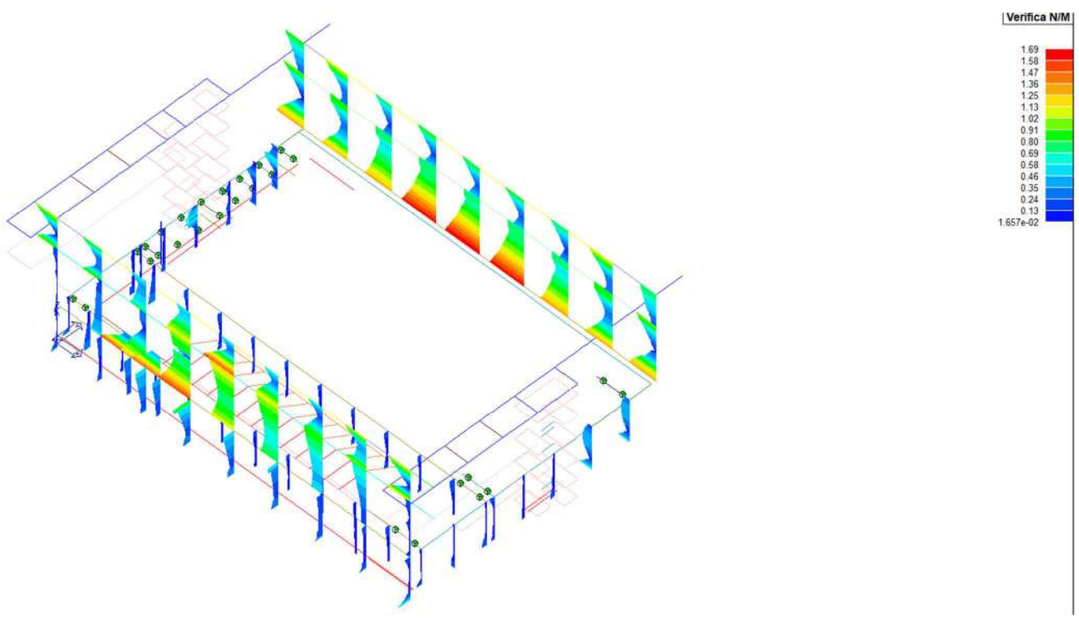


Figura 108 **Pilastri perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) – 60 % ag – 1.69**

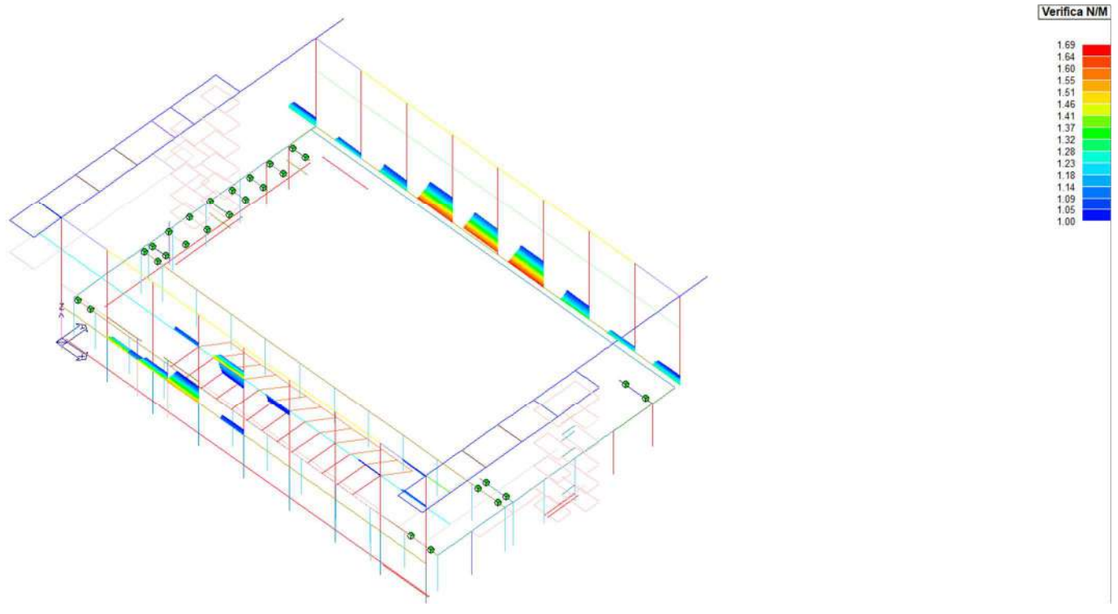


Figura 109 **Pilastri perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) – 60 % ag > 1**

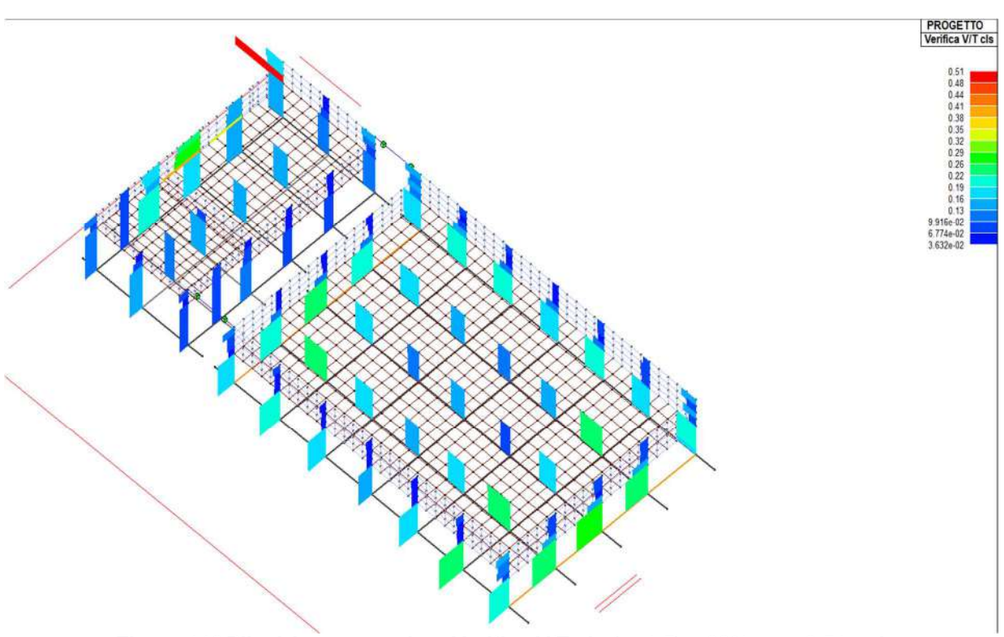


Figura 110 **Pilastri zona vasche - Verifica V/T cls (q=1.5) – 60% ag – 0.51 - ok**

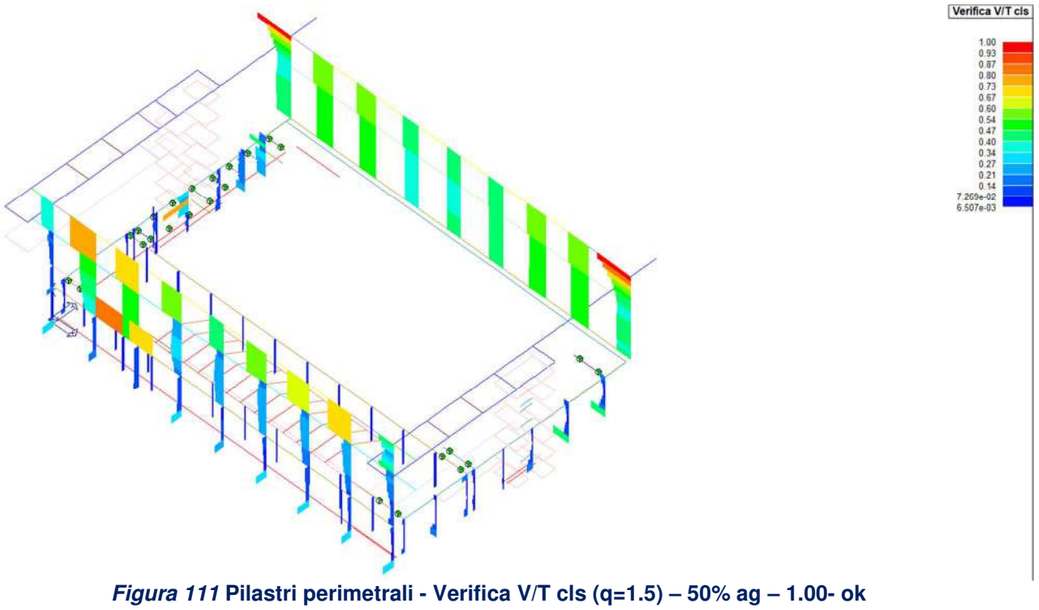


Figura 111 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T cls (q=1.5) – 50% ag – 1.00- ok**

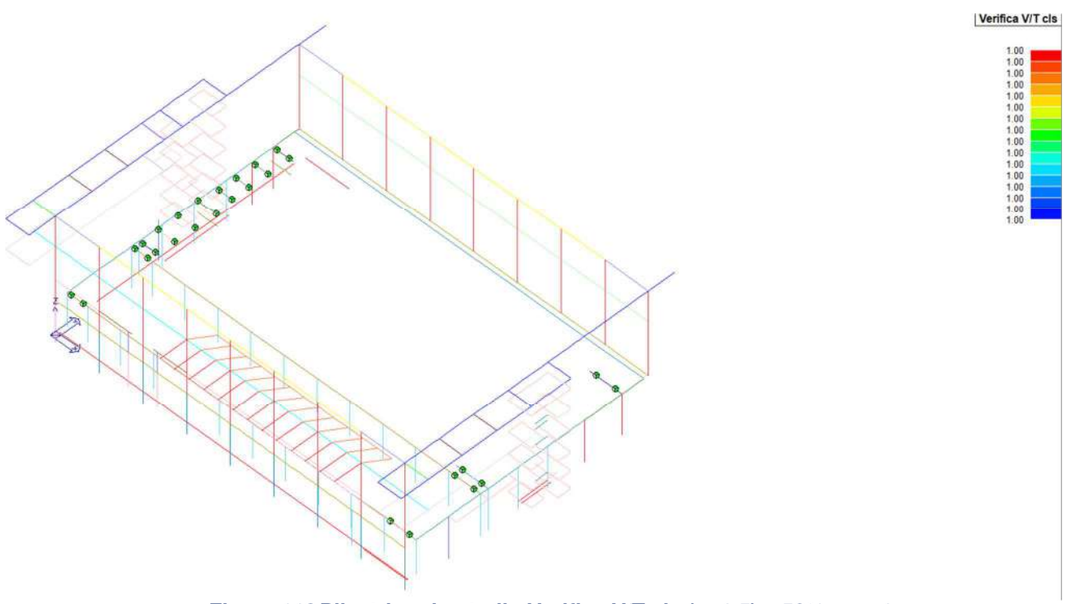


Figura 112 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T cls (q=1.5) – 50% ag > 1**

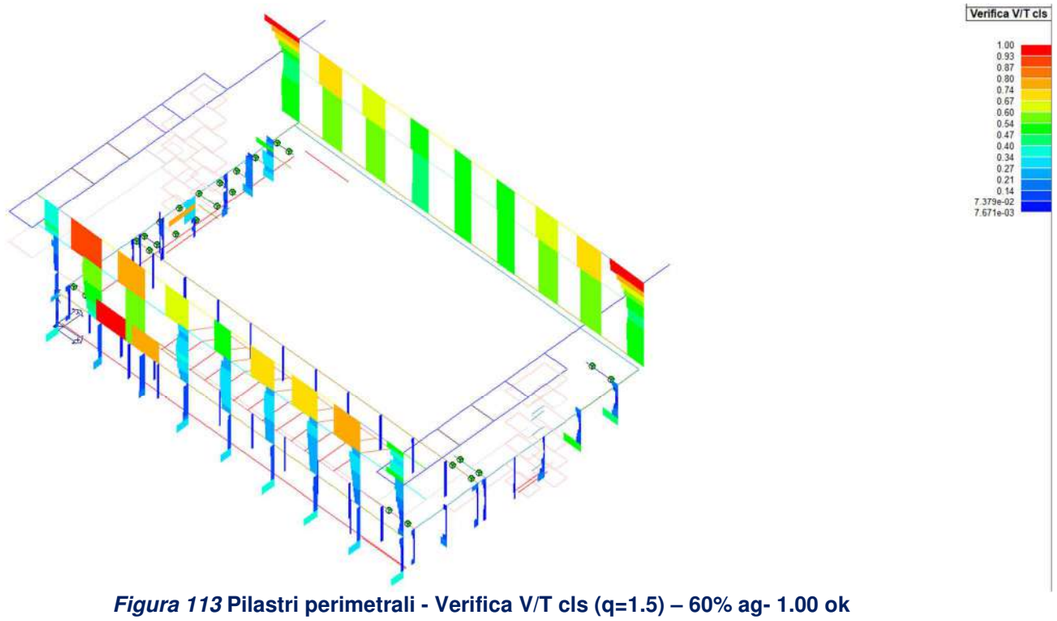


Figura 113 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T cls (q=1.5) – 60% ag- 1.00 ok**

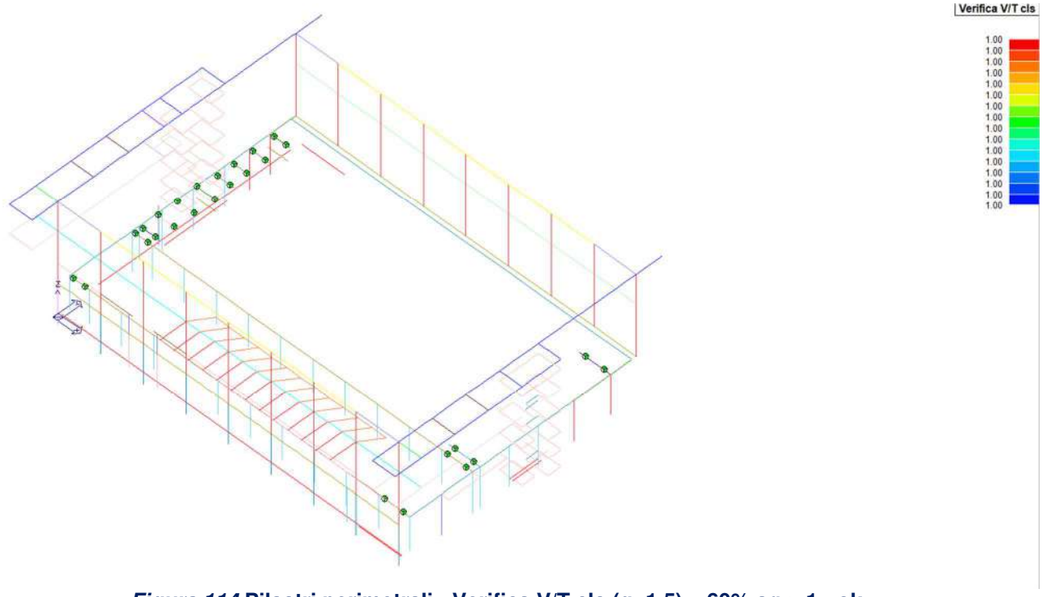


Figura 114 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T cls (q=1.5) – 60% ag > 1 - ok**

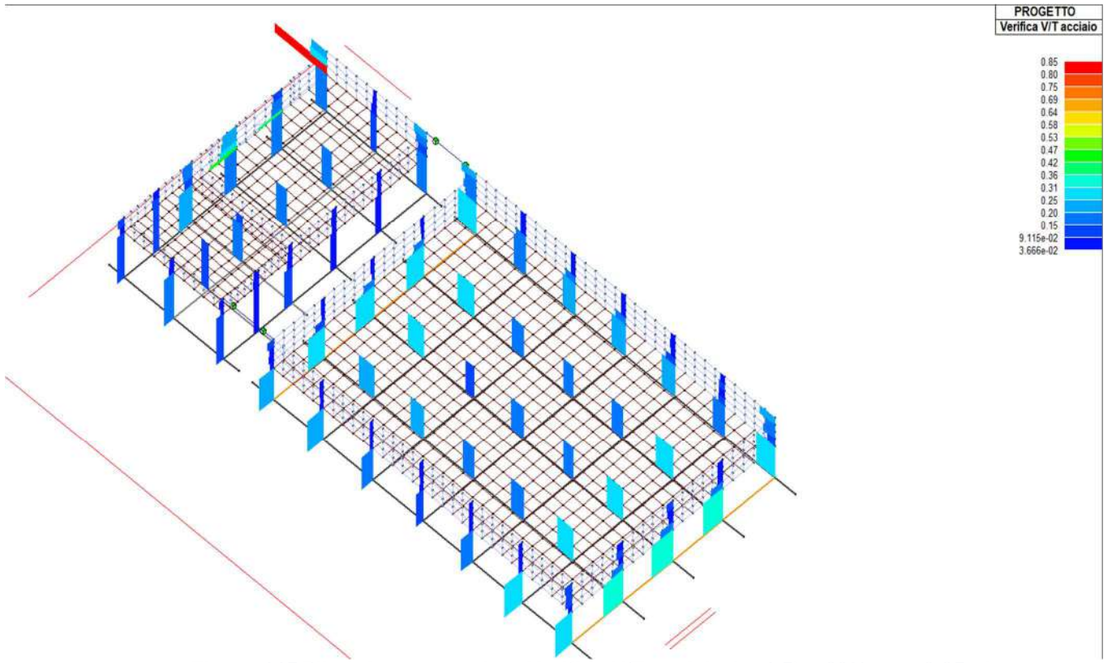


Figura 115 **Pilastri zona vasche - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 60% ag – 0.85 ok**

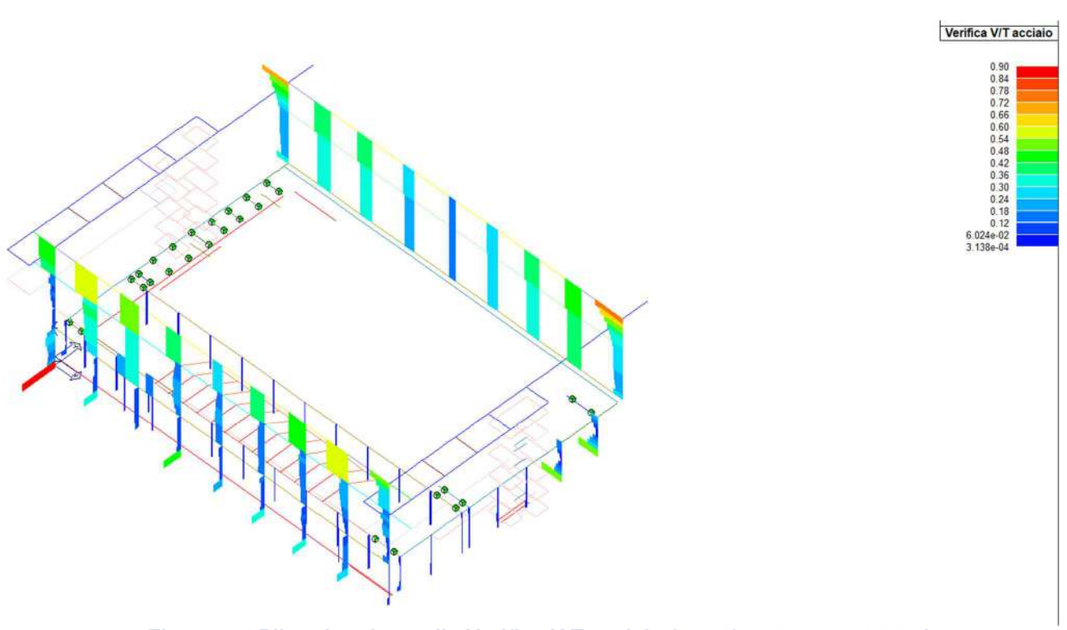


Figura 116 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 10% ag – 0.90 ok**

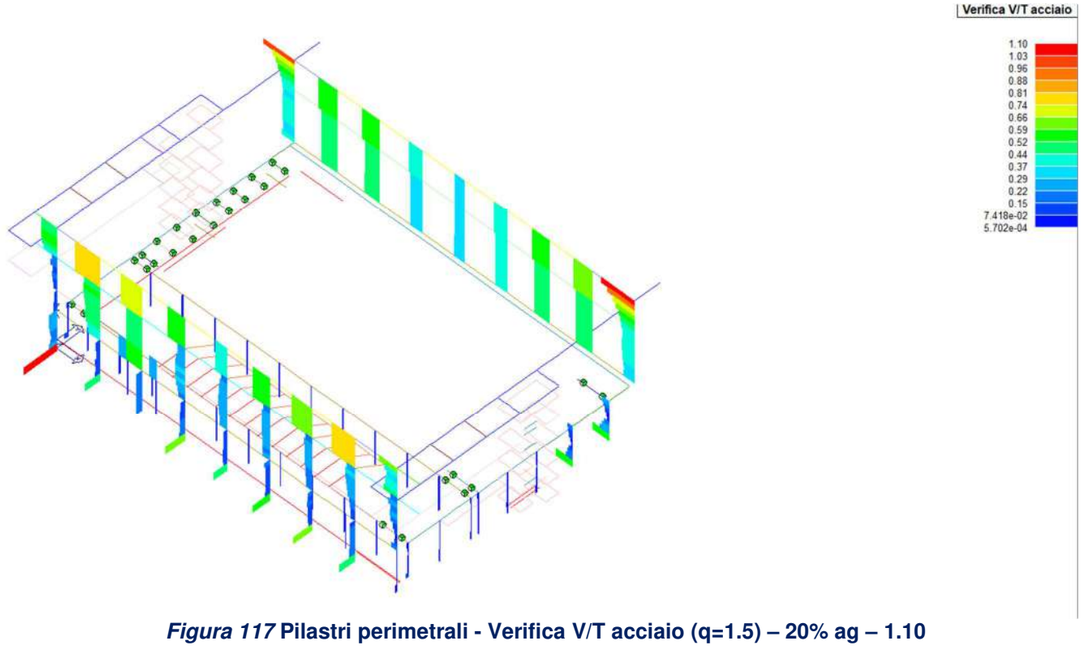


Figura 117 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 20% ag – 1.10**

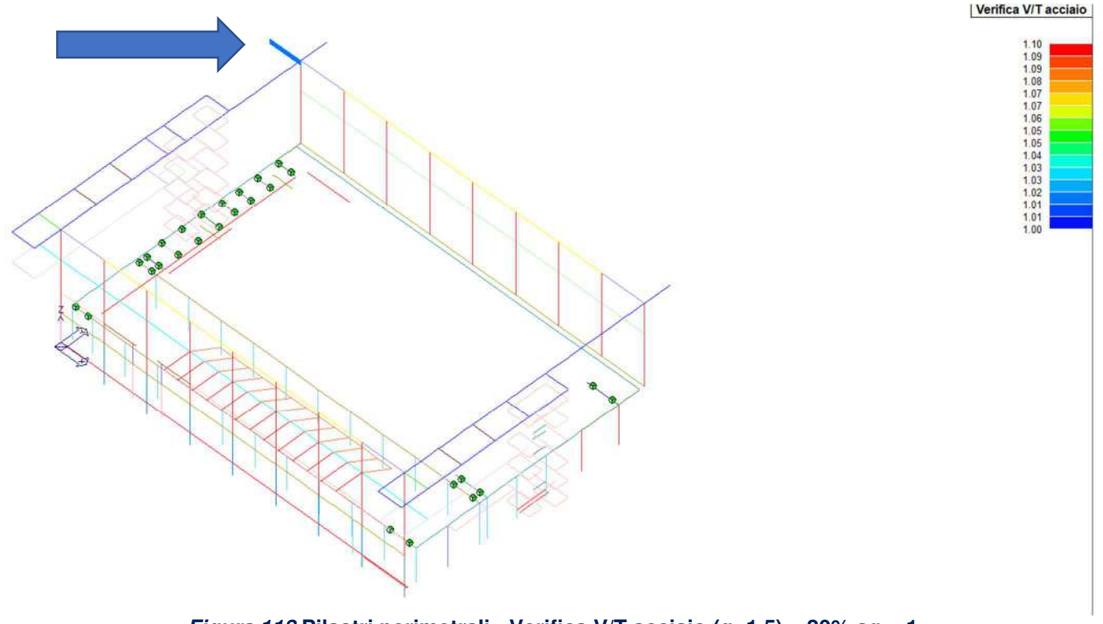


Figura 118 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 20% ag > 1**

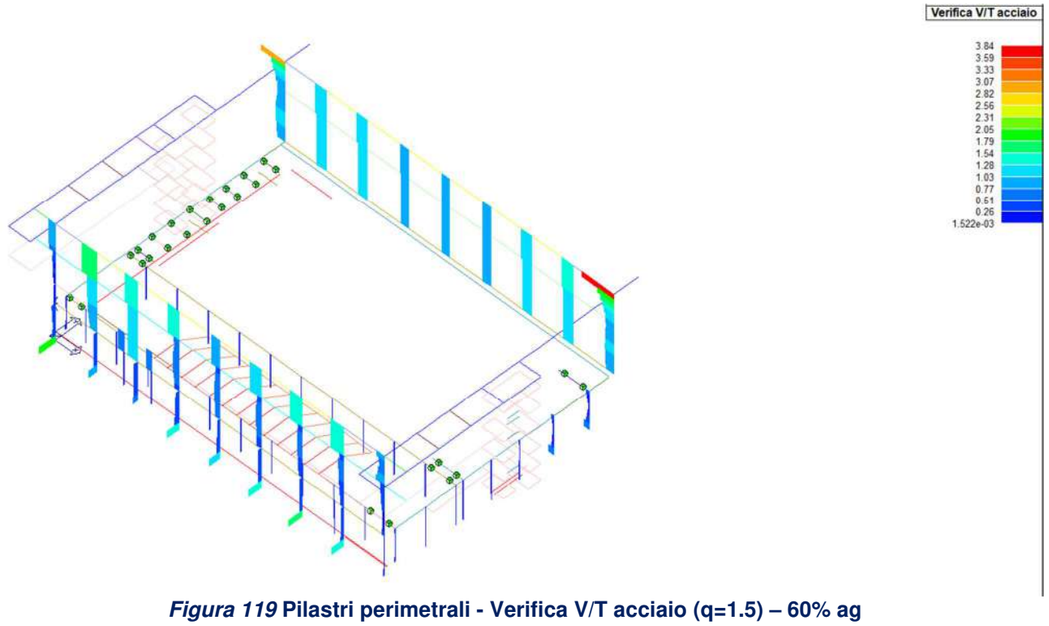


Figura 119 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 60% ag**

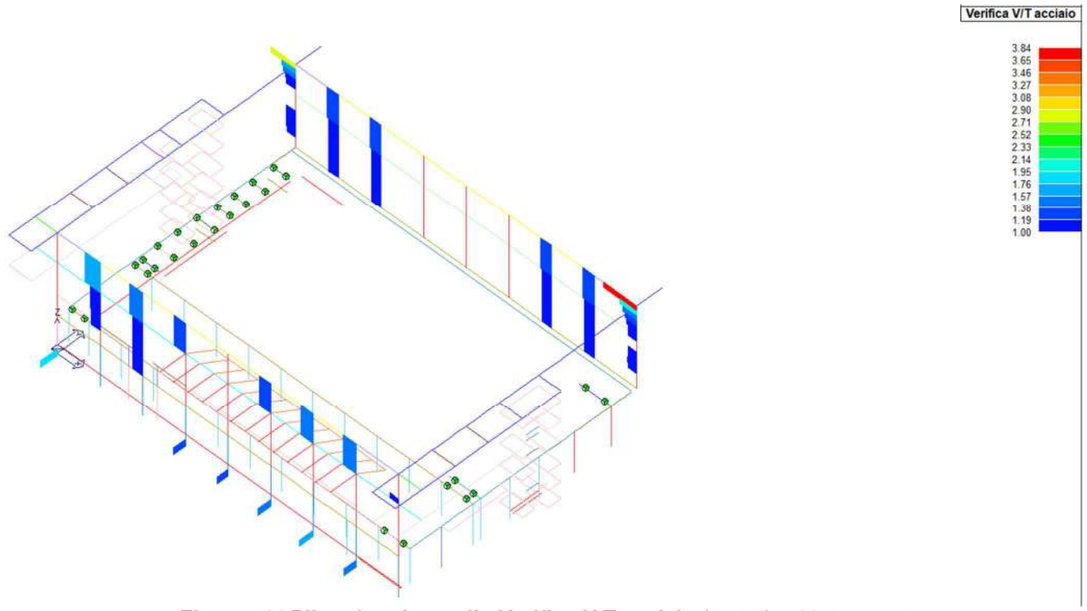


Figura 120 **Pilastri perimetrali - Verifica V/T acciaio (q=1.5) – 60% ag > 1**

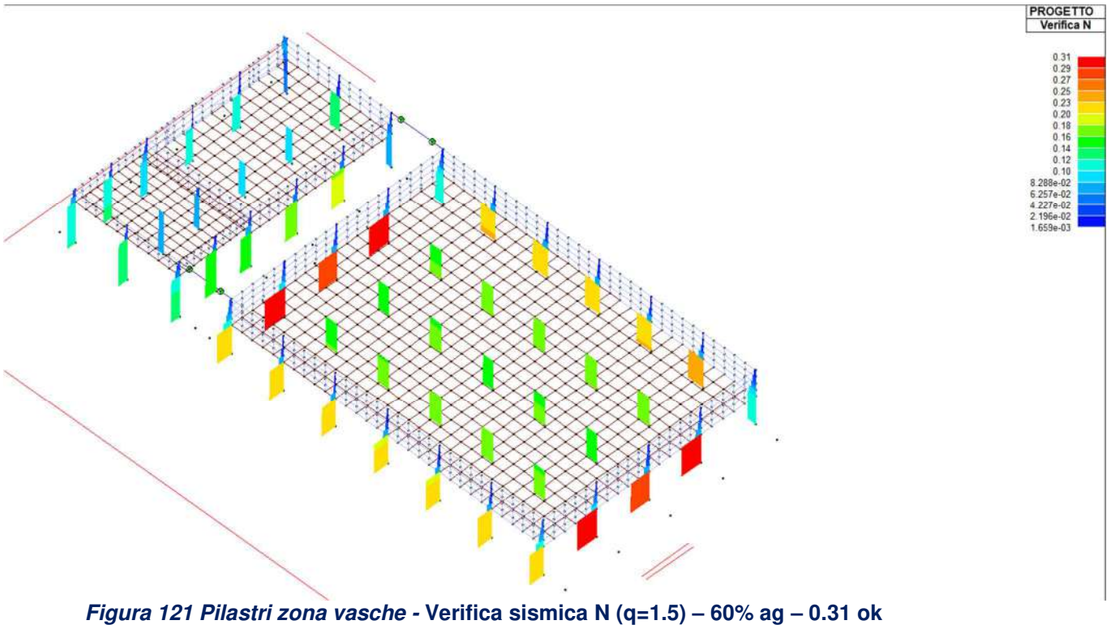


Figura 121 Pilastri zona vasche **- Verifica sismica N (q=1.5) – 60% ag – 0.31 ok**

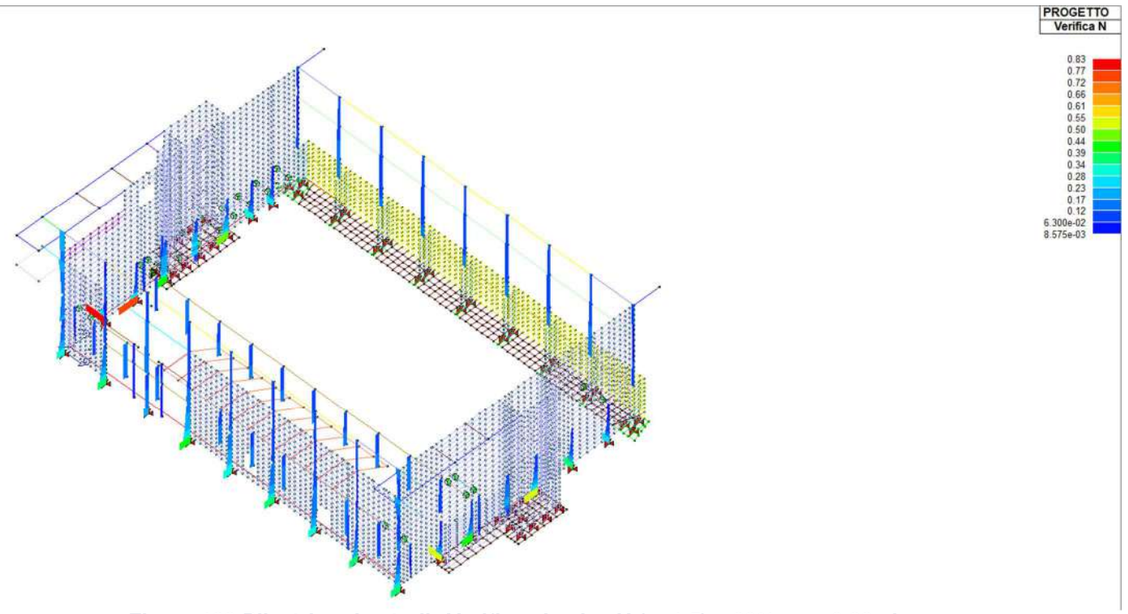


Figura 122 Pilastri perimetrali **- Verifica sismica N (q=1.5) – 60% ag – 0.83 ok**

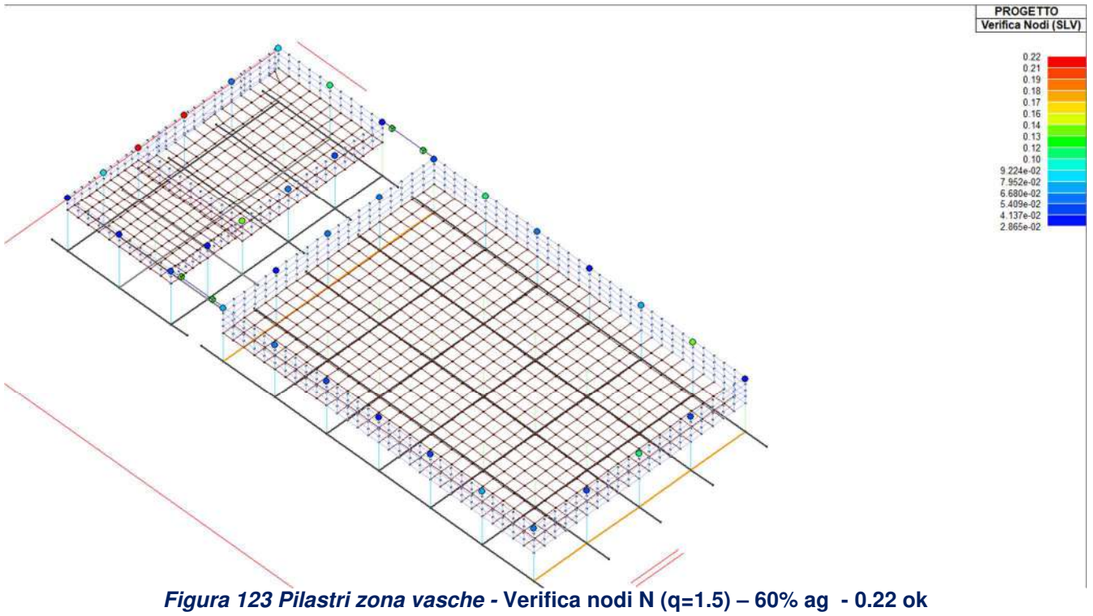


Figura 123 Pilastri zona vasche **- Verifica nodi N (q=1.5) – 60% ag - 0.22 ok**

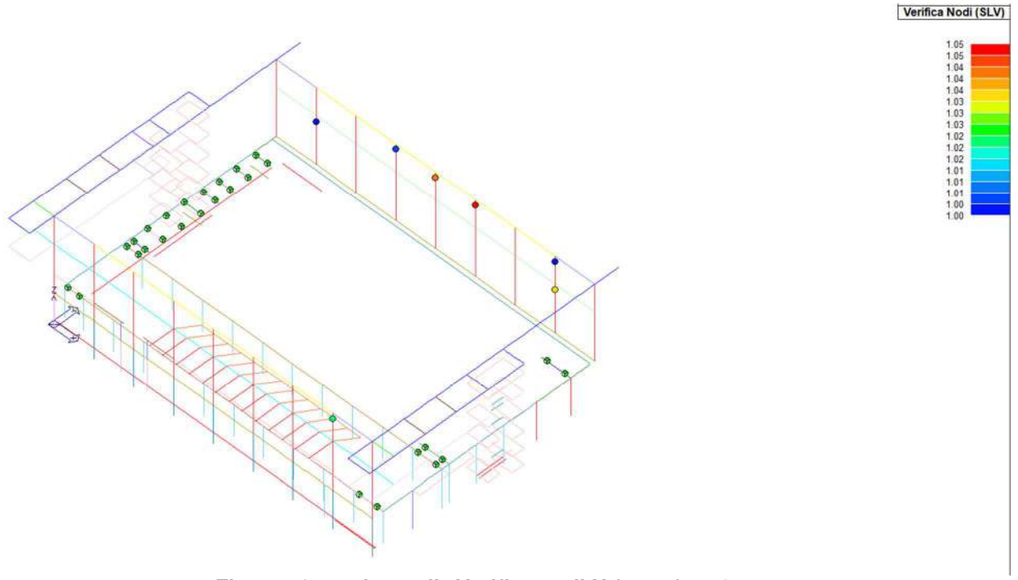


Figura 124 perimetrali **- Verifica nodi N (q=1.5) – 50% ag > 1**

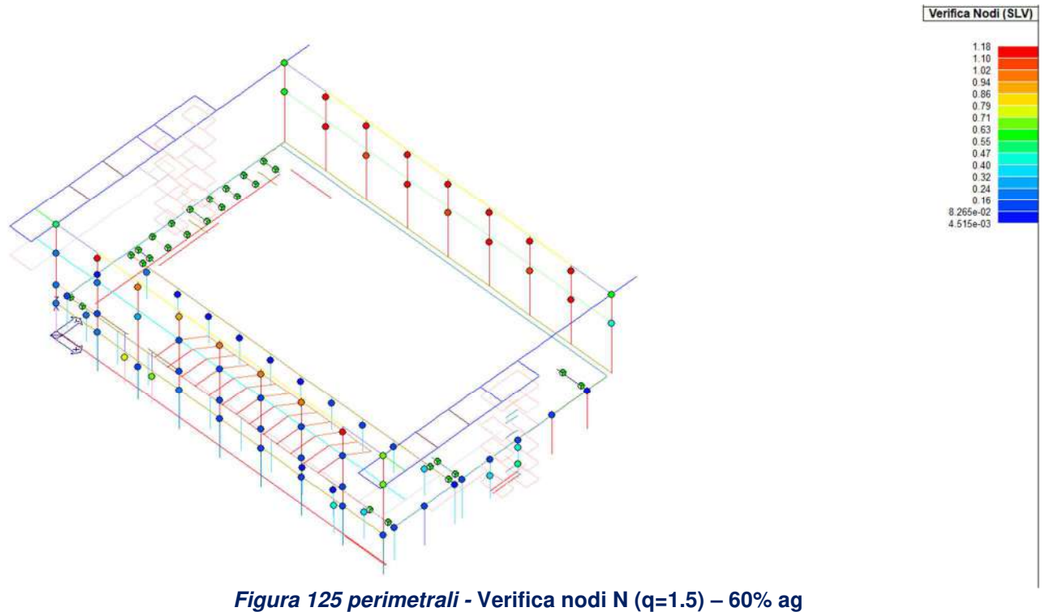


Figura 125 perimetrali **- Verifica nodi N (q=1.5) – 60% ag**

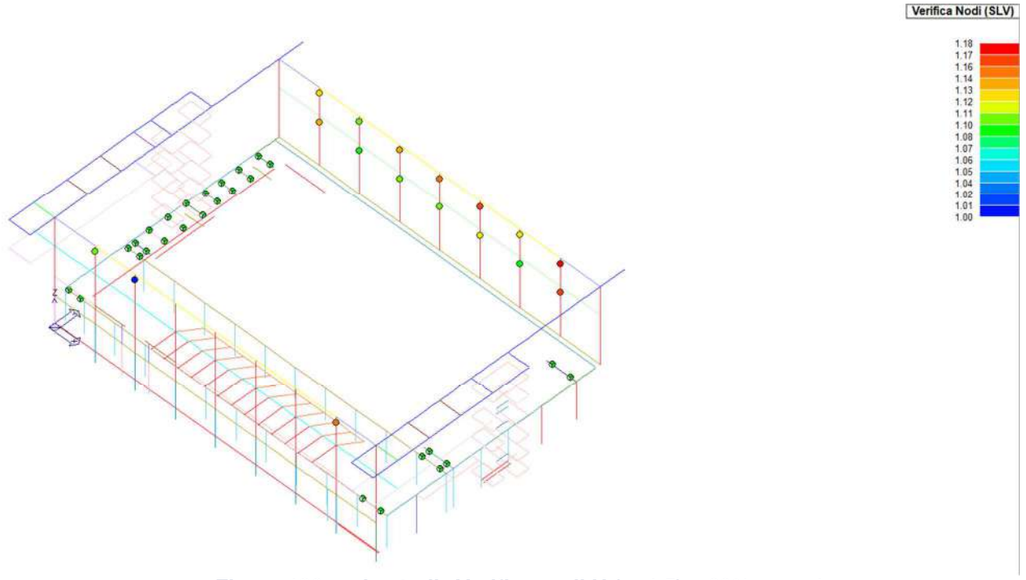


Figura 126 perimetrali **- Verifica nodi N (q=1.5) – 60% ag > 1**

Verifiche sui pilastri devono essere valutate relativamente agli elementi verticali del sistema di sostegno delle vasche e degli elementi del fabbricato.

PILASTRI VASCHE (da livello -4.20m di piano interrato a livello +0.00m a livello di piano sala vasche)

Verifica N/M	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato cls	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato acciaio	CONFORME SINO A 60% ag
Verifica sismica N	CONFORME SINO A 60% ag
Verifica ai nodi	CONFORME SINO A 60% ag

PILASTRI FABBRICATO (da livello +0.00m piano sala vasche a livello di copertura)

Verifica N/M	CONFORME SINO A 30% ag – 1.69 a 60% ag
V/T lato cls	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato acciaio	CONFORME SINO A 20% ag - 3.84 a 60% ag
Verifica sismica N	CONFORME SINO A 60% ag
Verifica ai nodi	CONFORME SINO A 50% ag – 1.18 a 60% ag

(NOTA : l'elevazione tra piano interrato a -4.20m e piano vasche a quota +0.00m è modellata con elementi D3)

NE DERIVA CHE IL SISTEMA DELLE VASCHE , IN CONDIZIONI DINAMICHE SINO AL 60% a_g NON PRESENTA CRITICITÀ CON RIFERIMENTO AGLI ELEMENTI VERTICALI (si tenga inoltre conto che tale sistema "assume" prudenzialmente il periodo di plateaux del fabbricato). EMERGONO INVECE CRITICITÀ SUI PILASTRI DELL'EDIFICIO (sulle sezioni a quota +0.00 relativamente alle verifiche N/M e a taglio sulla elevazione dei primi 3 pilastri esterni per lato) che, considerata la conformità delle verifiche sezionali a taglio, POTREBBERO ESSERE RECUPERATE CON RINFORZI SEZIONALI MEDIANTE FIBRE O CARPENTERIA METALLICA.

ALLO STATO ATTUALE, PER I PILASTRI DEL FABBRICATO LA SOGLIA CRITICA PER COLLASSO A FLESSIONE È RAPPRESENTATA DAL LIMITE DEL 40% DI a_g

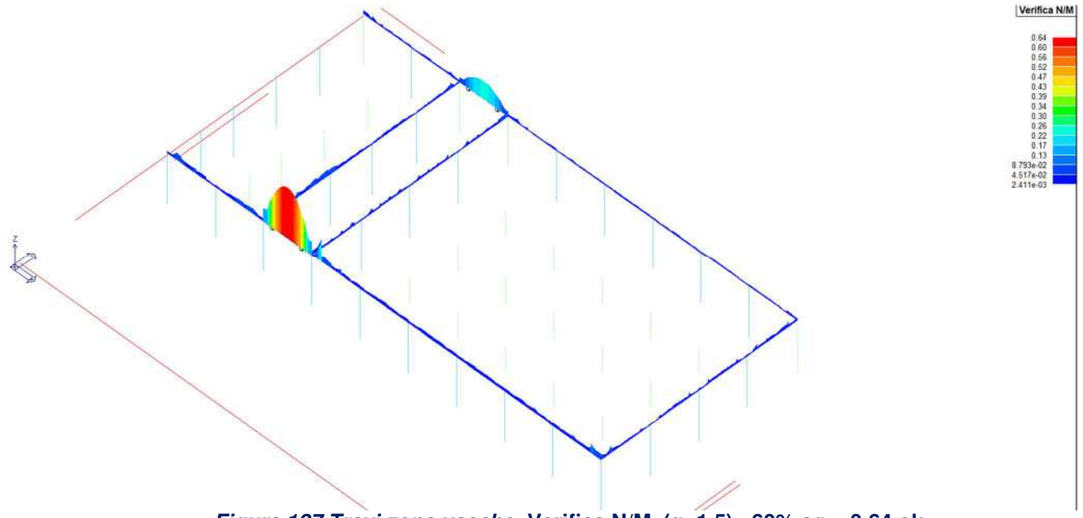


***Figura 127 Travi zona vasche* -Verifica N/M (q=1.5) –60% ag – 0.64 ok**

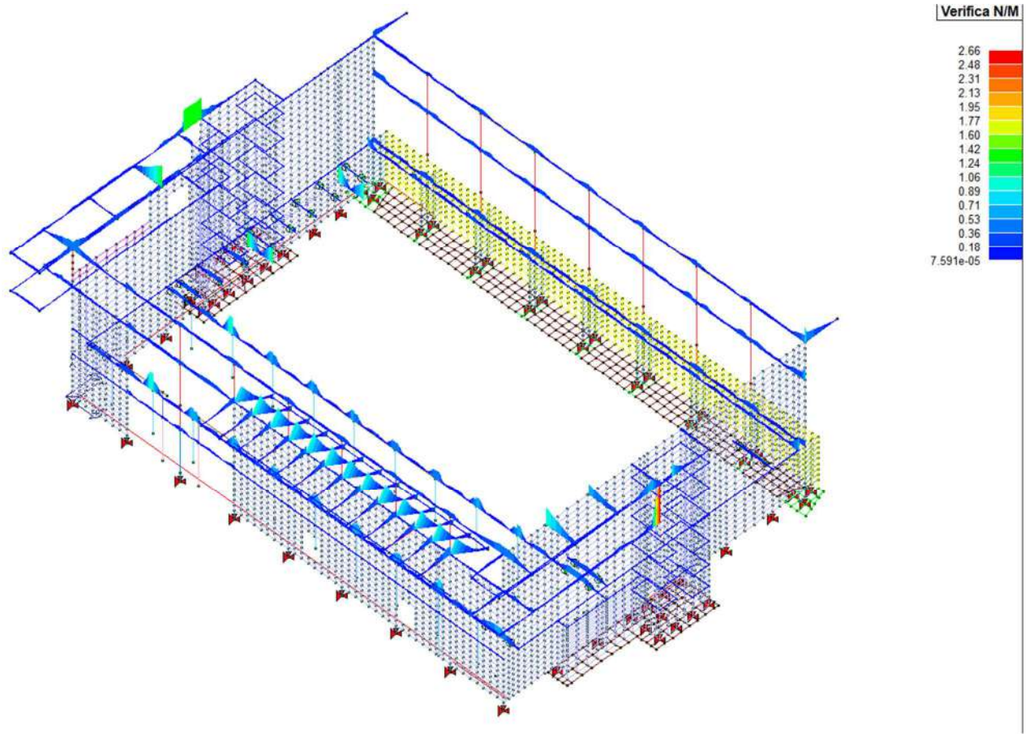


Figura 128 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –10% ag**
(il picco a 2.66 assume carattere locale – come dimostrato dalla immagine seguente con i soli elementi NV)

11.3.2 TRAVI

Le caratteristiche geometriche e di armatura delle travate sono riportate in elaborato R2.1 con comparazione, per ogni trave, della armatura di progetto originario (controllato con verifiche pacometriche) e dello schema di armatura implementato a programma.

LE VERIFICHE SLV SULLE TRAVI SONO QUINDI CONDOTTE SUL PROGETTO IMPLEMENTATO.

A seguire si riportano ora le rappresentazioni, mediante mappa cromatica e legenda dei valori delle verifiche eseguite secondo NTC2018.

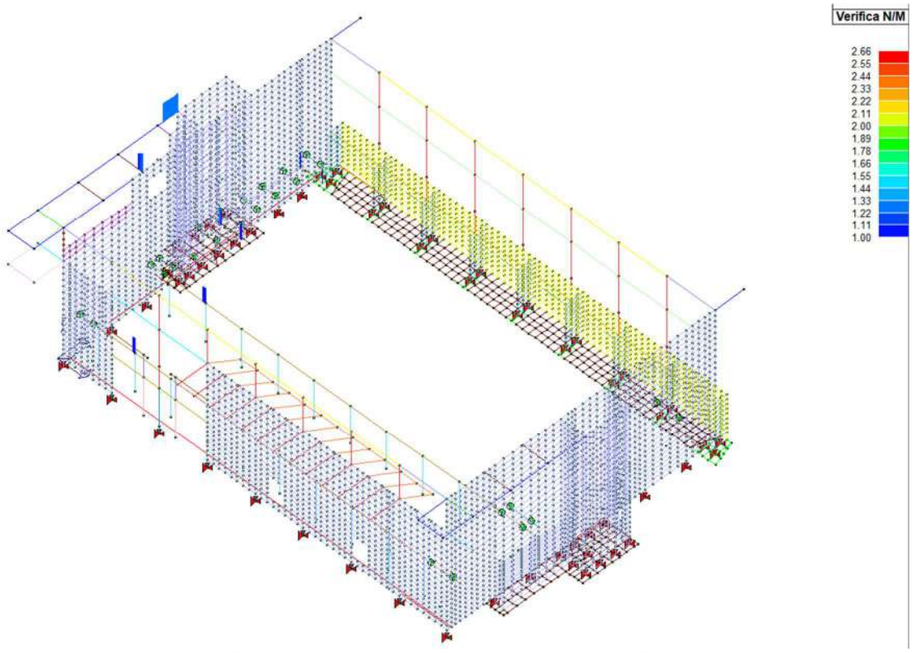


Figura 129 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –10% ag > 1**

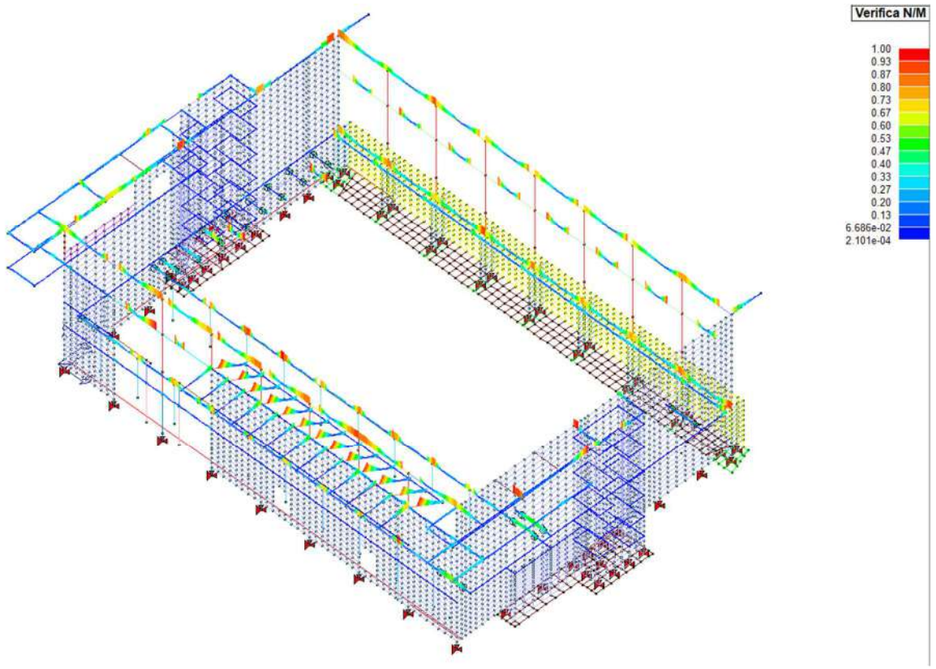


Figura 130 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –60% ag**

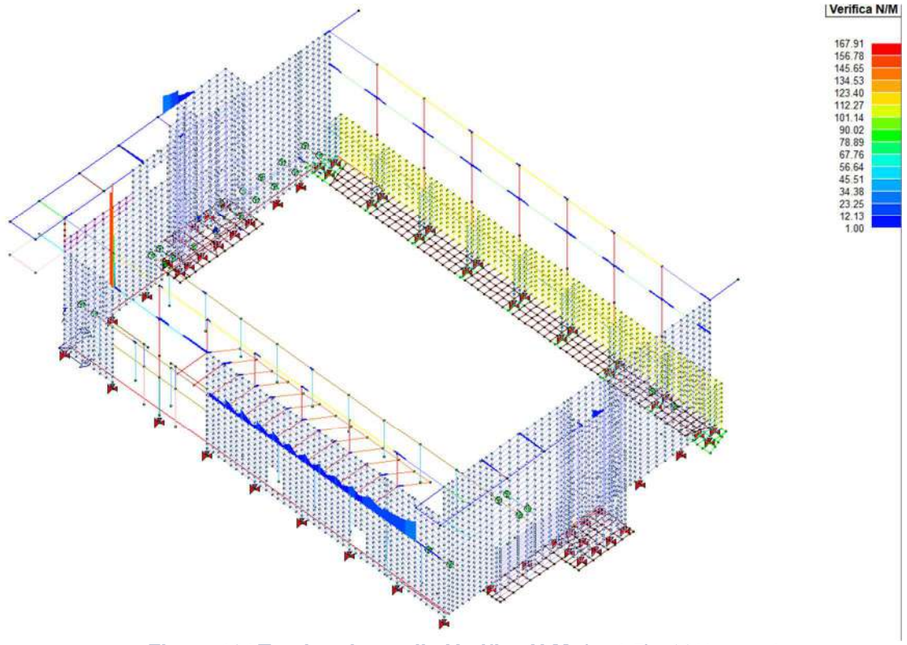


Figura 131 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –60% ag > 1**

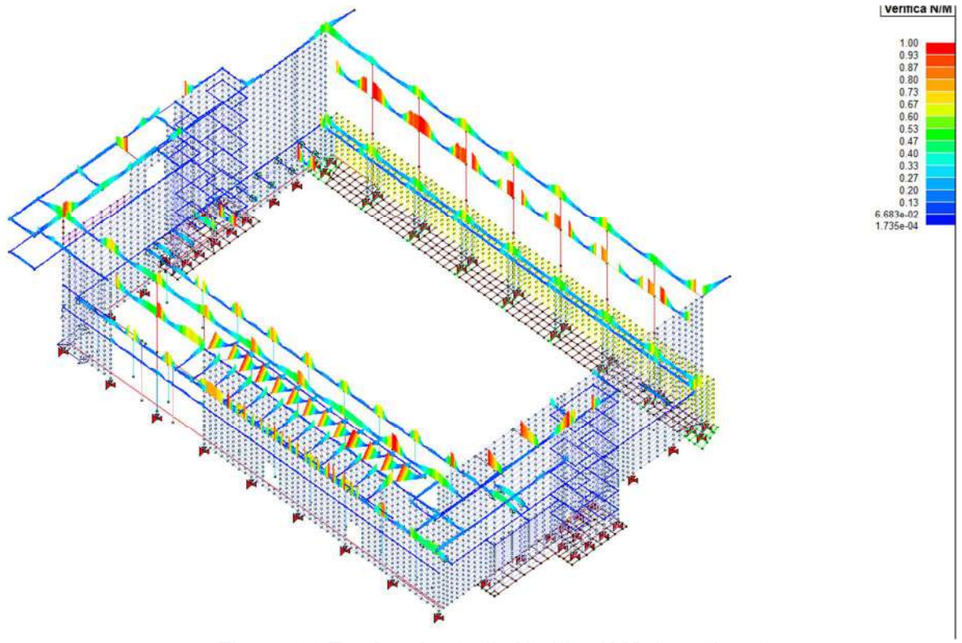


Figura 132 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –40%**

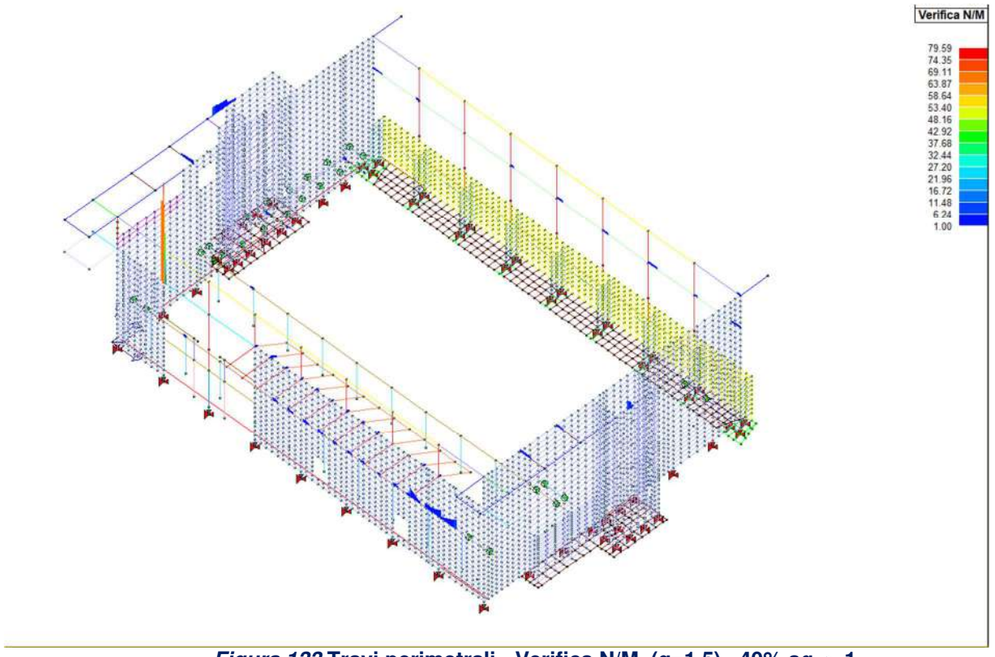


Figura 133 **Travi perimetrali - Verifica N/M (q=1.5) –40% ag > 1**

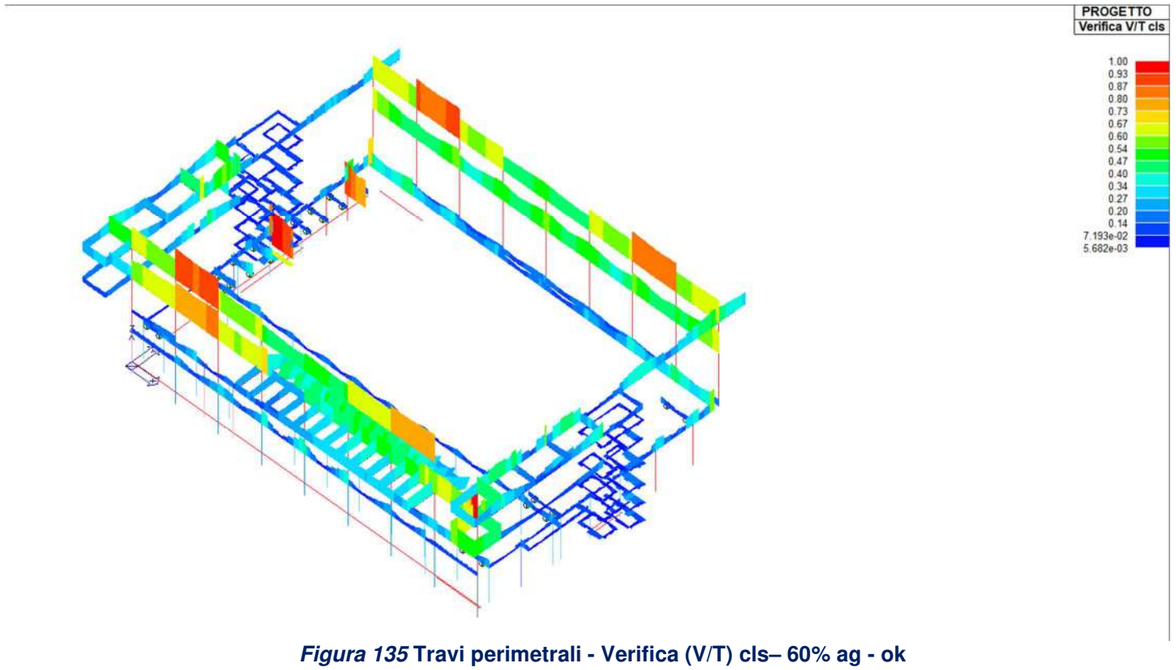


Figura 135 **Travi perimetrali - Verifica (V/T) cls– 60% ag - ok**

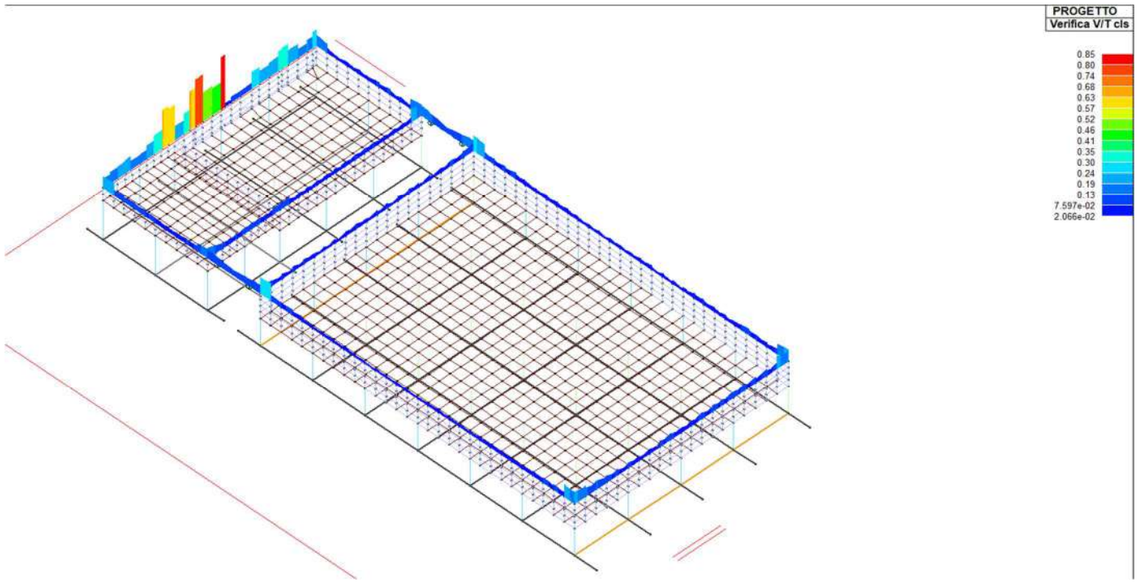


Figura 134 **Travi zona vasche - Verifica (V/T) cls– 60% ag – 0.85 ok**

Figura 136 **Travi zona vasche - Verifica (V/T) acciaio– 60% ag – 0.48 ok**

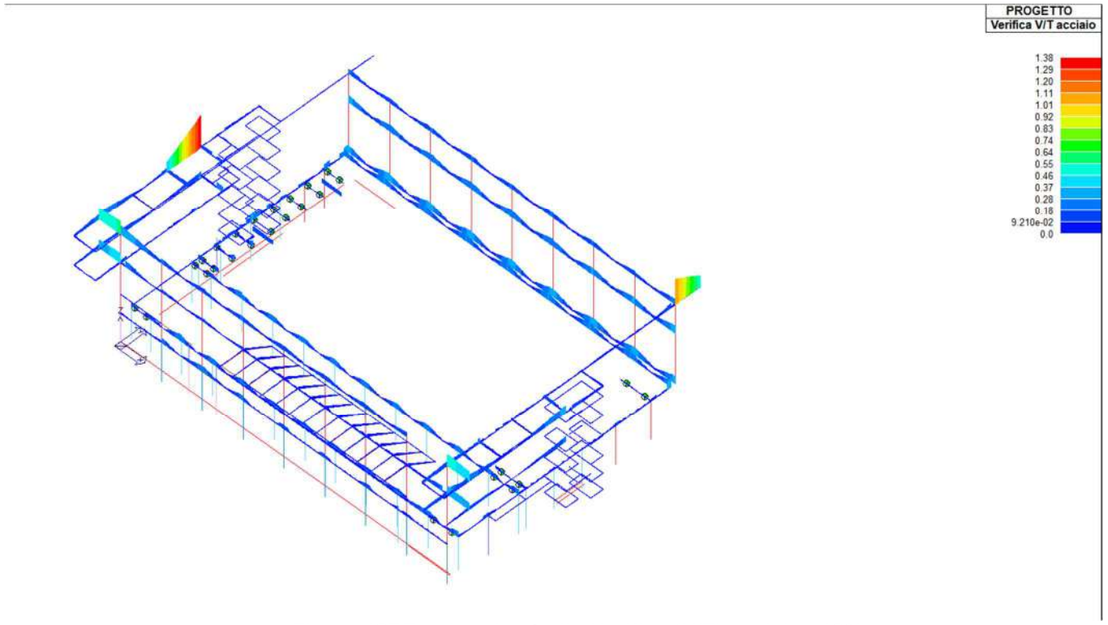


Figura 137 **Travi perimetrali - Verifica (V/T) acciaio– 10% ag**

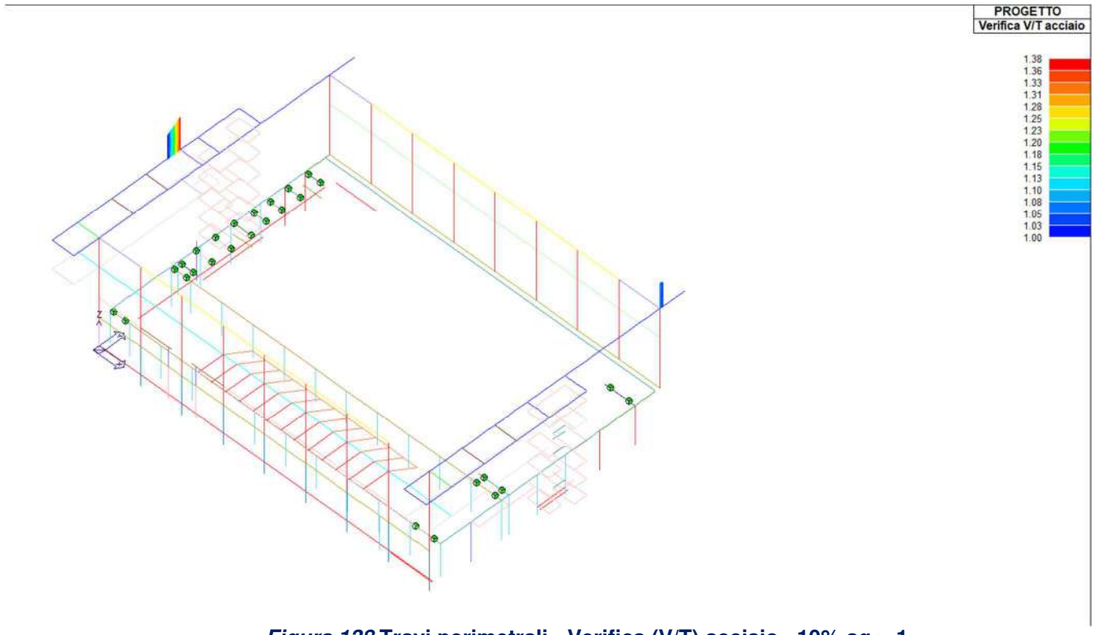


Figura 138 **Travi perimetrali - Verifica (V/T) acciaio– 10% ag > 1**

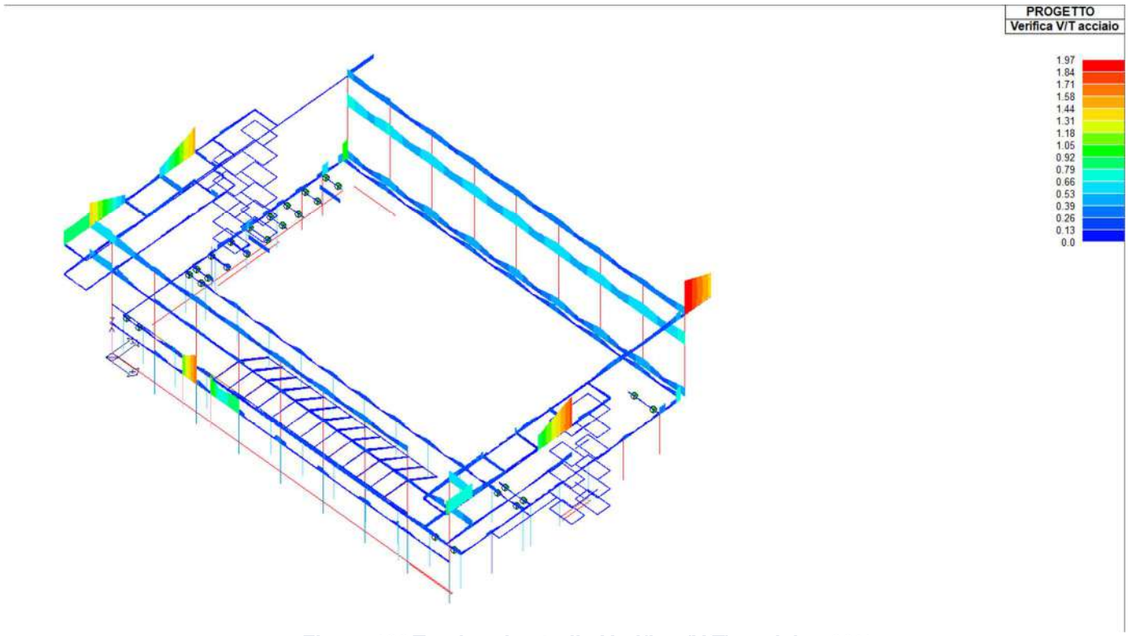


Figura 139 **Travi perimetrali - Verifica (V/T) acciaio– 60% ag**

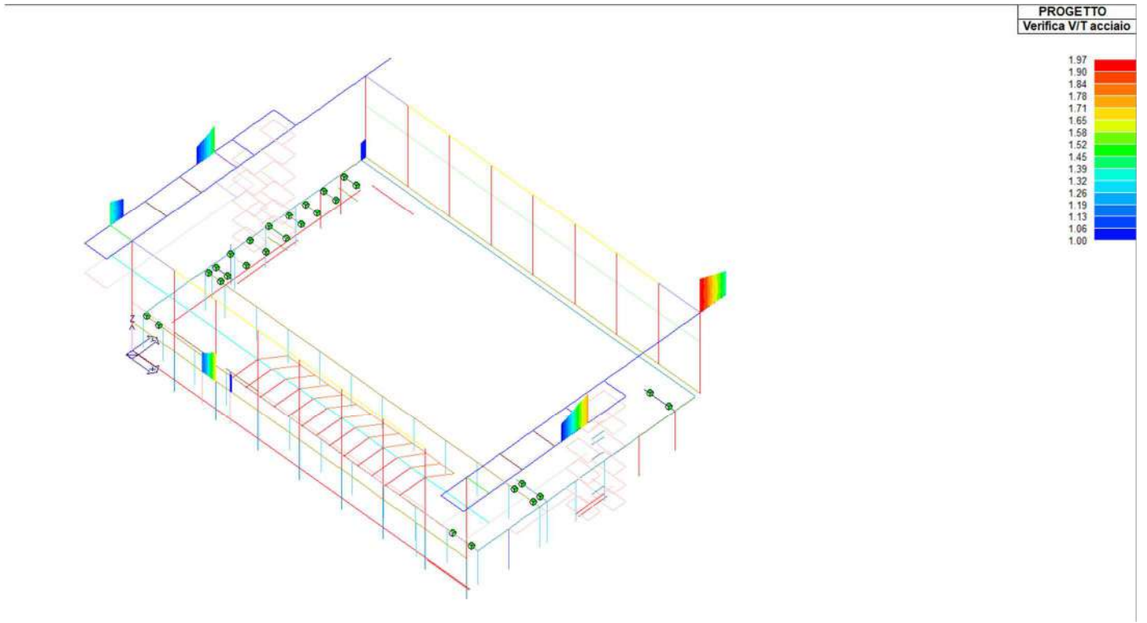


Figura 140 **Travi perimetrali - Verifica (V/T) acciaio– 60% ag > 1**

Verifiche sulle travi devono essere valutate relativamente agli elementi verticali del sistema di sostegno delle vasche e degli elementi del fabbricato.

TRAVI VASCHE

Verifica N/M	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato cls	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato acciaio	CONFORME SINO A 60% ag

TRAVI FABBRICATO

Verifica N/M	ADEGUATA SINO A 40 % ag – 1.69 a 60% ag
V/T lato cls	CONFORME SINO A 60% ag
V/T lato acciaio	ADEGUABILE SINO A 60% ag CON ELIMINAZIONE DEL FRONTALINO IN C.A.

NE DERIVA CHE IL SISTEMA DELLE VASCHE , IN CONDIZIONI DINAMICHE AL 60% DI a_g NON PRESENTA CRITICITÀ CON RIFERIMENTO AGLI ELEMENTI ORIZZONTALI (si tenga inoltre conto che tale sistema "assume" prudenzialmente il periodo di plateaux del fabbricato).

EMERGONO INVECE CRITICITÀ SULLE TRAVI DELL'EDIFICIO che, considerata la conformità delle verifiche sezionali a taglio, POTREBBERO ESSERE RECUPERATE CON RINFORZI SEZIONALI MEDIANTE FIBRE O CARPENTERIA METALLICA E CON LA ELIMINAZIONE NECESSARIA DEL FRONTALINO PERIMETRALE IN COPERTURA.. ALLO STATO ATTUALE, PER LE TRAVI LA SOGLIA CRITICA PER COLLASSO A FLESSIONE È RAPPRESENTATA DAL LIMITE DEL 40% DI a_g

Per la parte prettamente numerica si rimanda ai tabulati disponibili su supporto informatico a disposizione della SA

11.3.2 PARETI IN C.A.

Si presentano in paragrafo le verifiche di resistenza degli elementi shell relativi alle vasche e alle pareti.

Per quanto riguarda le vasche per brevità si rappresentano gli elementi non verificati alla soglia di 60% ag.

Figura 141 **Elementi D3 vasche N/M – 60% ag > 1**

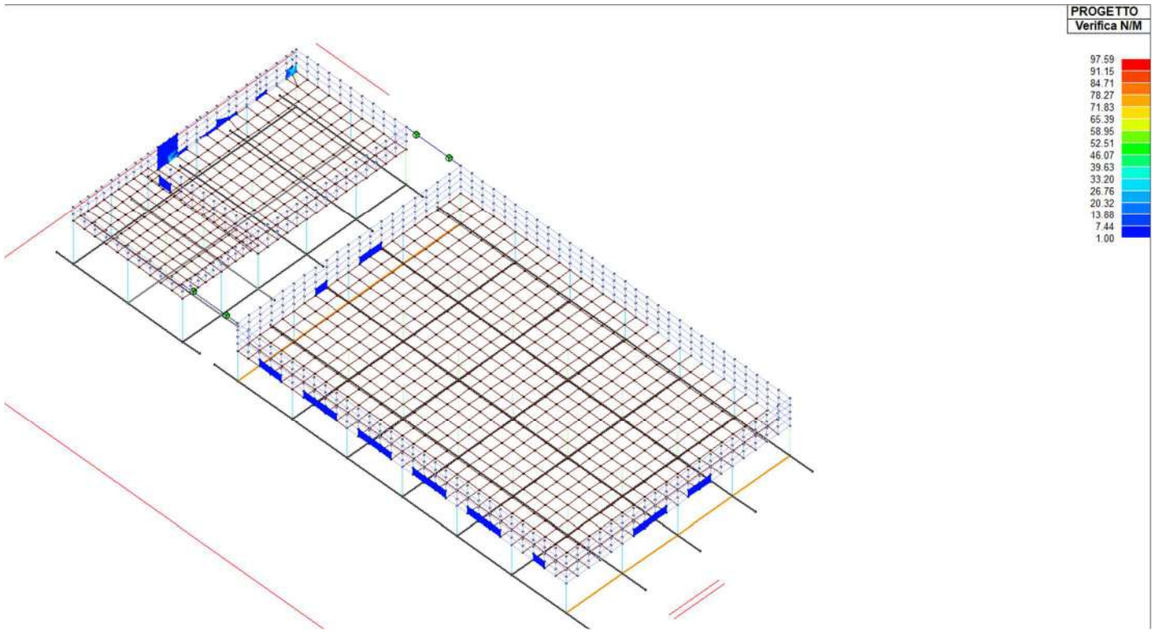


Figura 142 **Elementi D3 vasche N/M – 10% ag > 1**

Nel caso delle verifiche N/M sui D3 delle vasche le criticità riscontrate già al 10% di ag e di fatto concrete e diffuse dal 40% ag sono riconducibili alla inadeguatezza della armatura delle pareti rispetto alle sollecitazioni indotte dalla spinta idrodinamica in caso di sisma.

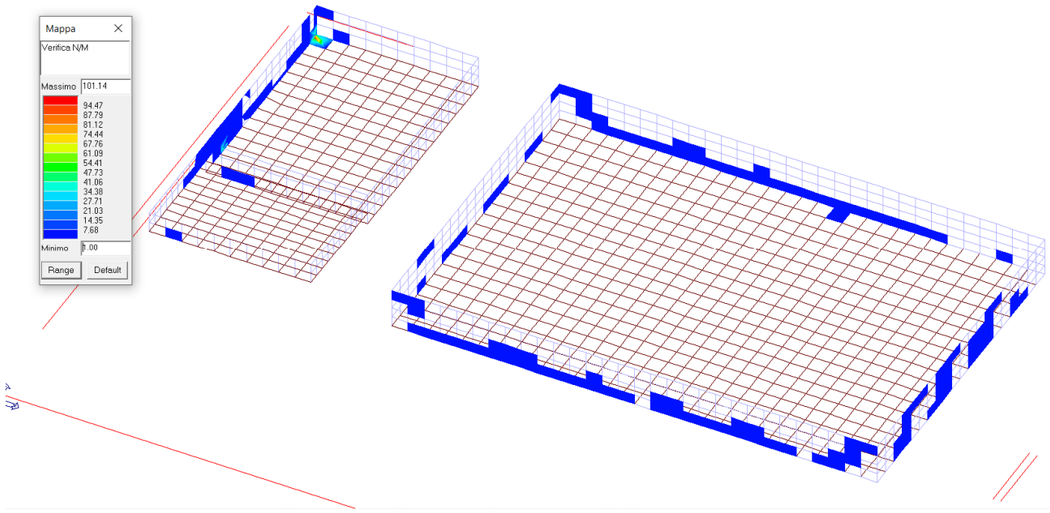


Figura 143 **Elementi D3 vasche N/M – 40% ag > 1**

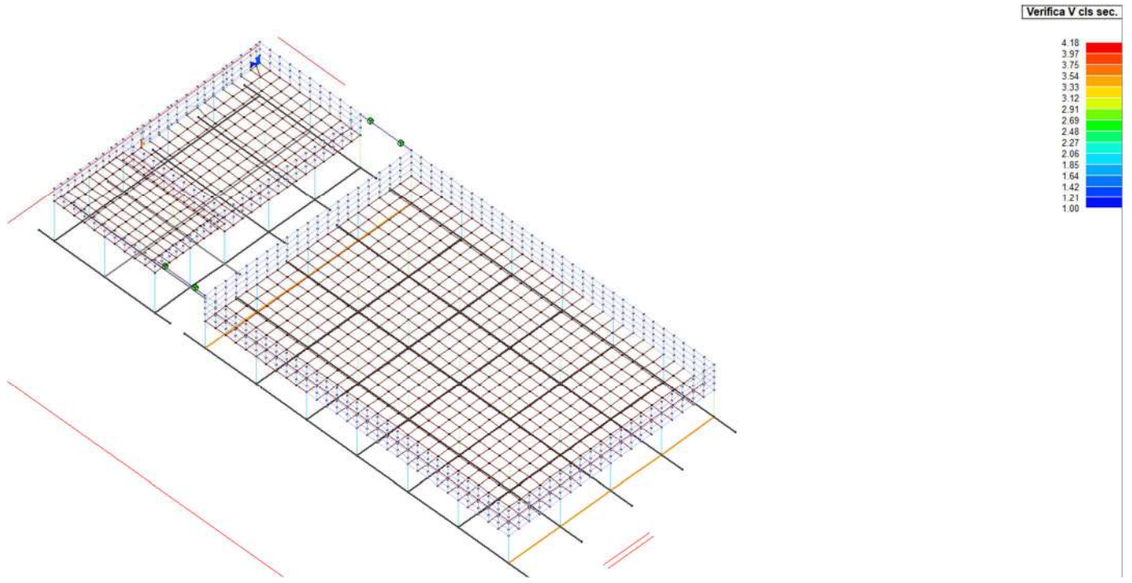


Figura 145 **Elementi D3 vasche Vcls secondaria – 60% ag > 1**

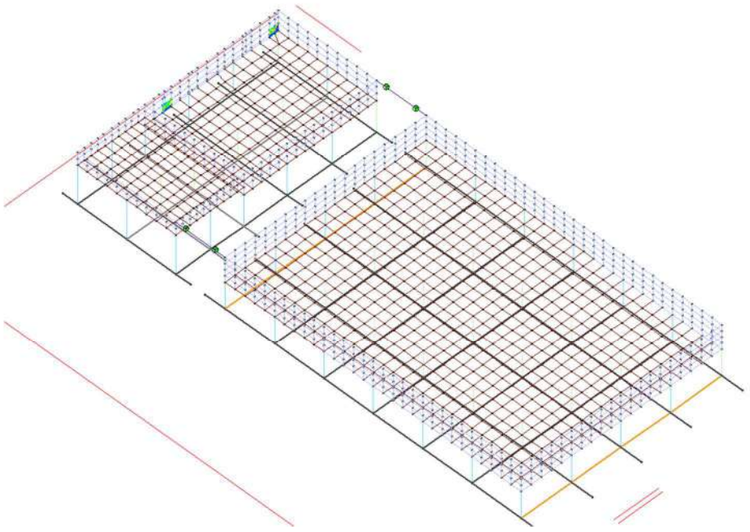


Figura 144 **Elementi D3 vasche Vcls principale – 60% ag > 1**

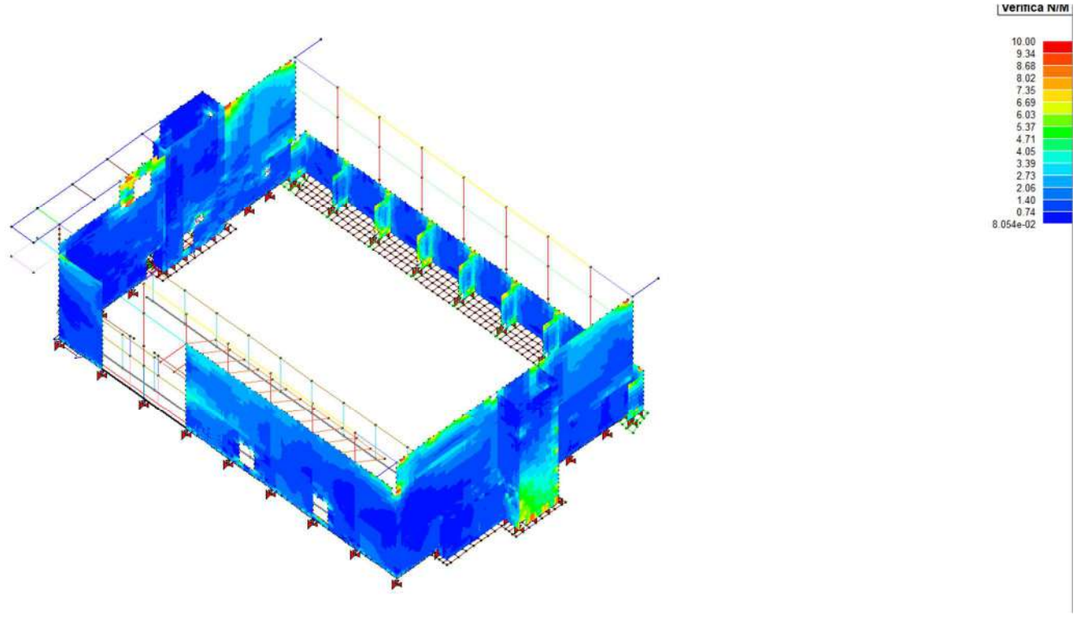


Figura 146 **Elementi D3 fabbricato N/M – 60% ag**

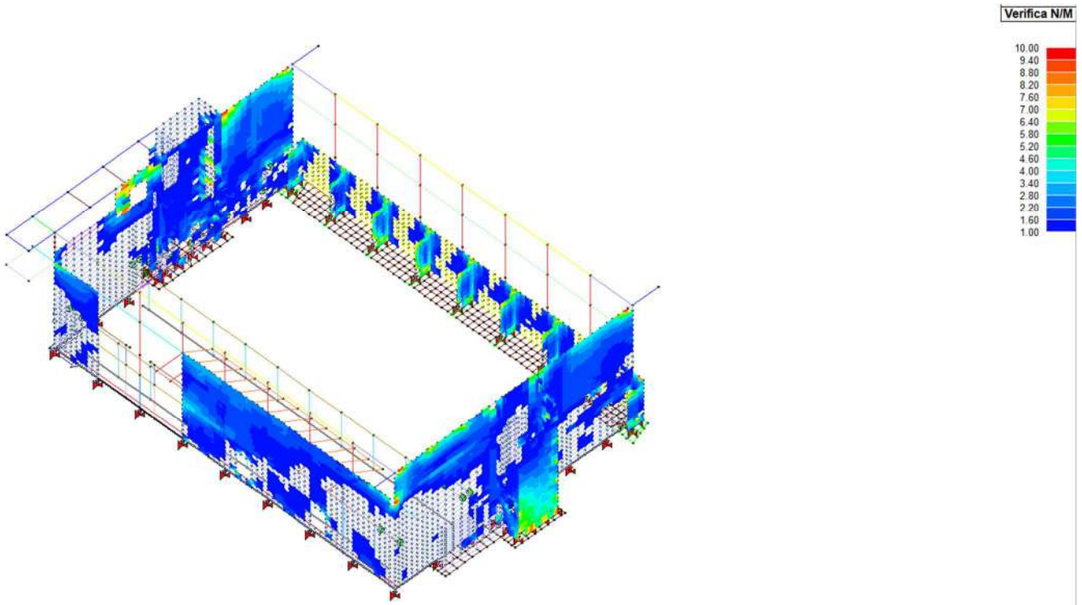


Figura 147 **Elementi D3 fabbricato N/M – 60% ag > 1**
(si noti lo stato di verifica sui setti di prima elevazione dei pilastri)

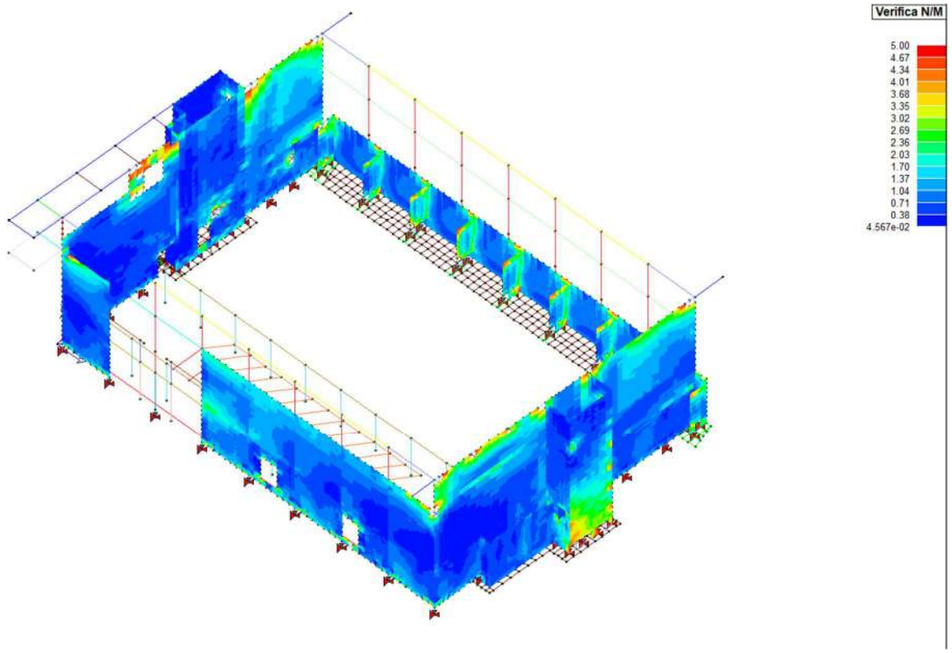


Figura 148 **Elementi D3 fabbricato N/M – 40% ag**

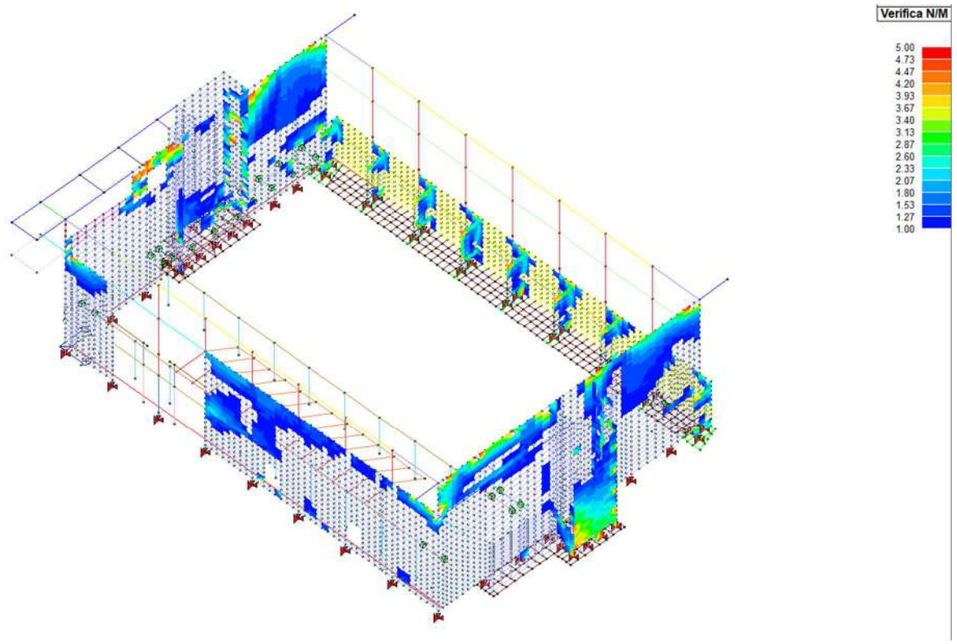


Figura 149 **Elementi D3 fabbricato N/M – 40% ag > 1**
(si noti lo stato di verifica sui setti di prima elevazione dei pilastri)

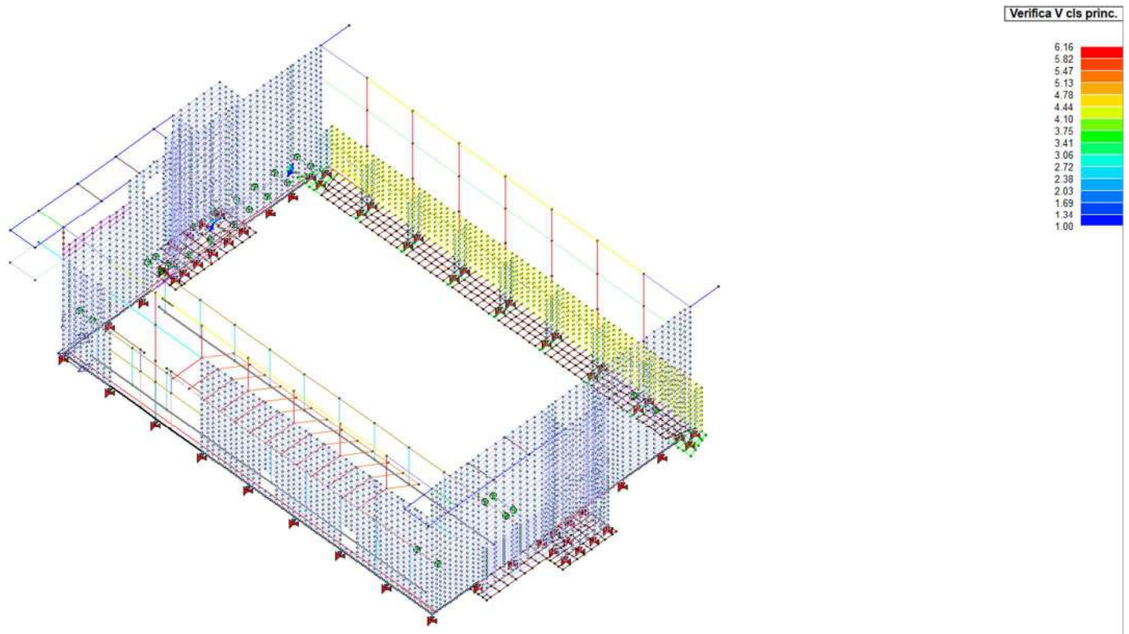


Figura 150 **Elementi D3 fabbricato - Verifica Vcls principale – 60% ag > 1**

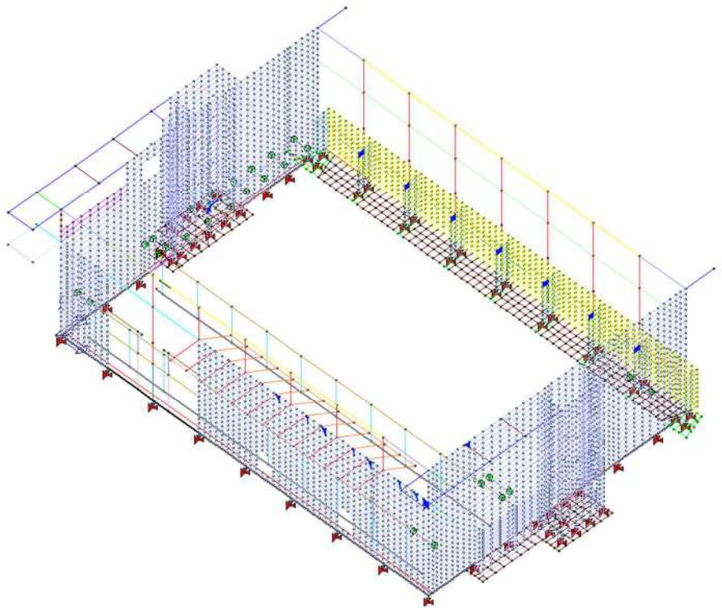


Figura 151 **Elementi D3 fabbricato - Verifica Vcls secondario – 60% ag > 1**

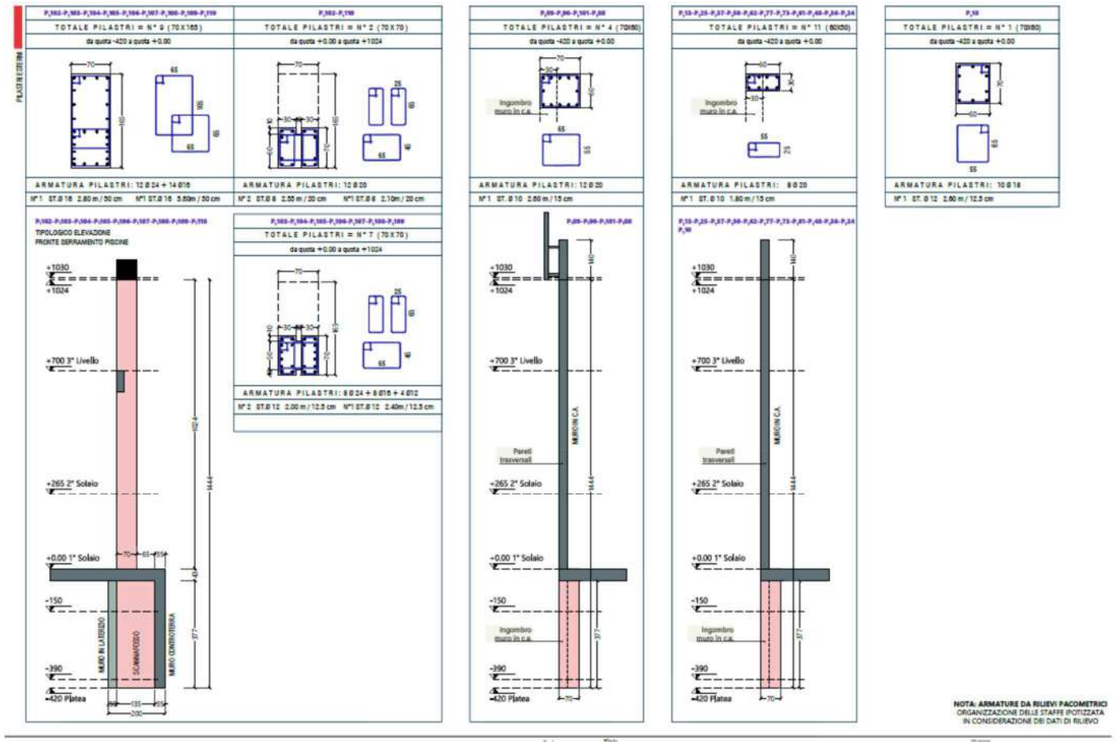
In merito alle verifiche D3, a parere dello scrivente, deve essere posta l'attenzione su due elementi:

- Lo stato delle verifiche dei setti di prima elevazione dei pilastri
- Il peso portato applicato alle pareti in c.a. la cui snellezza le rende critiche alle verifiche N/M

I pilastri del fronte ovest (lato parco Ferrari) sono stati modellati nella prima elevazione compresa tra piano interrato e piano delle vasche (-4.20m e +0.00m) come setti. Lungo tale elevazione la sezione è infatti pari a 165x70cm per poi ridursi a 70x70cm da piano vasche in su. Benché il rapporto tra i lati sia inferiore a 1:4 si è ritenuta opportuna la modellazione con elementi D3 per valutare le interazioni tra strutture verticali e parete in c.a. contro terra.

Setti e pilastri sono stati modellati nelle geometrie rilevate e nelle armature dichiarate a progetto, verificate in sito con pacometro (per le parti accessibili). In merito alla armatura dei pilastri sono state riscontrate incongruenze tra l'armatura dichiarata a progetto e quanto registrato a pacometro. prudenzialmente in analisi e' stato implementato lo schema peggiore. per tale ragione, considerate le criticità nelle verifiche n/m riscontrate sui pilastri si ritiene opportuna una verifica diretta. LE MAPPE DI COLORE PROPOSTE NELLE IMMAGINI PRECEDENTI EVIDENZIANO CRITICITÀ A PRESSO FLESSIONE IN CONDIZIONI DINAMICHE PER VALORI PROSSIMI AL 40% DI ag.

Sulle verifiche delle pareti in c.a. dei lati trasversali (prospetti nord e sud) deve essere considerato che in modellazione le stesse sono state "appesantite" dal peso del rivestimento stimato in 200daN/mq. Tale aggravio di peso non è compatibile con la snellezza delle pareti, per cui, considerata la eventuale estensione del rinforzo, potrebbe essere valutata un tipologia di rivestimento di minor peso. Nell'ambito della presente valutazione si proporrà una simulazione con pareti in c.a. a cui viene applicato un portato di rivestimento pari al 25% del portato attualmente considerato in analisi.



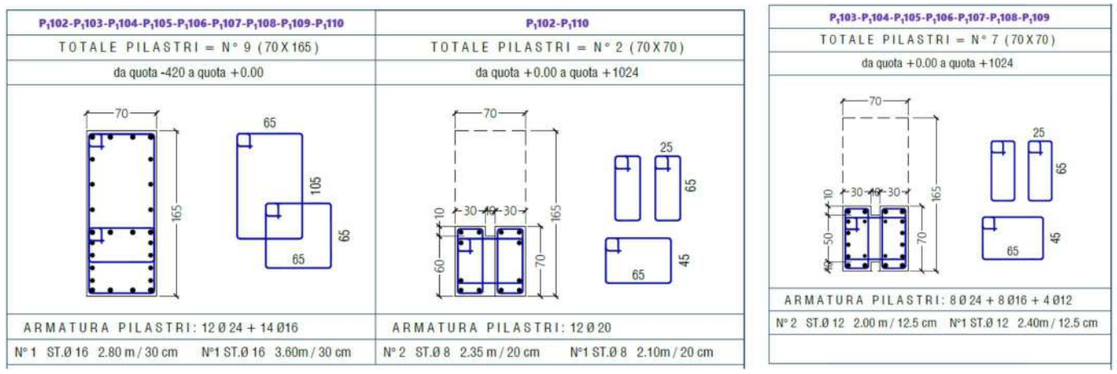


Figura 152 **Geometrie ed armature dei pilastri lato ovest (rif. tav. S1.05.1 Elab .R2.1)**

11.4 DEFORMATE E SPOSTAMENTI IN SLV

A seguire si riportano, relativamente alle verifiche SLV con accelerazione sismica implementata della RSL secondo spettro amplificato SLV sino al 60% del valore atteso (coerentemente con le verifiche di resistenza), la massima deformata ed i massimi spostamenti nodali in direzione X (lato unità strutturali di 1° e 3° stralcio) ed Y (lato Via Zarotto). Tali valutazioni serviranno a verificare l'efficacia dei giunti costruttivi presenti tra le unità strutturali.

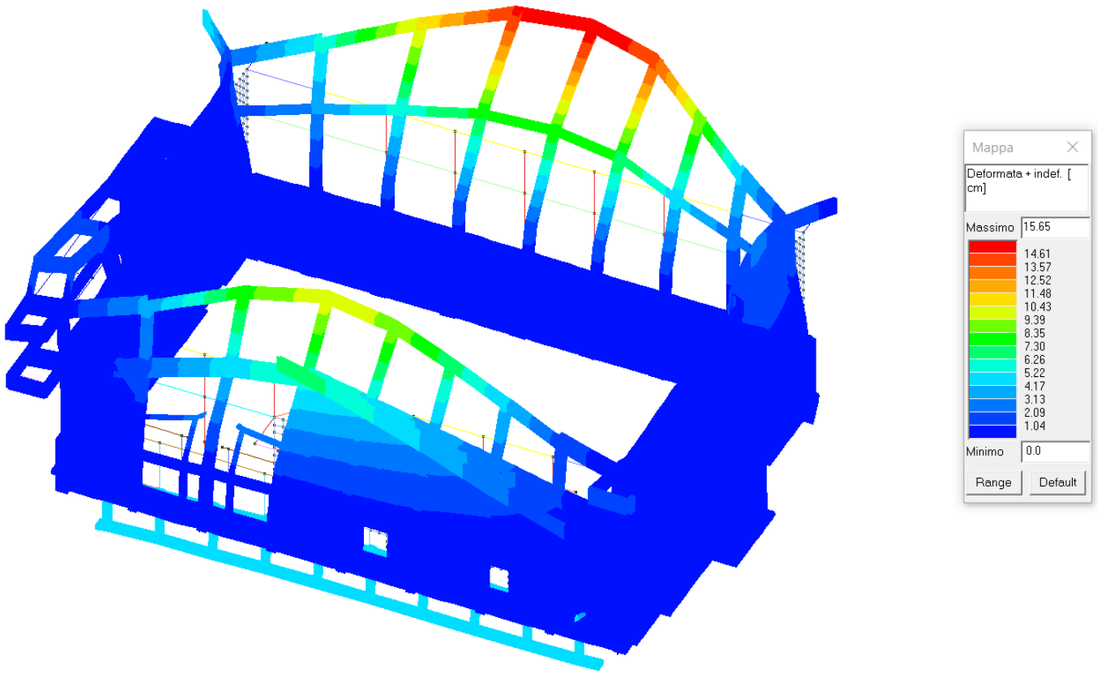


Figura 153 ***Deformata max SLV (15.65cm)***

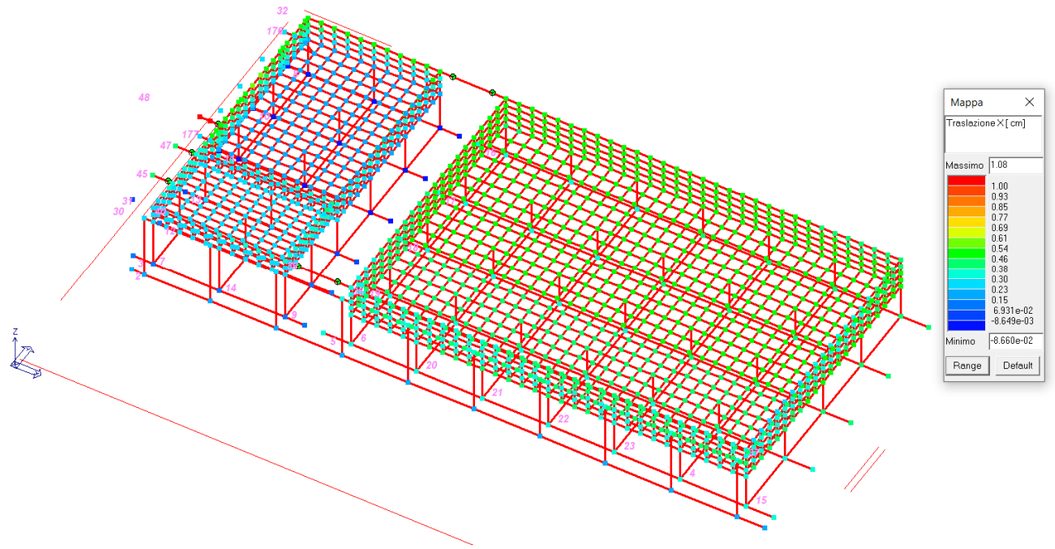


Figura 154 ***Massimi spostamenti nodali SLV vasche – direzione X (parallela asse longitudinale) – 1.08cm***

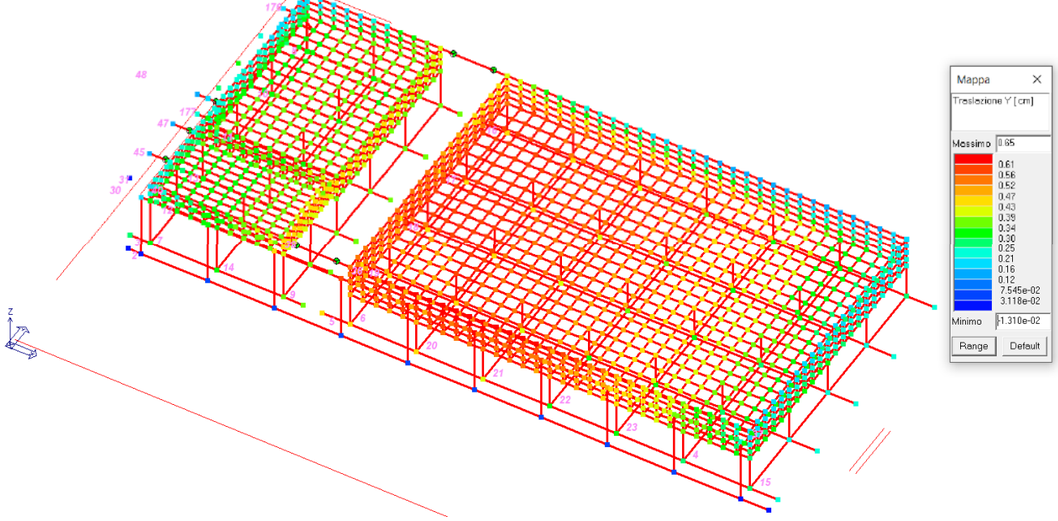


Figura 155 ***Massimi spostamenti nodali SLV vasche – direzione Y (parallela asse trasversale) – 0.65cm***

Gli spostamenti nodali SLV delle vasche servono a valutare la compatibilità del giunto all'appoggio dei solai del piano delle vasche (quota 0.00).

A seguire vengono proposti i massimi spostamenti nodali tra le combinazioni SLV del fabbricato, sia in X che Y, con un dettaglio sulla parete a cui appoggiano i solai di connessione alla unità strutturale 3.

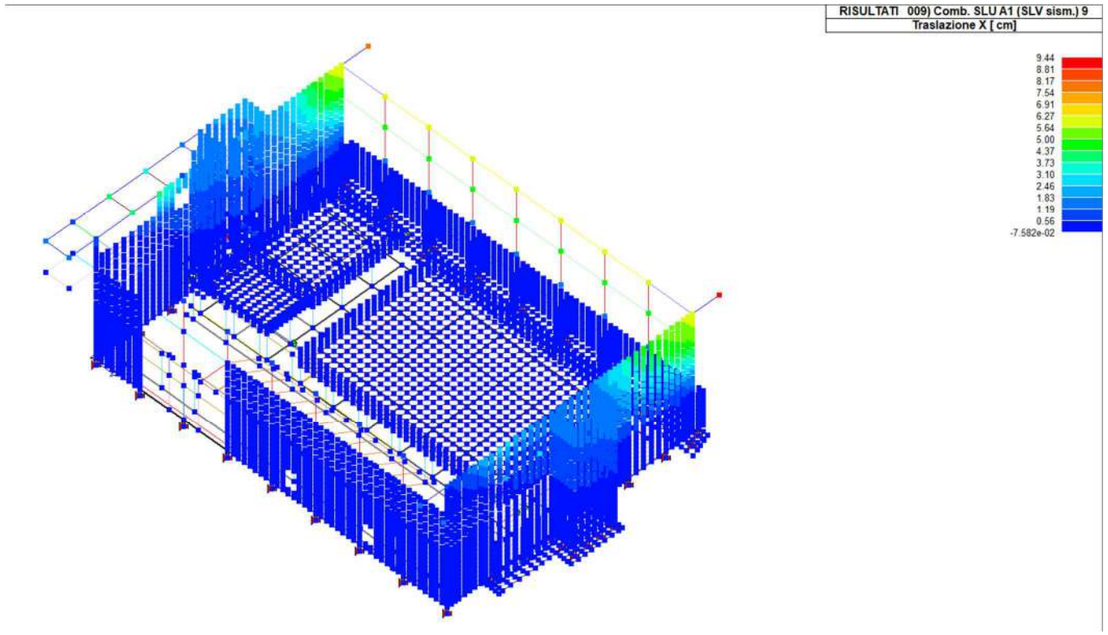


Figura 156 Massimo spostamento direz. X-X (asse longitudinale) - max 9.44cm

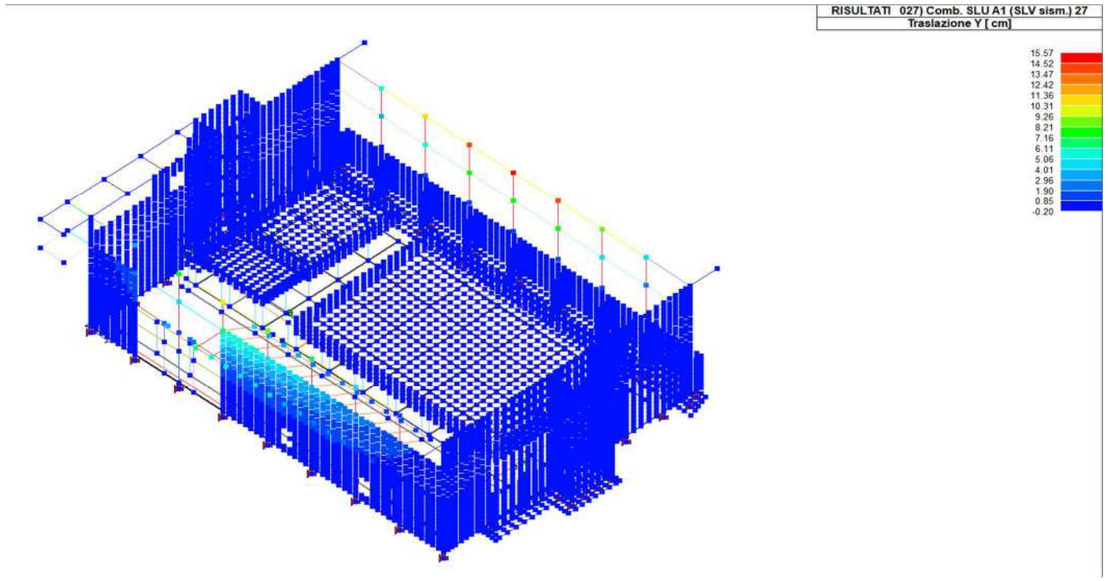


Figura 157 ***Massimo spostamento direz. Y-Y (asse trasversale) – max 15.57cm***

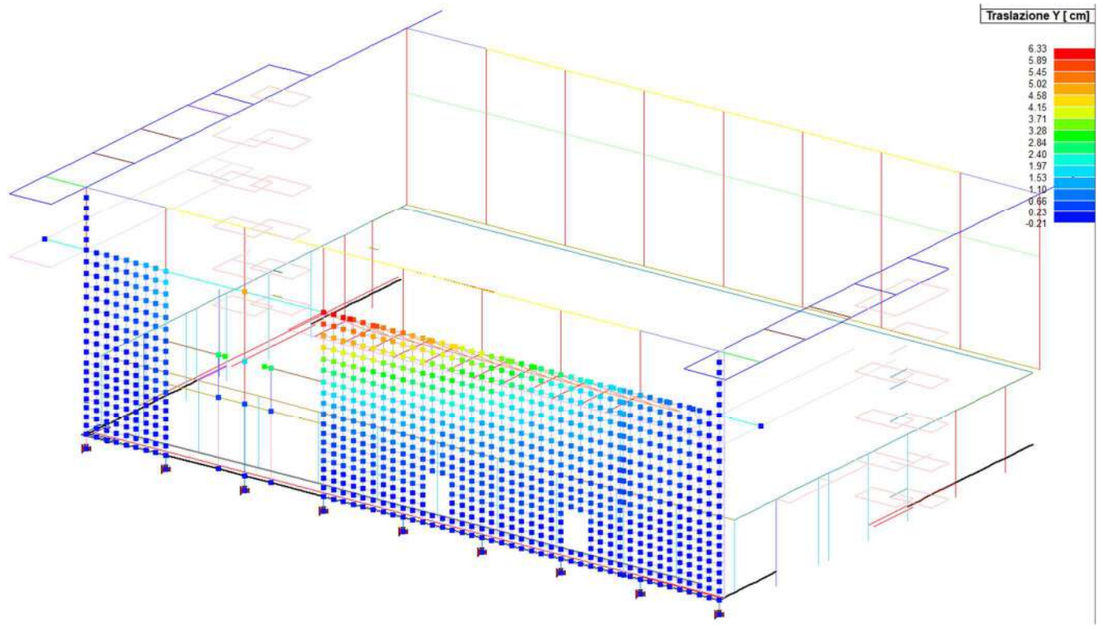


Figura 158 ***Dettaglio degli spostamenti nodali massimi sulla parete adiacente alla unità strutturale 3***

I tabulati numerici di analisi ,sono disponibili su supporto informatico

11.4.1 COMPATIBILITA' DEL GIUNTO DI APPOGGIO DEL SOLAIO A LIVELLO +0.00m (PIANO VASCHE)

A livello del piano vasche alcuni campi di solaio presentano un appoggio "misto" tra le strutture elevazione delle vasche e quelle del fabbricato principale. Lo schema statico è rappresentato in veste schematica nelle immagini seguenti, mentre la planimetria di riferimento è proposta in elaborato R2.1 in tav. S.1.1.1, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

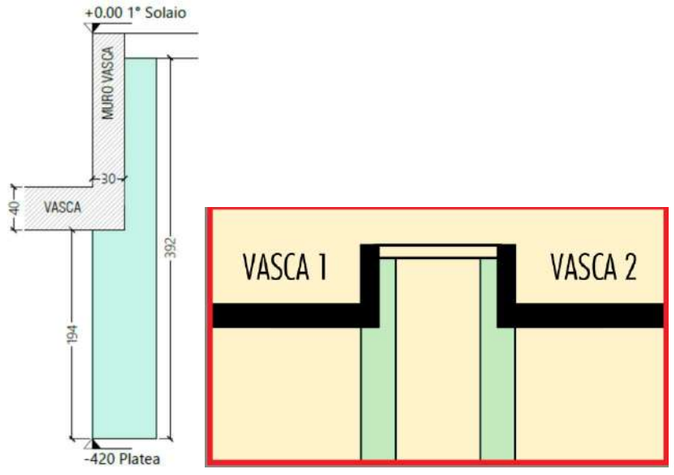


Figura 159 ***Schema appoggi solai livello 0.0***

Dalla analisi emergono in SLV spostamenti nodali massimi

1. IN DIREZIONE LONGITUDINALE (X) ALLE VASCHE
   - TRA LE VASCHE
   - TRA VASCHE E FABBRICATO
2. IN DIREZIONE TRASVERSALE (Y) ALLE VASCHE
   - TRA LE VASCHE
   - TRA VASCHE E FABBRICATO

Gli elementi di solaio in appoggio "misto" dovranno essere assicurati con presidi (profili metallici) funzionali a prevenire la perdita di appoggio.

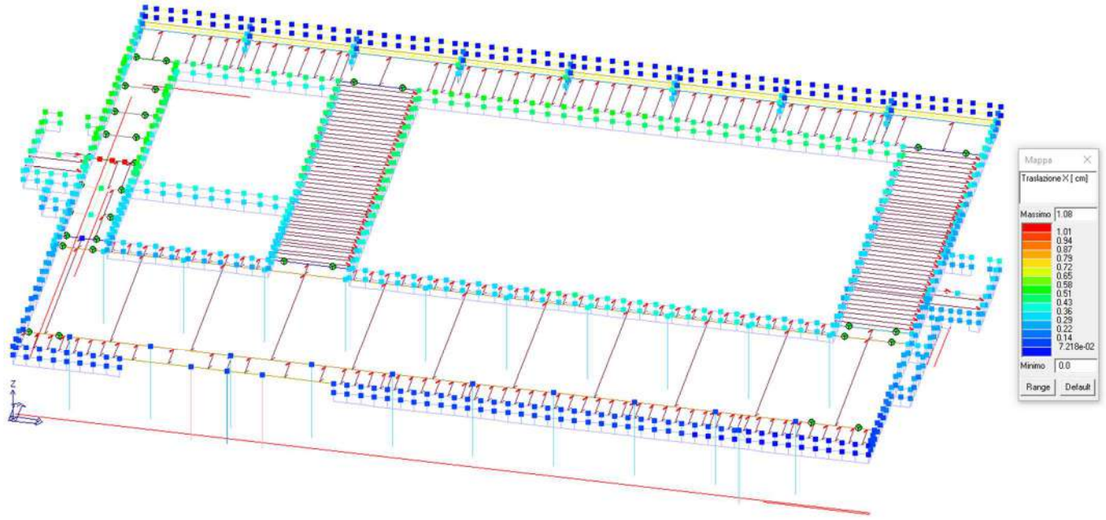


Figura 160 ***Massimi spostamenti nodali direzione X (longitudinale) SLV a livello impalcato di quota +0.00***

L'immagine mostra come i massimi spostamenti SLV in X tra vasche siano di fatto sincroni. Gli spostamenti in X tra vasche e struttura portante del fabbricato (con "scorrimento") determinino una distorsione massima di 0.43cm lungo i lati maggiori delle vasche e , di fatto, nessuna distorsione lungo il lati minori.

La successiva immagine mostra i massimi spostamenti SLV in Y, in cui si rileva una sostanziale sincronia tra spostamenti delle strutture portanti del fabbricato e delle vasche (a quota impalcato +0.00m) dei lati maggiori in direzione trasversale.

Le distorsioni "da scorrimento", ossia gli spostamenti in direzione Y dei lati corti di vasche e fabbricato presentano differente quantificabili in circa 0.20cm tra le vasche e 0.22cm tra vasca principale e fabbricato, 0.36cm tra vasche secondarie e fabbricato.

Le ampiezze degli spostamenti e delle distorsioni sono quindi ben compensate da un giunto costruttivo di 0.5cm.

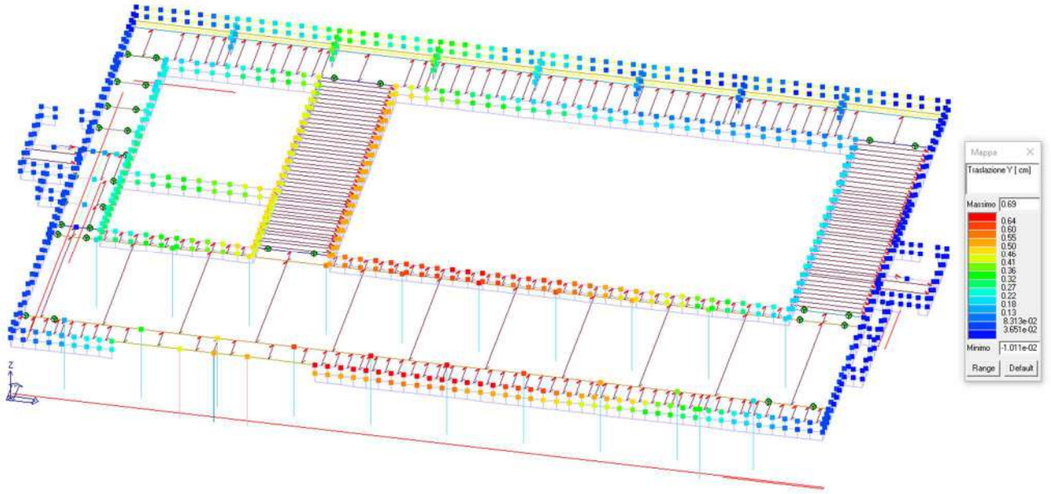


Figura 161 ***Massimi spostamenti nodali direzione Y (trasversale) SLV a livello impalcato di quota +0.00***

12 VERIFICHE SLD

Le verifiche agli SLD (con RSL fornita dallo spettro amplificato in SLD) serviranno ancora a valutare l'entità degli spostamenti nodali e delle deformate come pure i livelli tensionali presenti sui vari elementi strutturali con riferimento ad un valore di accelerazione amplificato pari al 60% della accelerazione attesa

12.1 SPOSTAMENTI NODALI X, Y MASSIMI

Figura 162 Zona vasche – Traslazione massima in direzione X (longitudinale) dei nodi

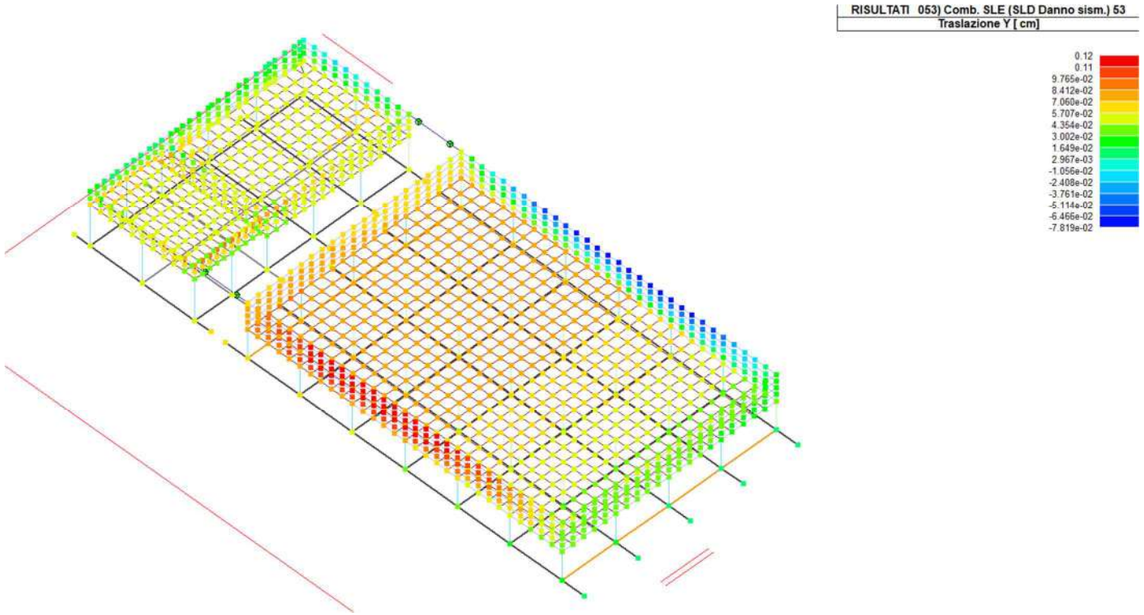


Figura 163 Zona vasche – Traslazione massima in direzione Y (trasversale) dei nodi

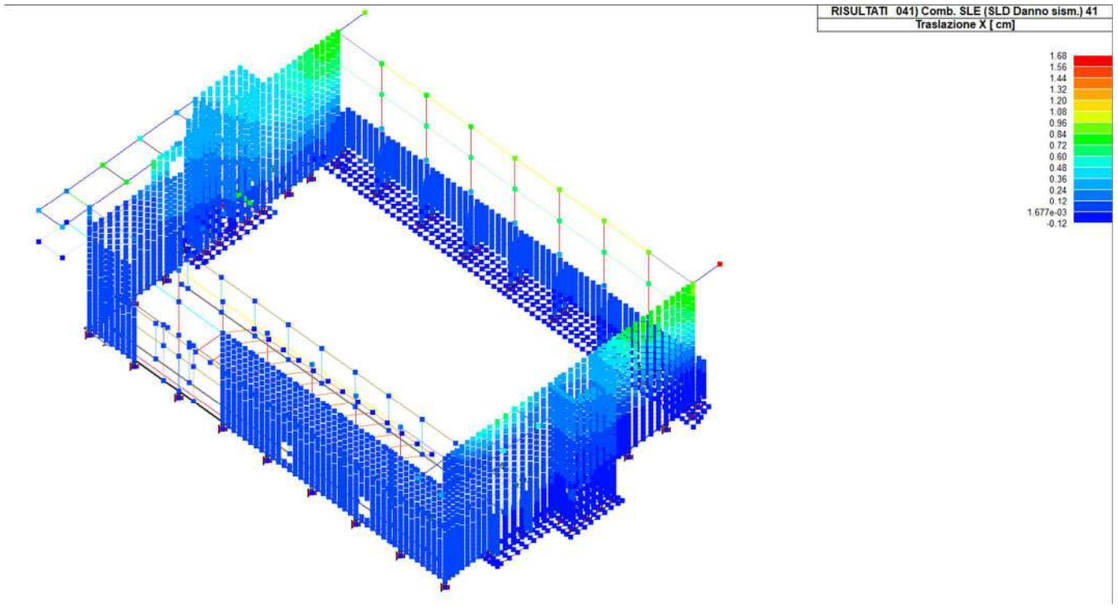


Figura 164 Zona perimetrale – Traslazione massima in direzione X (longitudinale) dei nodi

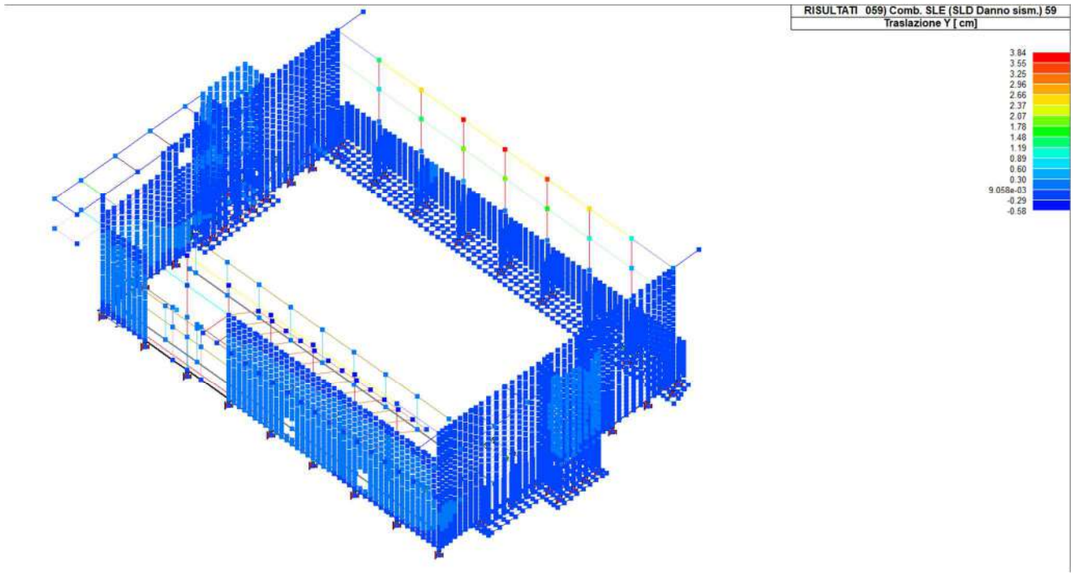


Figura 165 Zona perimetrale – Traslazione massima in direzione Y dei nodi

12.2 SLD : TENSIONI

Le verifiche tensionali sono fornite normalizzando i livelli tensionali ricavati dalla analisi SLD con accelerazione "amplificata RSL SLD" pari al 60%di ag ed il limite previsto da 4.1.15 e 4.1.17 di par. 4.1.2.2.51 (0.6 fck e 0.8 fyk)

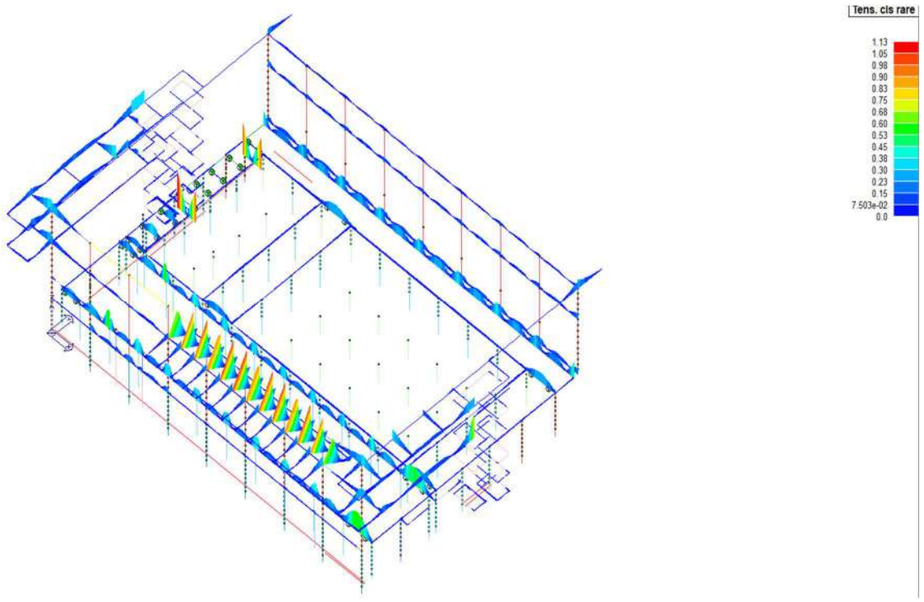


Figura 166 ***Verifica tensioni cls rare nelle travi – 1.13 NV***

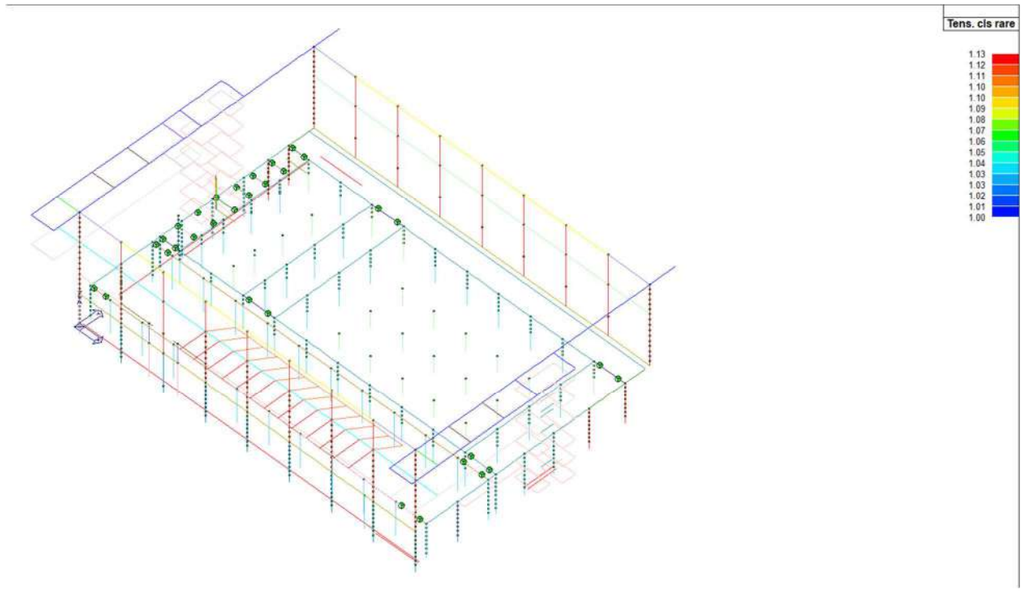


Figura 167 Verifica tensioni cls rare nelle travi > 1

(a dimostrazione del carattere locale delle sovratensioni)

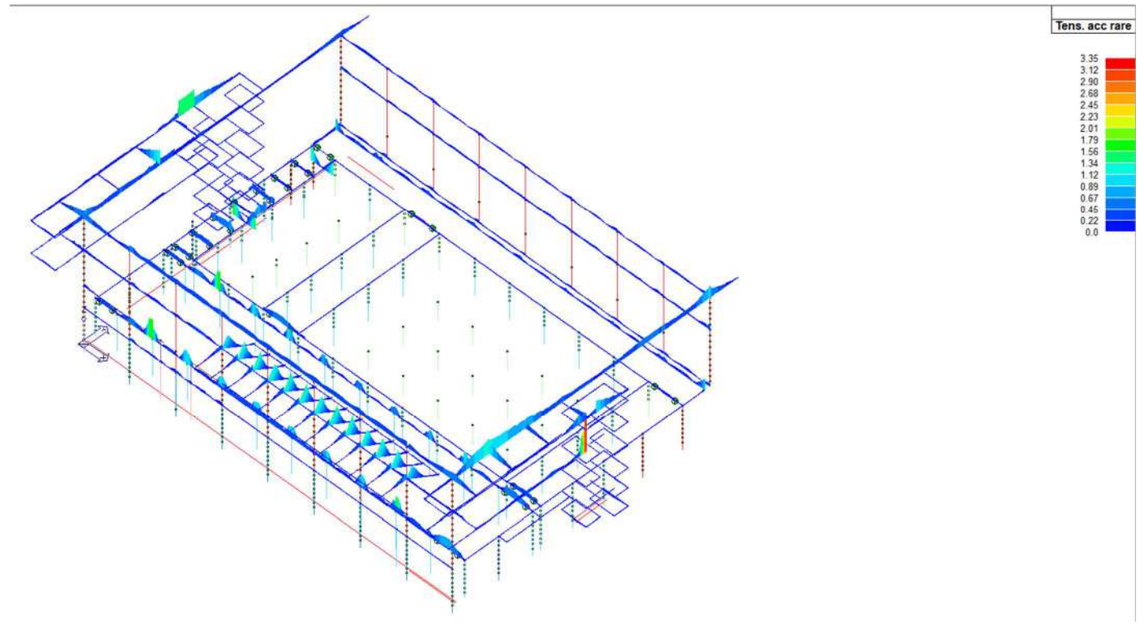


Figura 168 Verifica tensioni acciaio rare nelle travi – 3.35 NV

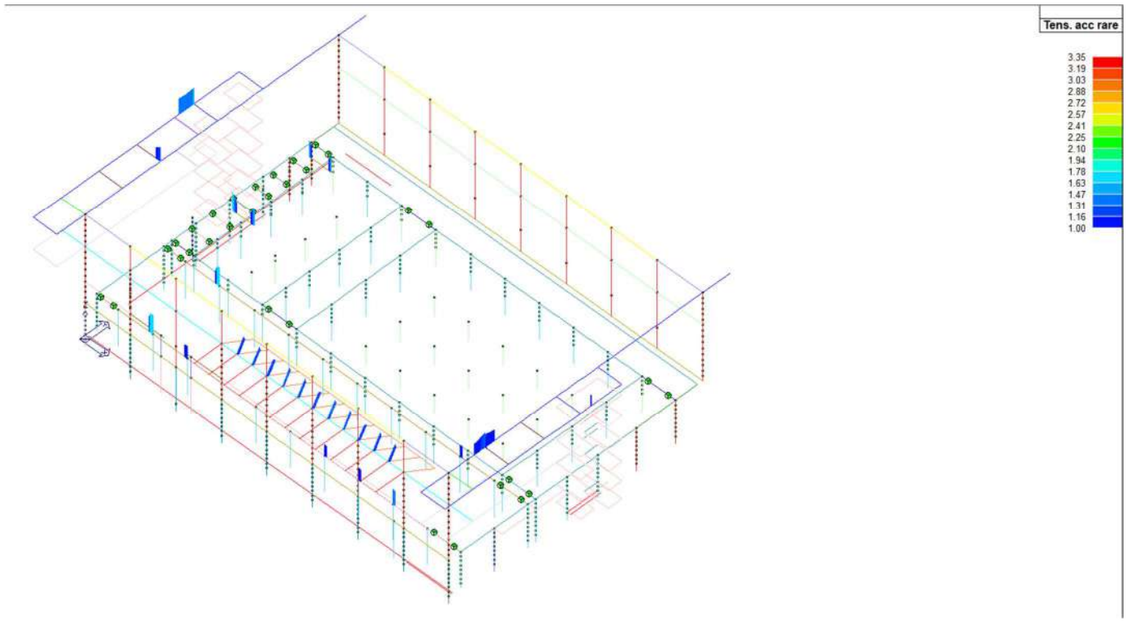


Figura 169 Verifica tensioni acciaio rare nelle travi > 1

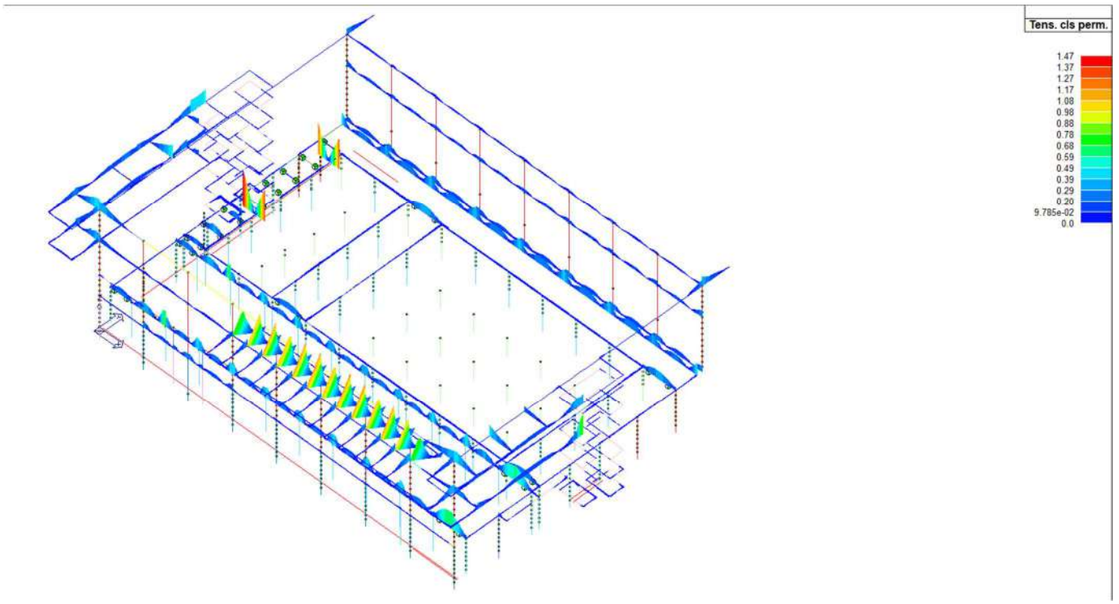


Figura 170 Verifica tensioni cls perm nelle travi – 1.47 NV

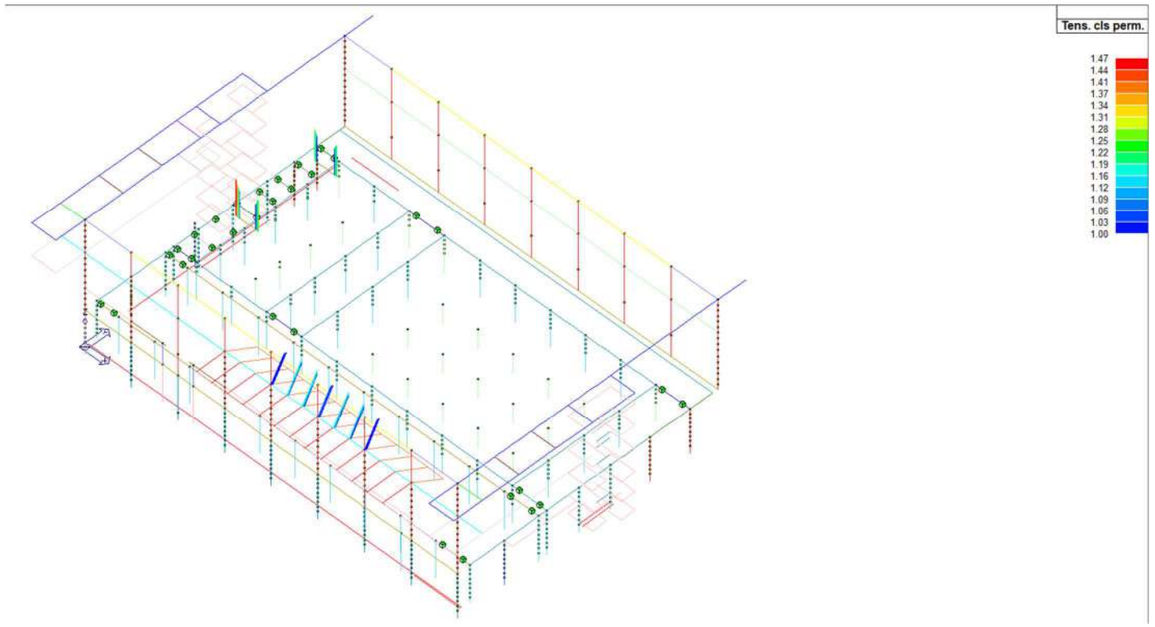


Figura 171 Verifica tensioni cls perm nelle travi > 1

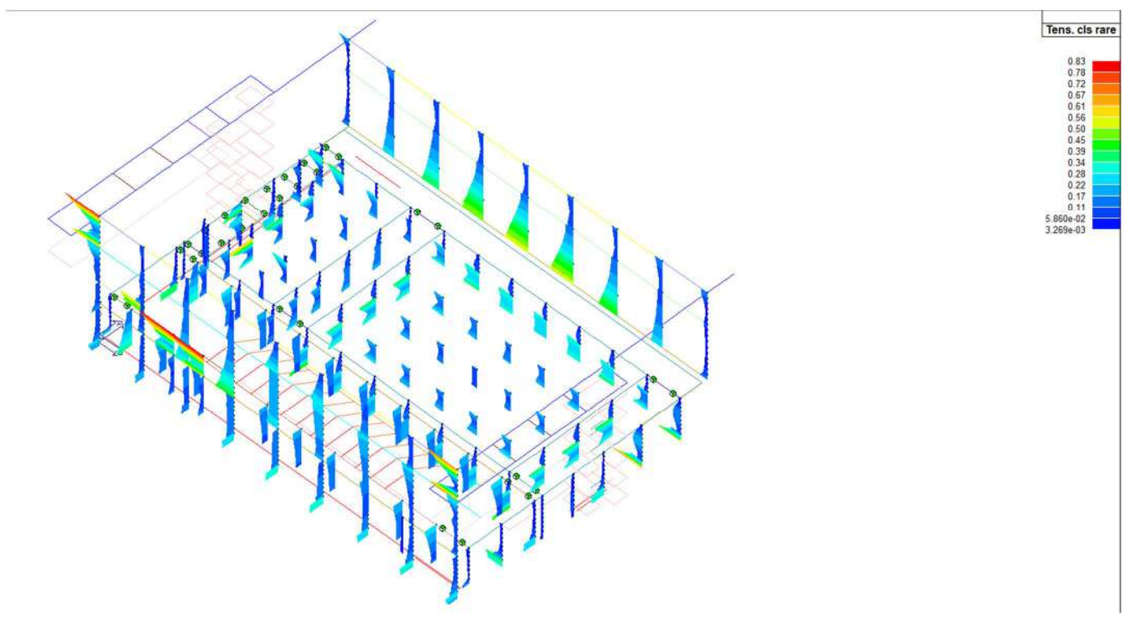


Figura 172 Verifica tensioni cls rare nei pilastri – 0.83 ok

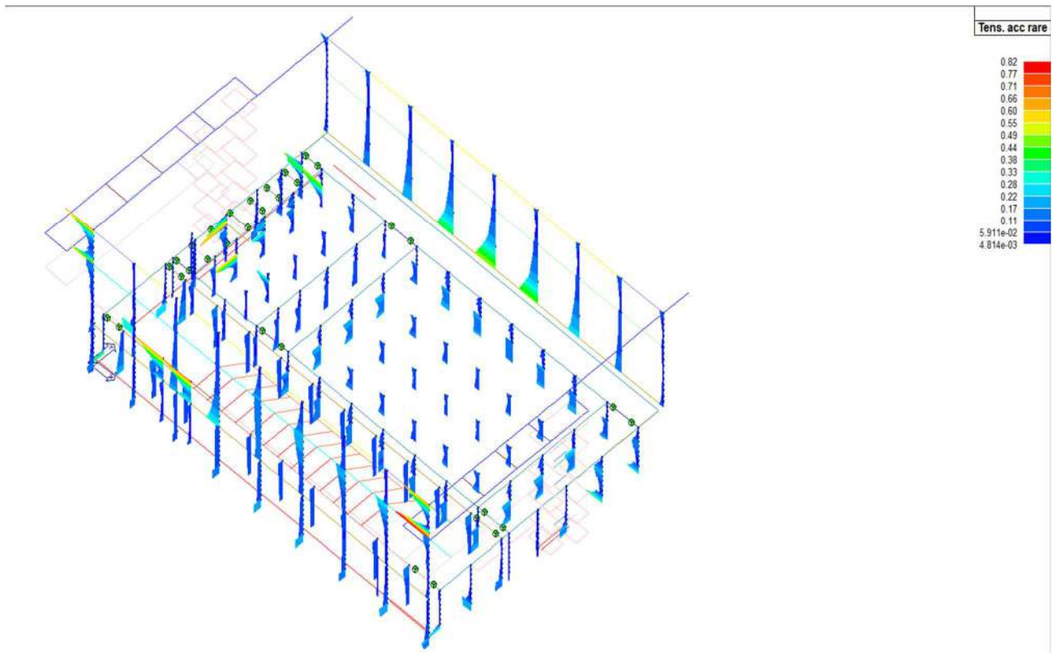


Figura 173 Verifica tensioni acciaio rare nei pilastri - 0.82 OK

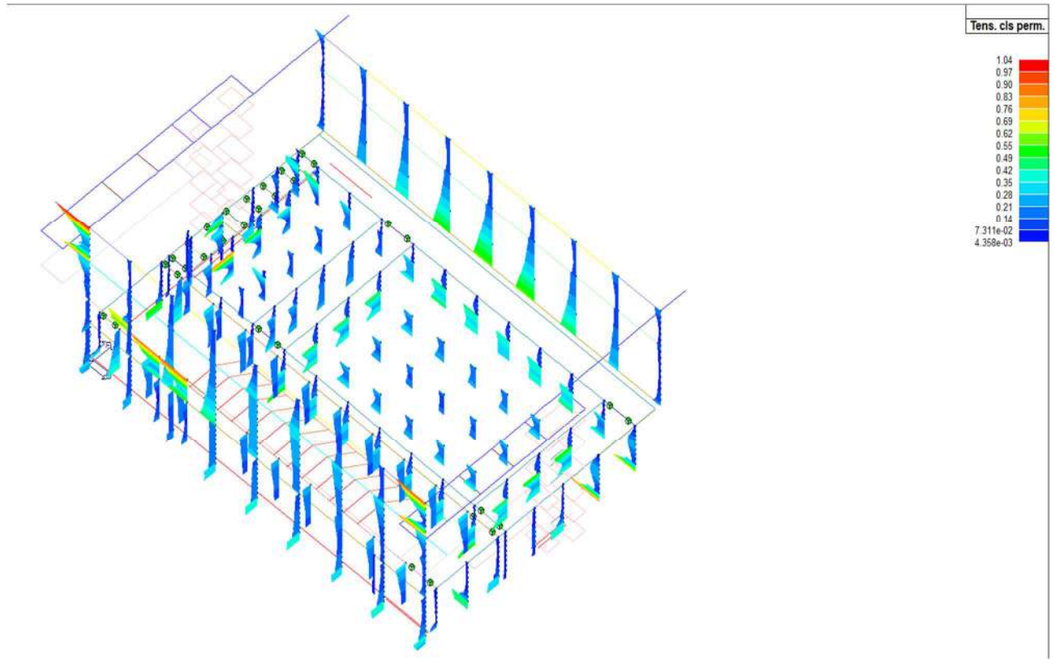


Figura 174 Verifica tensioni cls permanenti nei pilastri – 1.04 NV

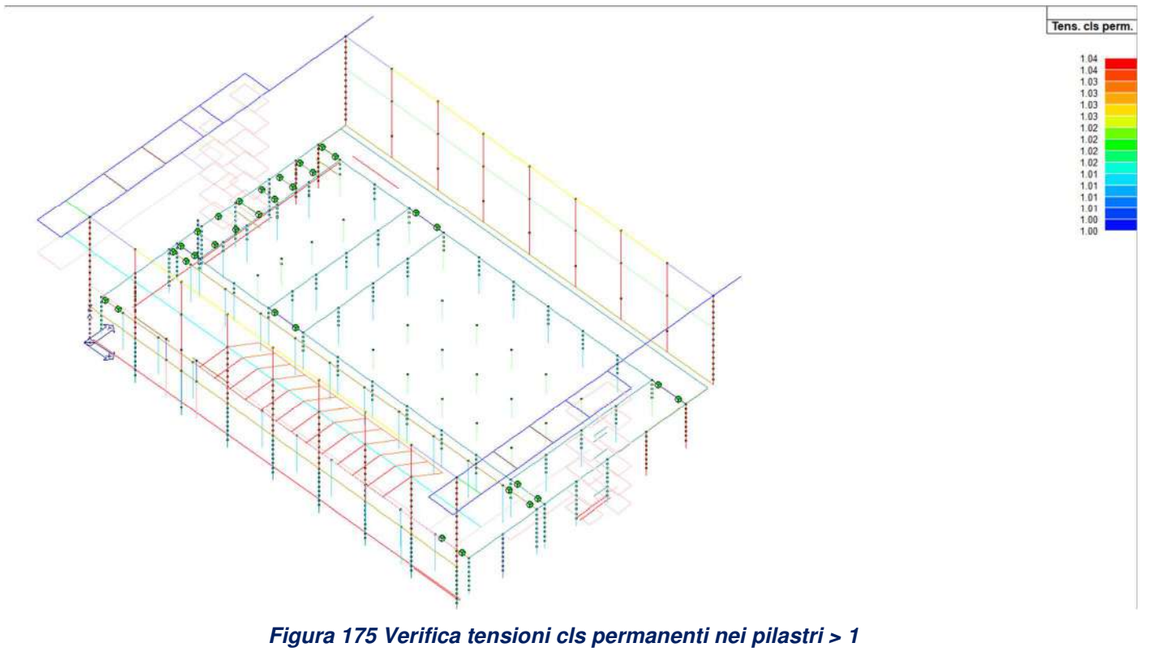


Figura 175 Verifica tensioni cls permanenti nei pilastri > 1

(a dimostrazione del carattere locale delle criticità)

13 VERIFICHE SLO - RIGIDEZZA

Si riportano quindi le rappresentazioni, mediante mappa cromatica e legenda dei valori, del rapporto tra gli spostamenti relativi dei nodi d'interpiano dei pilastri moltiplicato per mille e il valore dell'altezza h ; i valori riportati risultano quindi verificati se inferiori con riferimento a par. 7.3.6.1 formula 7.3.11a. Fra le combinazioni di carico previste si riporta la più significativa, rimandando per i tabulati numerici al supporto informatico

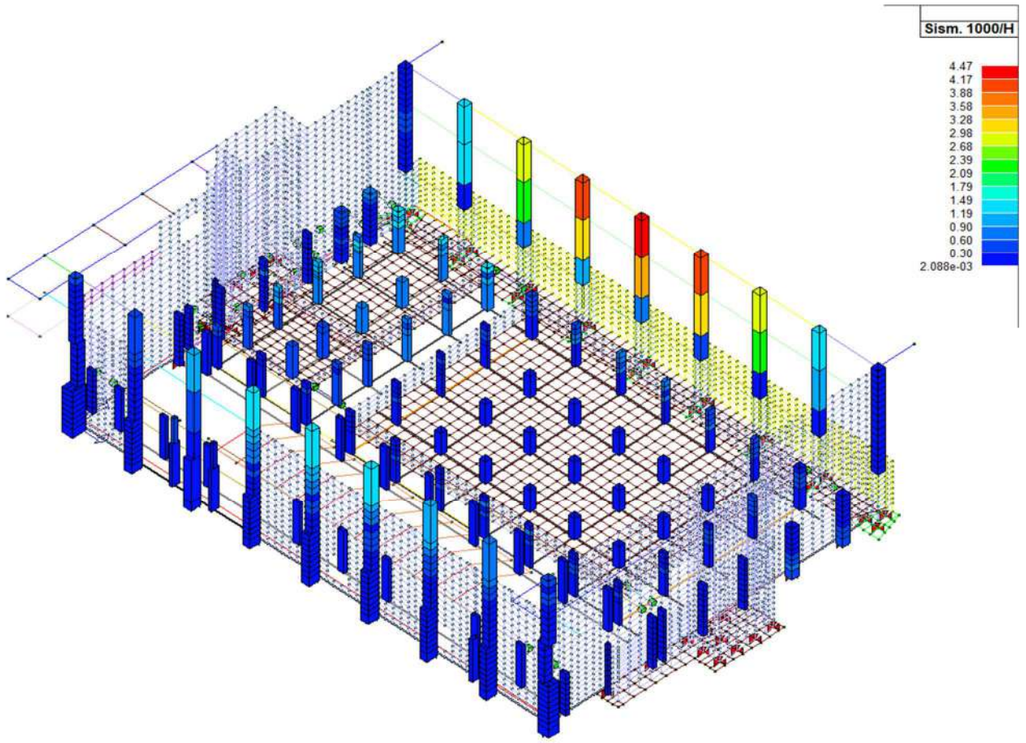


Figura 176 ***Verifica spostamenti degli elementi D2***

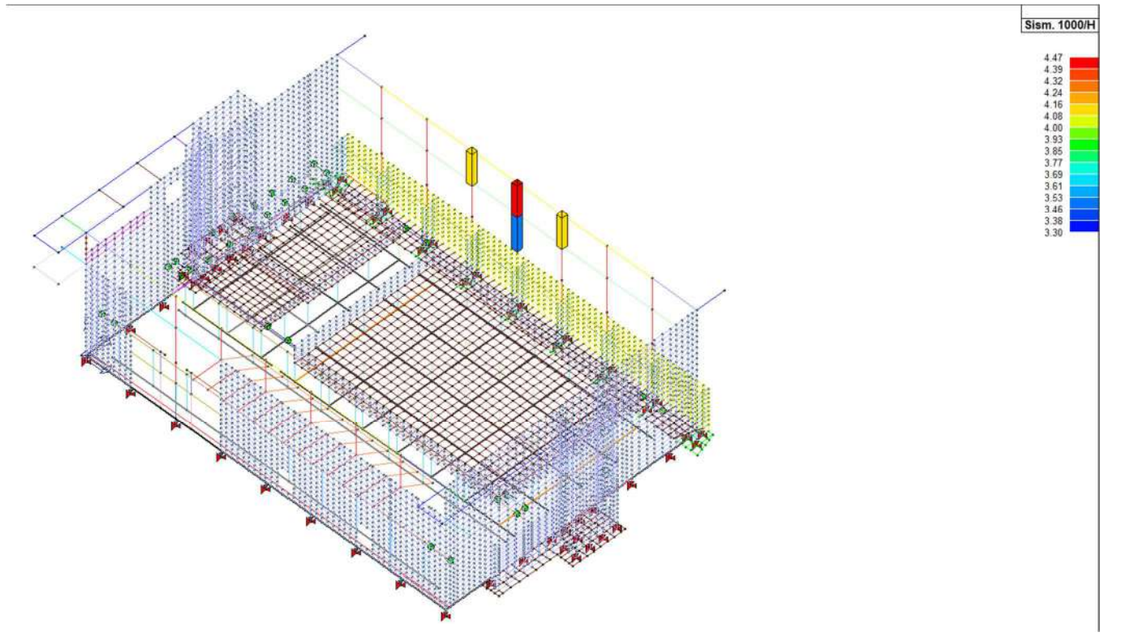


Figura 177Verifica spostamenti degli elementi > 3.3

(condizione verificata se si considera la formula 7.3.11b con limite SLO posto pari a 5)

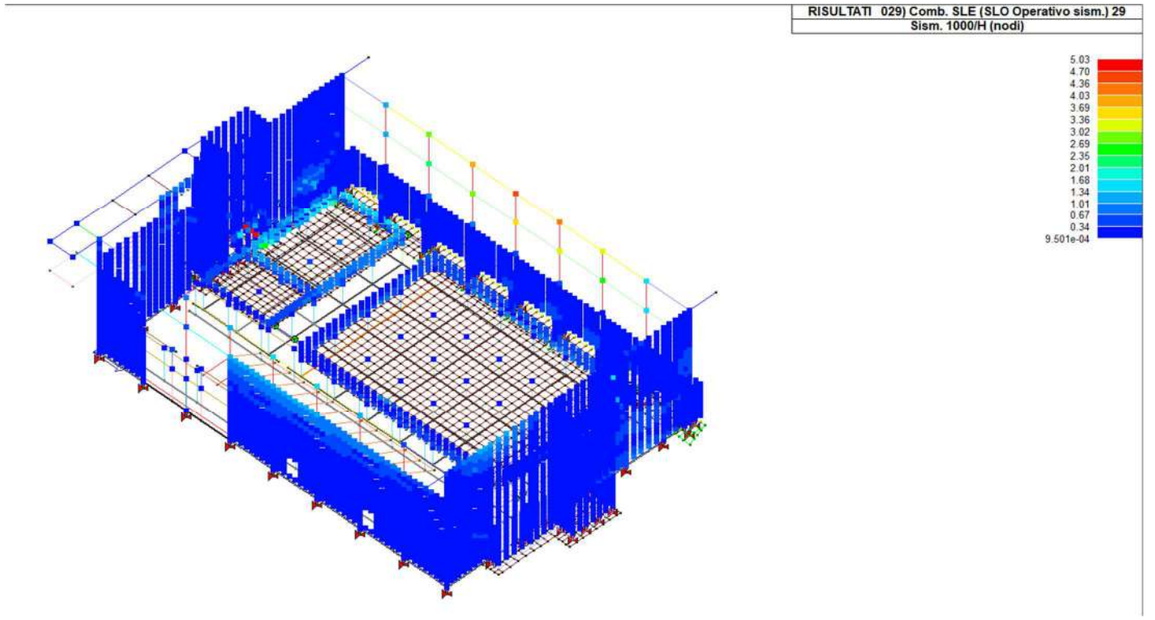


Figura 178Verifica spostamenti dei nodi elementi D3

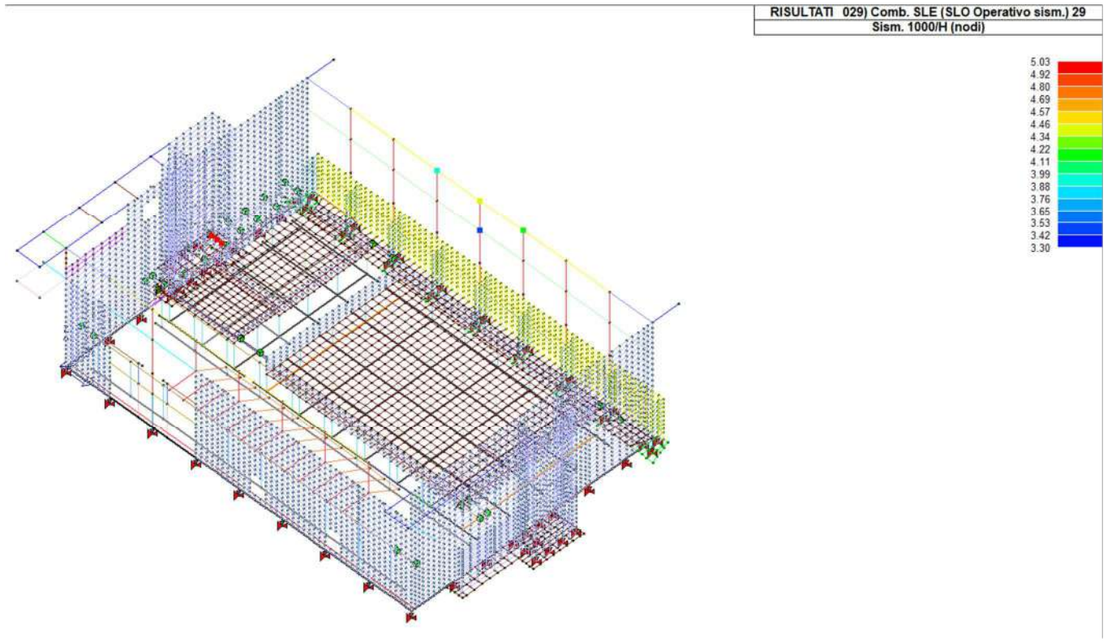


Figura 179 Verifica spostamenti dei nodi > 3.3

(condizione sostanzialmente verificata se si considera la formula 7.3.11b con limite SLO posto pari a 5)

14 FONDAZIONI

Unità strutturale di Stralcio 1 è organizzata con una struttura di fondazioni profonda relativa agli elementi strutturali del fabbricato "di chiusura" delle vasche e di una struttura "superficiale" di sostegno delle vasche stesse oltre che degli elementi di solaio relativi al primo impalcato di quota +0.00m (piano delle vasche).

Il piano di intradosso fondazioni è posto a circa -4.00m da piano campagna.

La modellazione geotecnica degli orizzonti stratigrafici proposta in relazione geologica (alla luce delle indagini geognostiche svolte), prevede la seguente scansione (rif. Relazione geologica a firma Dott. Geol. Paolo Paniceri)

- ⇨ Unità Litologica 1 da m. 0.00 m. 1.50÷1.70 circa da piano campagna
  limi argillosi, argille limose e limi sabbiosi in subordine (probabile origine antropica – riporto);
- ⇨ Unità Litologica 2 da m. 1.50÷1.70 a m. 13.00 - 17.00÷19.00 circa da p.c.
  argille inglobanti rare intercalazioni argilloso-limose;
- ⇨ Unità Litologica 3 da m. 13.00 - 17.00÷19.00 circa da p.c.
  deposito ghiaioso – ciottoloso poligenico ed eterometrico in matrice sabbioso – limosa;

Con la seguente caratterizzazione geomeccanica:

U.G.T. 2

Da m. 1.50÷1.70 circa a m. 4.00 circa da piano campagna

Coesione non drenata	c_{uk} = 97 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 8.5 MPa
Modulo di deformazione non drenato	E_{uk} = 13.5 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc

Da m. 4.00 circa a m. 5.50 circa da p.c.

Coesione non drenata	c_{uk} = 82 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 8.1 MPa
Modulo di deformazione non drenato	E_{uk} = 12.3 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc
Peso di volume immerso	γ' = 8.90 kN/mc

Da m. 5.50 circa a m. 7.50 circa da p.c.

Coesione non drenata	c_{uk} = 49 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 5.0 MPa
Modulo di deformazione non drenato	E_{uk} = 7.3 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc
Peso di volume immerso	γ' = 8.90 kN/mc

Da m. 7.50 circa a m. 9.00 circa da p.c.

Coesione non drenata	c_{uk} = 73 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 5.0 MPa
Modulo di deformazione non drenato	E_{uk} = 7.3 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc
Peso di volume immerso	γ' = 8.90 kN/mc

Da m. 9.00 circa a m. 11.50 circa da p.c.

Coesione non drenata	c_{uk} = 104 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 8.7 MPa
Modulo di deformazione non drenato	E_{uk} = 15.6 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc

Peso di volume immerso	γ' = 8.90 kN/mc
Da m. 11.50 circa a m. 13.00-17.00-19.00 circa da p.c.	
Coesione non drenata	c_{uk} = 89 kPa
Modulo edometrico	M_{EDk} = 8.0 MPa
Modulo di deformazione non drenato	Eu_k = 13.3 MPa
Peso di volume	γ = 18.70 kN/mc
Peso di volume immerso	γ' = 8.90 kN/mc
U.G.T. 3	
Angolo d'attrito	φ_k = 34°
Modulo elastico	Ey_k = 30.4 MPa
Peso di volume	γ = 21.50 kN/mc
Peso di volume immerso	γ' = 11.70 kN/mc

Le strutture di fondazione profonde sono fondate su pali che, da quanto riscontrato nella documentazione originaria di progetto (relazione geotecnica), risultano essere di diametro pari a 400mm e profondità di 15ml da quota di intradosso platea, quindi con quota di fondo pari a circa -20m da p.c..con azione assiale "massima" dichiarata (senza chiarezza se si riferisca a capacità portante o massima sollecitazione trasmessa) a progetto in 100ton.

In paragrafo verrà sviluppata la verifica di capacità portante del palo e la verifica sezionale in testa palo con sezione nota e progetto simulato delle armature, fattore di confidenza FC1 (1.35).

Il modello F.e.m. proposto ha previsto dei vincoli in corrispondenza dell'innesto dei pali di fondazione sulle platee.

Tale modellazione di è rivelata efficace nella simulazione delle platee di fondazione dei vani scala e dei muri trasversali, tuttavia meno pertinente per quanto riguarda i plinti di fondazione dei pilastri.

La struttura di fondazione a progetto (come proposta nelle tavole rappresentative della variante in corso d'opera coerenti con quanto direttamente riscontrabile in sito) è frutto di una successiva rielaborazione che ha visto differenti organizzazioni dei plinti, degli assi dei pilastri, degli spessori di platea, della ubicazione dei pali.

Ad oggi non è ovviamente possibile avere certezza circa le dimensioni dei plinti in opera piuttosto che della esatta ubicazione dei pali. Modello ha tuttavia tenuto conto di quanto esposto nelle tavole progettuali acquisite in data 25.03.2021 in quanto maggiormente coerenti con lo stato visibile dei luoghi. Durante le attività di caratterizzazione dei materiali si è infine provveduto ad effettuare un carotaggio in platea (si rimanda ad elaborato R.4 per maggiori dettagli) rilevando uno spessore complessivo di 60cm.

Per quanto riguarda le strutture di fondazione superficiali su travi e platee si è provveduto alla verifica della compatibilità delle pressioni trasmesse nella interazione terreno-struttura con la capacità portante del terreno. Le travi e platee sono state quindi verificate a resistenza nell'ambito delle verifiche SLU (elementi D2 e D3).

Le sollecitazioni sugli elementi di fondazione sono state ricavate da una modellazione su suolo elastico "winkler" con costante di sottofondo ricavata da procedimento iterativo pressioni-cedimenti sino alla convergenza ad un valore compreso tra 0.17 daN/cm3 e 0.16daN/cm3.

A seguire i due paragrafi rispettivamente dedicati alle verifiche delle fondazioni superficiali e profonde.

14.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Sullo stato delle fondazioni, si rappresentano le pressioni massime riscontrate in SLU nelle travi di fondazione del modello implementato con le armature di progetto originario. I valori sono ricavati da modellazione elastico lineare su suolo elastico alla Winkler, con costante di sottofondo compresa tra 0.17-0.16daN/cm³, ricavata tramite procedimento iterativo deformazioni-spostamenti con stima iniziale ricavata da modulo edometrico del terreno.

Sul tema delle strutture di fondazione si precisa di non avere rilevato in sito quadri fessurativi riconducibili a rotture, cedimenti o distorsioni della struttura fondale e pertanto si è omessa la verifica dei cedimenti.

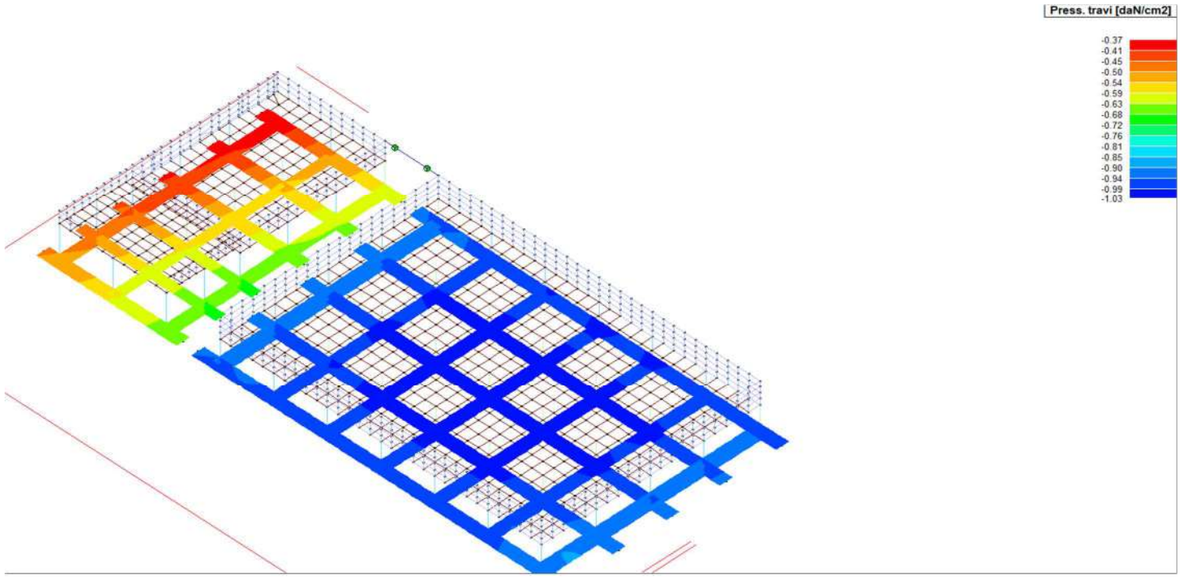


Figura 180 **Fondazioni zona vasche - Pressione massima sulle travi di fondazione (-1.03 daN/cm2)**

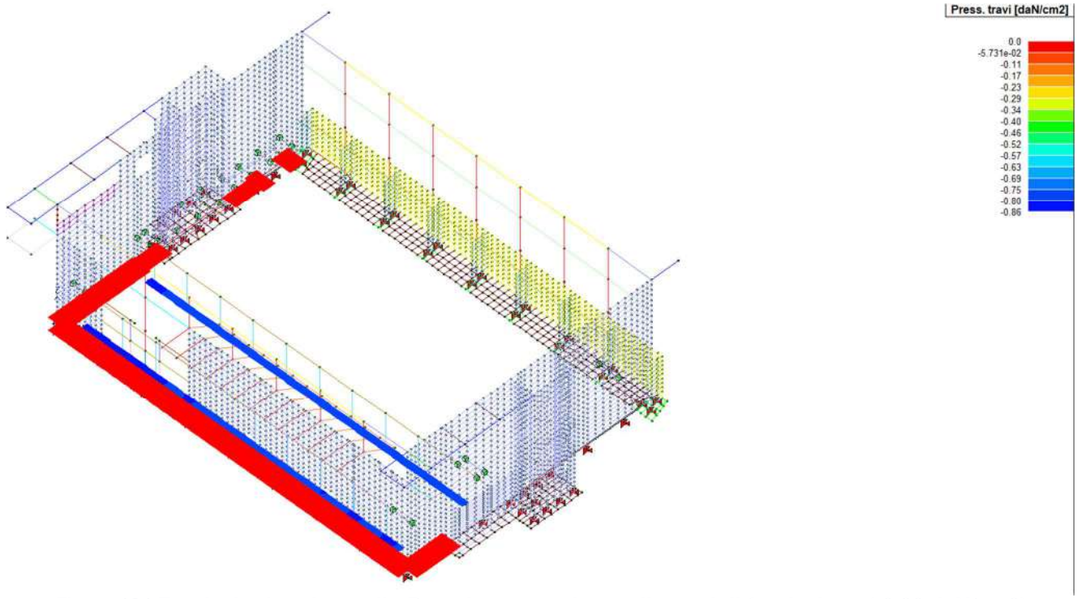


Figura 181 **Fondazioni perimetrali - Pressione massima sulle travi di fondazione (-0.86 daN/cm2)**
Si noti come negli elementi vincolati a strutture di fondazione profonde non vi sia interazione con il terreno

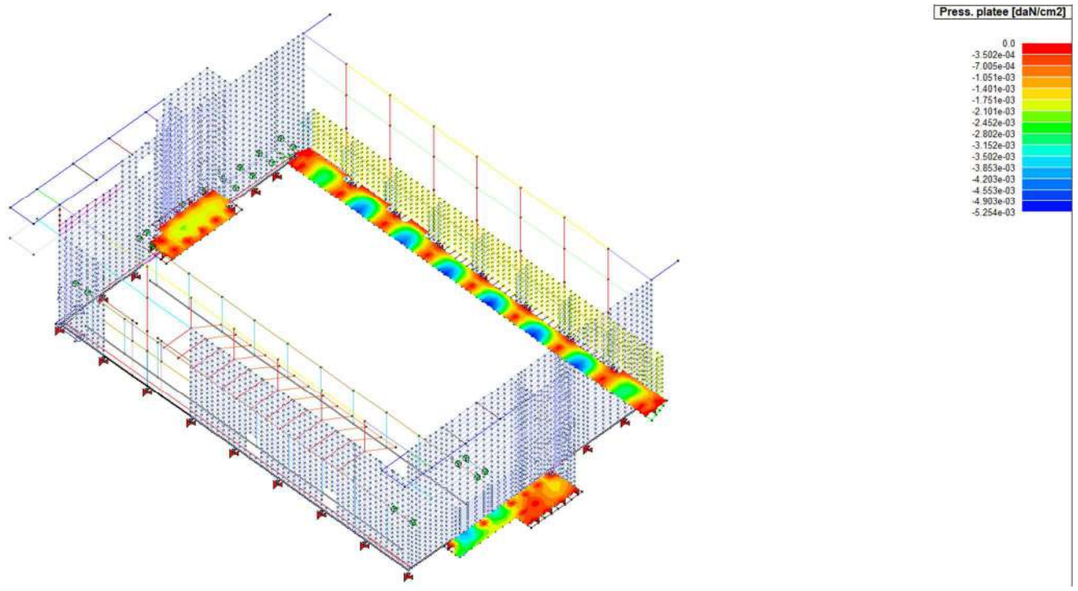


Figura 182 **Fondazioni perimetrali - Pressione massima sugli shell di fondazione**
Si noti come negli elementi vincolati a strutture di fondazione profonde non vi sia interazione con il terreno

14.1.1 STIMA DEL COEFF DI WINKLER K

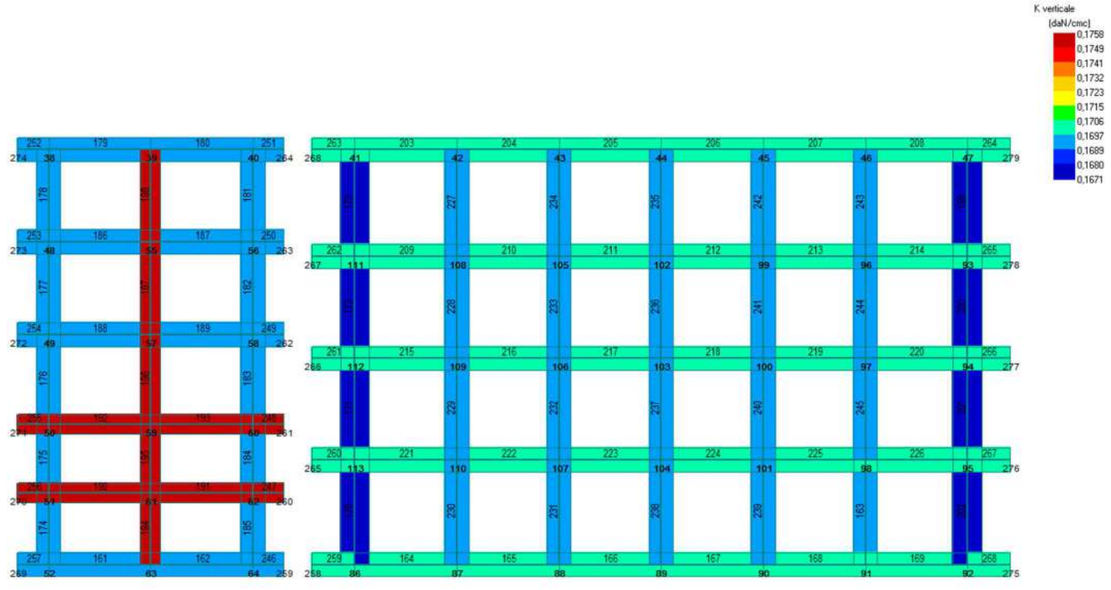


Figura 183 **Fondazioni zona vasche - Rappresentazione del k di Winkler.**

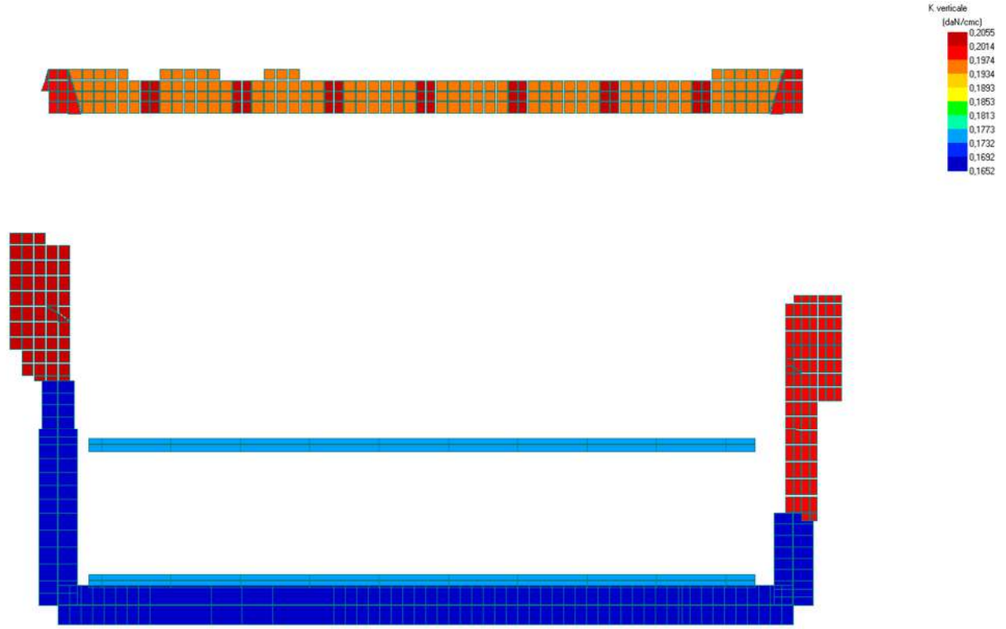


Figura 184 **Fondazioni perimetrali - Rappresentazione del k di Winkler.**

14.1.2 COMPATIBILITÀ CON I VALORI DI CAPACITÀ PORTANTE DEL TERENO IN SITO

14.1.2.1 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Le massime pressioni di contatto sono state comparate con i valori di pressione limite per il terreno.
La modellazione f.e.m. consente, mediante apposito modulo applicativo del programma di calcolo, di implementare la caratterizzazione geomeccanica degli orizzonti stratigrafici e di calcolare per elementi gli specifici valori di capacità portante.

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punnzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza "I_r" così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot tg(\varphi)}.$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)}; \qquad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \qquad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \qquad k_0 = 1 - sen(\varphi).$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico "$I_{r,crit}$":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[\left(3.3 - 0.45\frac{B}{L}\right) \cdot ctg\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]}}{2}$$

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:
- se $I_r < I_{r,crit}$ si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[\left(0.6\frac{B}{L} - 4.4\right) \cdot tg(\varphi) + \frac{3.07 \cdot sen(\varphi) \log_{10}(2 \cdot I_r)}{1 + sen(\varphi)}\right]} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot tg(\varphi)} \qquad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se $I_r > I_{r,crit}$ si ha che $\psi_\gamma = \psi_q = \psi_c = 1$.

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:
- E_{ed} modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- ν coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- k_0 coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- φ angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- σ' tensione litostatica effettiva a profondità D+B/2
- L luce delle singole travi di fondazione
- D profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- B larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma.$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:
- N_q, N_c, N_γ, fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno φ del terreno
- s_q, s_c, s_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ, coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ, coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- γ_1 peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_2 p eso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \log_{10}\left(\frac{B}{2}\right) \qquad \text{dove "}B\text{" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.
Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto (A_f) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \qquad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \qquad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_1} \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{\alpha_2} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se $\phi = 0$ si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se $\phi \neq 0$ si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B},\ \text{se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se ϕ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se ϕ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))} \qquad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + sen(\varphi))}{L \cdot (1 - sen(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot tg(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B},\ \text{se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^m \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^{m+1} \qquad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \qquad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se ϕ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = tg^2\left(\frac{90° + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \qquad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \qquad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se ϕ ≠ 0 si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot sen(\varphi) \qquad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \qquad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - sen(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \le 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B},\ \text{se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)}\right]^3 \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \qquad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se ϕ = 0 si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \qquad d_\gamma = 1.0 \qquad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}\right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui ϕ = 0 => $N_q = 1.0$, $N_\gamma = 1.0$ e $N_c = 2 + \pi$.

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- c_a adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- α_1, α_2 esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di γ_2 nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \qquad h_c = \frac{B}{2} \cdot tg\left(\frac{90 + \varphi}{2}\right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- γ peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- γ_{sat} peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- z profondità della falda dal piano di posa
- h_c altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determinato il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota i-esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = \left[q''_{ult} + q_{resT}\right]_{\min} = \left[q''_{ult} + \frac{p}{A_f}\left(P_V \cdot K_s \cdot tg(\varphi) + d \cdot c\right)\right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- q''_{ult} carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- p perimetro della fondazione

- P_V spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- K_S coefficiente di spinta laterale del terreno
- d distanza dal piano di posa allo strato interessato

Di seguito si producono per mappe di colore le verifiche a capacità portante delle strutture di fondazione superficiali (travi e platee) in modalità normalizzata considerando il rapporto tra azione sollecitante e resistente.
Il calcolo della pressione resistente limite Qlim ossia della capacità portante data dalla somma di **Qlim q, Qlim g, Qlim c e di Qres P** in cui

- **Qlim q** termine relativo al sovraccarico della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- **Qlim g** termine relativo alla larghezza della base di fondazione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- **Qlim c** termine relativo alla coesione della formula trinomia per il calcolo della capacità portante (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)
- **Qres P** termine relativo alla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato di rottura. Diverso da zero solo nel caso di terreni stratificati dove lo strato di rottura è diverso dal primo (nel caso in cui si operi alle tensioni ammissibili corrisponde alla relativa parte della portanza ammissibile)

I parametri geotecnici stratigrafici elencati in premessa sono stati implementati nel programma di calcolo ed interfacciati con la geometria e le sollecitazioni ricavate dalla modellazione f.e.m. della struttura (con i valori assegnati al coefficiente di sottofondo k come precedentemente esposto)
La verifica è stata quindi effettuata con riferimento **a Qmax / Qlim**, ossia al rapporto tra il massimo valore della distribuzione tensionale di contatto tra terreno ed elemento fondale ed il valore della capacità portante (verifica positiva se il rapporto è < 1.0).

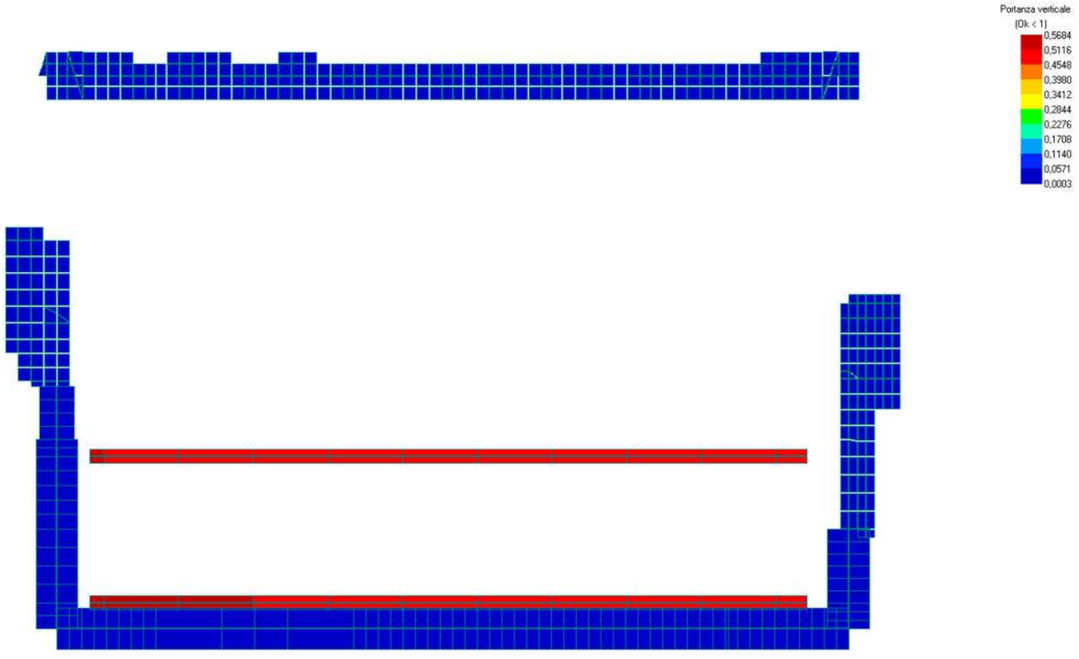


Figura 186 **Fondazioni perimetrali - Verifica di portanza verticale**

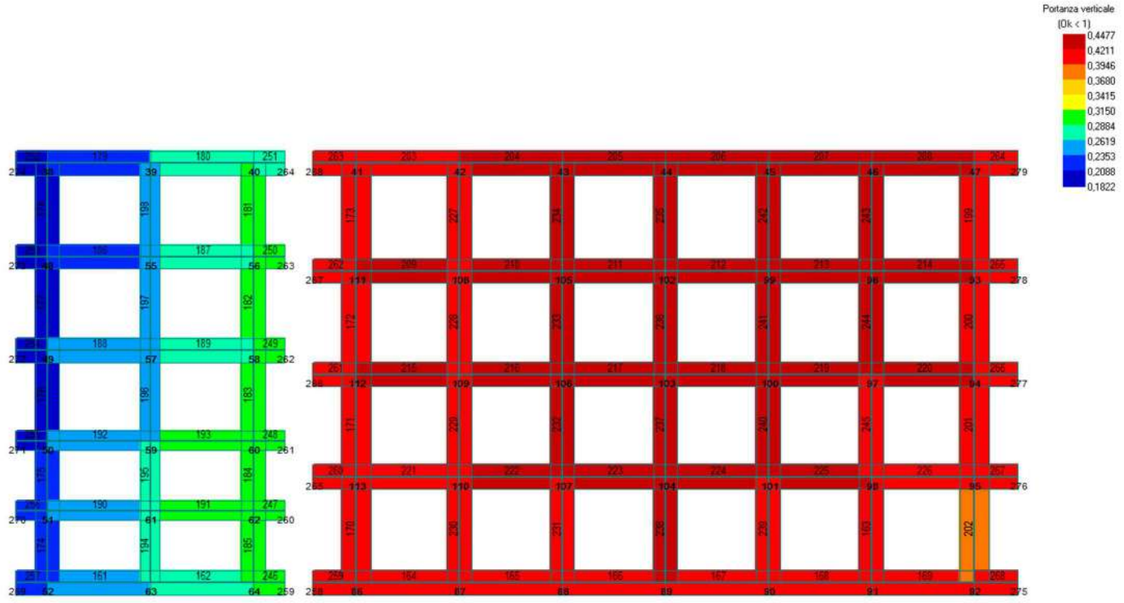


Figura 185 **Fondazioni zona vasche - Verifica di portanza verticale**

14.2 FONDAZIONI PROFONDE

14.2.1 MASSIME AZIONI SUI PALI

Si riportano di seguito in forma tabellare le massime sollecitazioni **ricavate da modellazione SLV** per i nodi vincolati ad incastro e corrispondenti con la ubicazione di progetto dei pali. Le immagini successive illustrano, rispettivamente, la ubicazione (con numerazione) dei nodi con vincoli di incastro e la organizzazione dei pali di fondazione indicata negli elaborati progettuali.
I dati numerici sono invece organizzati in due tabelle relative a:

- ⇨ esplicitazione dei valori delle azioni esercitate dalla struttura sui vincoli (reazioni vincolari cambiate di segno) per ogni nodo a cui sia associato un vincolo rigido e/o elastico o una fondazione speciale e per ogni combinazione (o caso di carico)
- ⇨ riepilogo per ogni nodo le sei combinazioni in cui si attingono i valori minimi e massimi della reazione Fz, della reazione Mx e della reazione My.

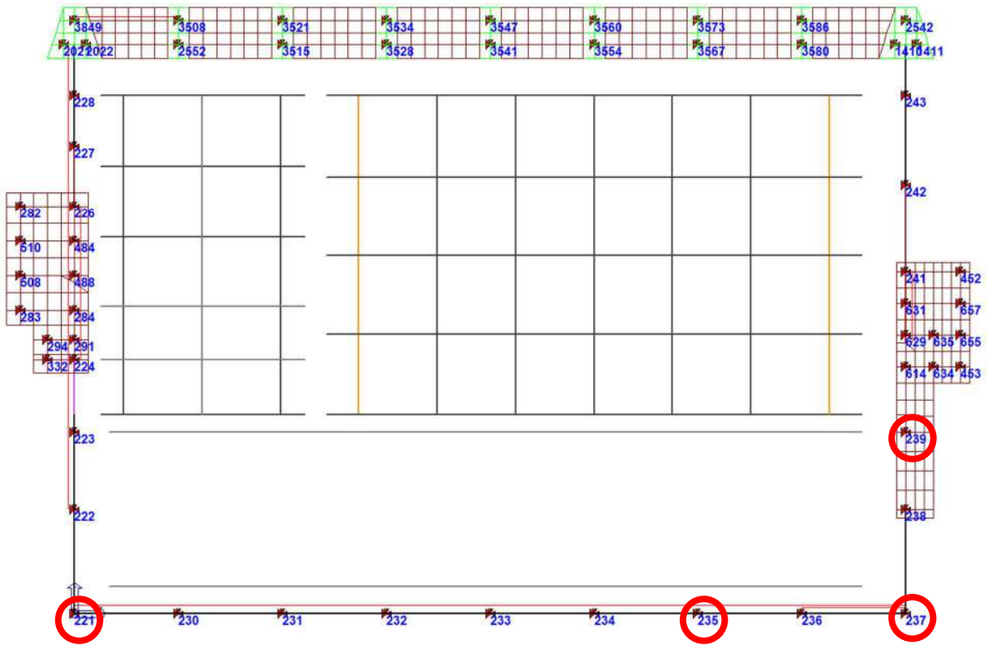


Figura 187 **Fondazioni profonde – Ubicazione e numerazione dei nodi vincolati**

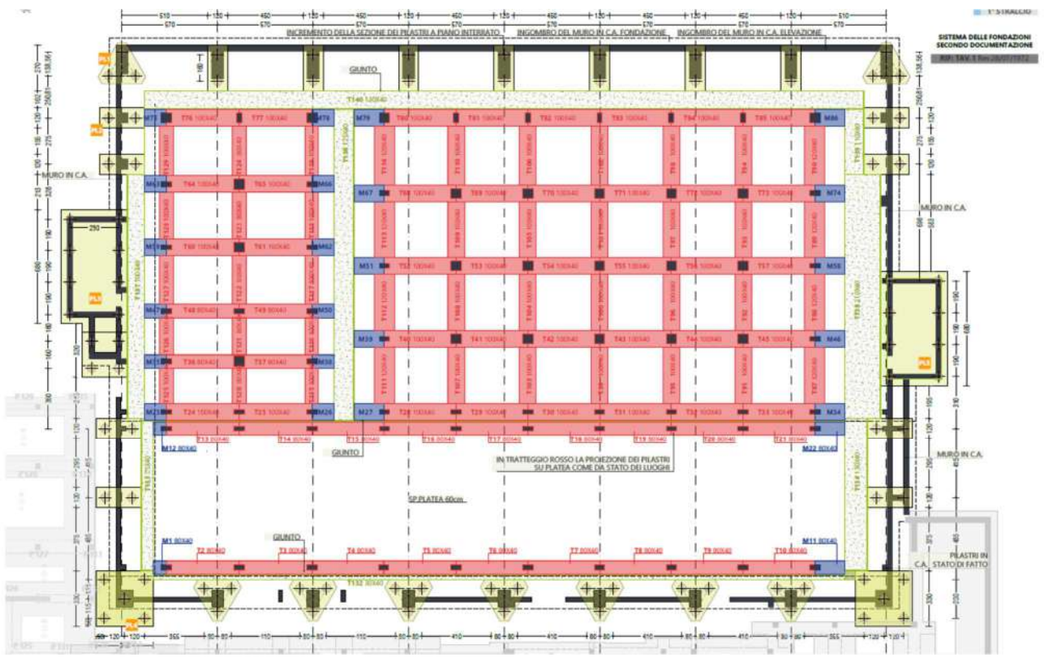


Figura 188 **Fondazioni profonde – Ubicazione dei plinti e pali di fondazione – rif. tav. S1.0.2 Elab. R2.1**

14.2.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO

La verifica di capacità portante del palo è effettuata con riferimento alle condizioni di nodo maggiormente sollecitato ad azione assiale, azioni taglianti (X, Y) e flettenti (Mx, My), in considerazione della natura del plinto associato al nodo vincolati vegono quindi ricavate le massime sollecitazioni (N, T) in testa palo.

Secondo tale criterio, con riferimento alla tabella di inviluppo, le condizioni più sfavorevoli si riscontrano ai nodi 221, 235, 237, 239 evidenziati in figura 108, a cui sono associate le seguenti azioni (daN e daNcm)

(il tabulato completo è a disposizione della SA)

Nodo	Cmb	Azione X	Azione Y	Azione Z	Azione RX	Azione RY	Azione RZ
221	1	7.785e+04	-5.346e+04	-1.121e+05	-8.272e+05	7.872e+06	1.066e+06
	5	7.769e+04	-4.551e+04	-1.033e+05	-1.570e+06	7.855e+06	1.081e+06
	8	-9.344e+04	-2.792e+04	-4.899e+05	1.094e+07	-6.793e+06	-1.044e+06
	32	-4.860e+04	-1.208e+05	-4.433e+05	1.495e+07	-2.947e+06	-6.936e+05
235	2	1.141e+05	-8831.65	-2.474e+05	4.848e+06	5.855e+06	1.668e+06
	3	-1.053e+05	6126.16	-1.623e+05	-5.336e+04	-5.752e+06	-1.562e+06
	23	-4.527e+04	1.510e+04	-1.743e+05	-3.040e+06	-2.622e+06	-7.270e+05
	22	5.408e+04	-1.780e+04	-2.355e+05	7.835e+06	2.725e+06	8.327e+05
	7	-1.057e+05	5664.67	-1.637e+05	1.163e+05	-5.771e+06	-1.568e+06
	6	1.145e+05	-8370.15	-2.461e+05	4.678e+06	5.874e+06	1.674e+06
237	2	1.336e+05	-1.669e+04	-4.648e+05	4.418e+04	8.330e+06	1.326e+05
	3	-1.065e+05	-1.521e+04	-7.604e+04	-1.185e+05	-8.873e+06	-2.332e+05
	21	1.152e+04	4.514e+04	-1.830e+05	-4.330e+06	-5.160e+05	-2.584e+05
	24	1.552e+04	-7.704e+04	-3.579e+05	4.256e+06	-2.740e+04	1.578e+05
	7	-1.068e+05	-1.896e+04	-8.235e+04	1.439e+05	-8.894e+06	-2.272e+05
	6	1.339e+05	-1.294e+04	-4.585e+05	-2.183e+05	8.350e+06	1.266e+05
239	4	-5.604e+04	-5.260e+04	-2.943e+05	-9.054e+04	-2.773e+06	-3.099e+04
	1	5115.85	6.866e+04	-4.338e+04	7.306e+04	3.388e+06	4.863e+04
	19	-2.447e+04	8.469e+04	-1.612e+05	-2.760e+05	4.345e+05	8.023e+04
	18	-2.646e+04	-6.862e+04	-1.764e+05	2.585e+05	1.809e+05	-6.259e+04
	8	-5.623e+04	-4.667e+04	-2.933e+05	-1.054e+05	-2.784e+06	-2.529e+04
	5	5306.50	6.274e+04	-4.438e+04	8.796e+04	3.399e+06	4.293e+04

Relative a:

PLINTI QUADRATI DI ESTREMITA' (nodi 221 e 237)

PLINTO TRIANGOLARE (nodo 235)

PLINTO RETTANGOLARE (nodo 239)

Assunte le geometrie dei plinti e gli interassi dei pali in essi relativi, come da **tavola grafica S1.0.3, (elaborato R2.1)** riepilogativa delle elaborazioni progettuali originarie, sono state riscontrale le massime sollecitazioni sui pali di plinto 239 con valori di azione assiale e taglio in testa palo (in combinazione SLV) pari a : **165ton e 38ton.** In merito, si noti come il valore di 165ton in SLV, benchè elevato, sia correlabile al valore di 100ton TA dichiarato negli elaborati progettuali originari e come gli altri plinti presentino in testa ai pali, anche in SLV, valori comparabili con la sollecitazione dichiarata di 100ton. Si rimanda alla tabella seguente per la valutazione dlele sollecitazioni riferite alla testa dei pali delle palificate, assunti i dati geometrici dichiarati a progetto (come illustrato in figure successive).

Sul tema della compatibilità delle azioni trasmesse con la capacità portate led palo e la sua resistenza sezionale a taglio deve essere precisato che tra la documentazione originaria non è presente lo schema d'armatura dei fusti dei pali.

Ci rende le valutazioni prestazionali degli elementi , con particolare riguardo alle azioni orizzontali, piuttosto ipotetiche (anche in considerazione del fatto che gli stessi pali furono verosimilmente dimensionati a sole azioni verticali).

Inoltre, nella estrapolazione dei dati di analisi deve essere tenuto in conto che gli elevati valori di azione tagliante ottenuti sono anche conseguenza della ipotesi di verifica adottata in merito allo zero sismico, ubicato a quota del piano di platea fondazione.

Da ultimo, preso atto di quanto richiesto a Disciplinare circa la verifica delle fondazioni, seppure in assenza di :

- ✓ situazioni che possono dar luogo a fenomeni di instabilità globale;
- ✓ dissesti o cedimenti fondali;
- ✓ ribaltamento e/o scorrimento della costruzione;
- ✓ rischi elevati di liquefazione del terreno per effetto delle azioni sismiche.

secondo quanto indicato in par. 8.3 di NTC 2018

Nodo	Cmb	N°PALI	Vtot (daN)	Ztot (daN)
221	1	5	20.474	- 7.743
	5	5	19.616	- 7.566
	8	5	17.951	- 89.340
	32	5	25.010	- 63.654
235	2	3	43.111	- 15.573
	3	3	30.511	- 90.384
	23	3	13.744	- 93.488
	22	3	21.456	- 12.500
	7	3	30.617	- 89.909
	6	3	43.251	- 16.083
237	2	5	27.125	- 75.514
	3	5	21.169	- 33.940
	21	5	8.933	- 46.696
	24	5	15.952	- 62.770
	7	5	21.356	- 34.699
	6	5	27.093	- 74.759
239	4	2	38.229	- 165.624
	1	2	34.739	639
	19	2	44.595	- 79.577
	18	2	36.369	- 85.365
	8	2	36.374	- 165.291
	5	2	31.759	307

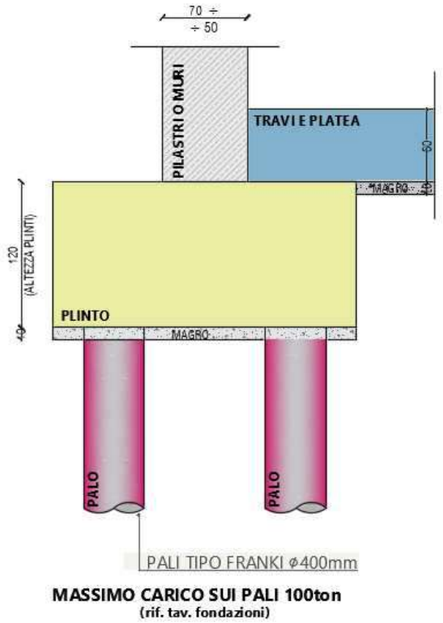


Figura 189 **Massime sollecitazioni in testa pali (SLV) con schema grafico di ubicazione altimetricca dei pali**

Nel caso in esame, in merito alla portata limite SLV NTC2018 del palo:

- FRANKI D400mm ,
- L=15ml (circa) ,
- testa a -4.5mda p.c.,
- falda a -6.0m da p.c.
- fattore per indagini pari a 1.7
- profondità della sabbia ipotizzata pari a -17m da .p.c.
- Condizioni non drenate (non sono disponibili dati per la effettuazione di valutazioni in cond. Non drenate)

Ipotizzato un allargamento alla base pari a 2 volte il DN, ossia 800mm è ammissibile considerare una portata limite di 120ton.(quindi adeguat per tutti i plinti maggiormente sollecitati ad eccesione del plinto 239 a due pali, di cui per altro a progetto originario non esiste una tavola progettuale dedicata che ne confermi la geometria, e, soprattutto, l'interasse tra i pali. Su plinto 239 si evidenzia, tuttavia, che in sito sono assenti fessurazioni in corrispondenza di tale elemento.

Sulla Resistenza laterale: "ipotizzando" un momento resistente ultimo di circa 8.500 daN (8 barre F16, con N=0 e cls 25/30, di fatto non confermato da alcun dato, come pure staffatura e copriferro) la portata orizzontale limite H limite per pali incastrati risulterebbe pari a 18.000daN, che fattorizzata porterebbe a un V design pari a 8.100daN (fattore per indagini pari a 1,7), quindi molto inferiore ai valori ricavati dalla analisi f.e.m.. Il momento max in testa dovuto al taglio agente sarebbe quindi compreso tra 31.000-35.000daNm con smorzamento a zero a circa 7/8m di profondità da testa palo.

Le azioni orizzontali così imputate in testa palo non hanno tenuto tuttavia in conto della interazione tra pali e plinti e, soprattutto, della interazione plinto terreno, elemento, quest'ultimo, che consentirebbe di incrementare il taglio resistente della struttura fondale.

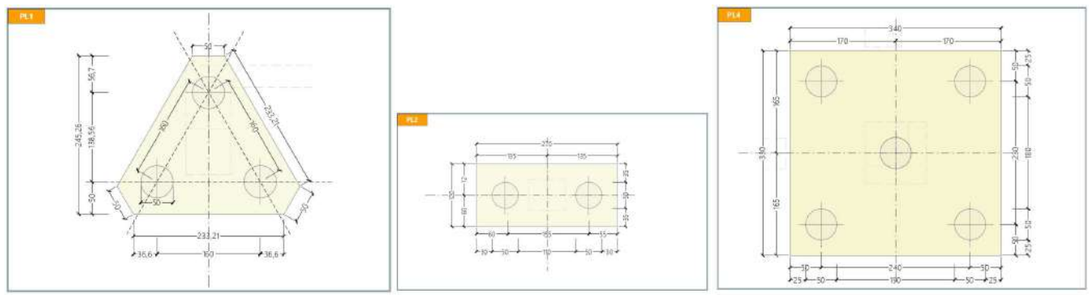


Figura 190 **Geometrie dei plinti di fondazione dichiarati e ricavati (plinto a 2 pali) da elaborati progettuali**

15 SOLAI

Preso atto della analisi dei carichi dichiarata per le 3 unità strutturali denominate "Stralci" negli elaborati progettuali originari, verificata la coerenza con quanto attualmente in opera, in termini di stratigrafie di finitura e modalità d'uso degli impalcati, si produce in paragrafo la verifica dei campi di solaio di maggior luce per singolo impalcato.

Nella analisi si è fatto riferimento alla valutazione delle azioni (pesi propri, portati ed accidentali) come da progetto originario. Lo spessore dichiarato a progetto è stato verificato in sito (per riscontro indiretto tra le altimetrie di piano) e l'interasse dei travetti è stato ricavato da indagini termografiche.

L'armatura dei travetti è frutto invece di progetto simulato alle TA (il progetto originario non comprendeva infatti l'armatura dei solai). La classe di resistenza associata ai solai è la medesima utilizzata per la verifica degli elementi strutturali di ST2.

15.1 VERIFICA DI CAMPI DI SOLAIO A PRIMO IMPALCATO – sp..20 + 4 cm

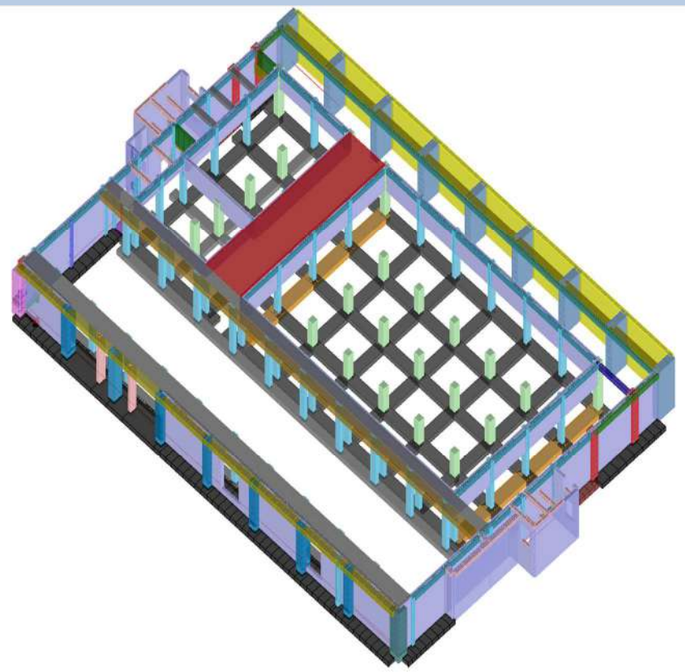


***Figura 191* Individuazione del campo di solaio analizzato sp.20+4cm**

Con riferimento alle specifiche di solaio indicate sulle tavole di progetto e a quanto riscontrato in loco si procede a verificare un campo di solaio del primo impalcato caratterizzato da una luce netta di 430 cm.

Solaio in latero cemento di spessore 20+4 cm(medi) con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm

G1 : Peso proprio	300	daN/mq
G2: Peso portato	200	daN/mq
Q1 : Azioni accidentali	400	daN/mq
Carico totale	900	daN/mq
Altezza solaio		20cm
Interasse travetti		52 cm
Larghezza travetti		14 cm
Spessore soletta di estradosso		4 cm

Stringa identificativa	TRAVETTO SOLAIO 20+4
Generalità	
Utilizzo previsto	per elementi in c.a.
Dimensioni	
base inferiore Bi	14.0 [cm]
altezza totale Ht	24.0 [cm]
base superiore Bs	52.0 [cm]
altezza superiore Hs	4.0 [cm]

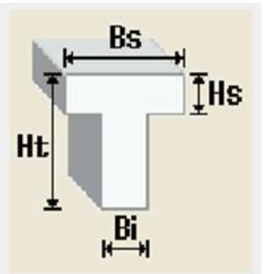


*Figura 192: **Schematizzazione della sezione di calcolo***

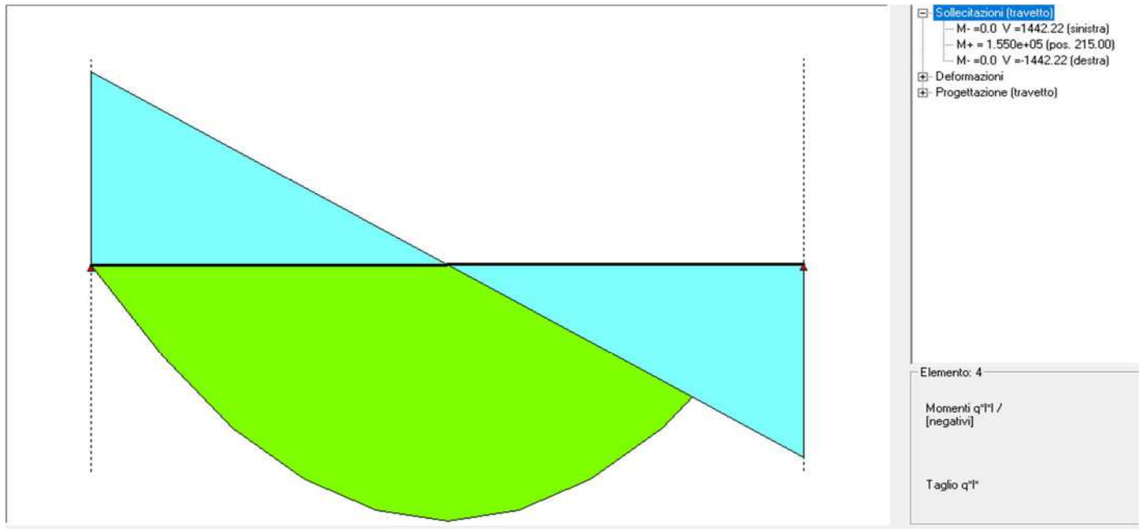


Figura 193: Momento e taglio sollecitanti

15.1.1 VERIFICHE SLU e VERIFICHE SLE

- Deformazioni
  - (NON verificato)
  - Freccia =-12.30 (lim. 8.60) [mm] (caratteristica istantanea)
  - Freccia =-8.86 (lim. 17.20) [mm] (quasi permanente a tempo infinito)
- Progettazione (travetto)
  - Flessione (verificato)
  - pos=0.0: Ai=0.87 As=0.0 Gc=0.0 x/d= 2.230e-02 M=0.0
  - s/fck =0.0,0.0 s/fyk=0.0 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=13.50: Ai=0.87 As=0.0 Gc=0.26 x/d= 2.230e-02 M= 1.886e+04
  - s/fck = 6.754e-02, 5.503e-02 s/fyk=0.25 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=215.00: Ai=1.93 As=0.0 Gc=0.97 x/d= 5.057e-02 M= 1.550e+05
  - s/fck =0.40,0.32 s/fyk=0.97 wk=0.20,0.15,0.12
  - pos=416.50: Ai=0.87 As=0.0 Gc=0.26 x/d= 2.230e-02 M= 1.886e+04
  - s/fck = 6.754e-02, 5.503e-02 s/fyk=0.25 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=430.00: Ai=0.87 As=0.0 Gc=0.0 x/d= 2.230e-02 M=0.0
  - s/fck =0.0,0.0 s/fyk=0.0 wk=0.0,0.0,0.0
  - Taglio (verificato)
  - pos=0.0: At=0.0 Gta=0.27 V=1442.22
  - pos=13.50: At=0.0 Gta=0.93 V=1351.66
  - pos=215.00: At=0.0 Gta=0.0 V=0.0
  - pos=416.50: At=0.0 Gta=0.93 V=-1351.66
  - pos=430.00: At=0.0 Gta=0.27 V=-1442.22

Elem.	Stato	Note	f ist	f infi	Pos.	Momento	Af inf.	Af. sup	V N/M	x/d	Taglio	Af V	verif. V	B eff
			cm	cm	cm	daN cm	cm2	cm2			daN	cm2		cm
4	ok L	s=40,m=1	-1.23	-0.89	0.0		0.87	0.0	0.0	0.02	-1442.22	0.0	0.27	52.0
					13.5	1.866e+04	0.87	0.0	0.26	0.02	-1351.66	0.0	0.93	14.0
					215.0	1.550e+05	1.93	0.0	0.97	0.05	0.0	0.0	0.0	14.0
					416.5	1.866e+04	0.87	0.0	0.26	0.02	1351.66	0.0	0.93	14.0
					430.0	0.0	0.87	0.0	0.0	0.02	1442.22	0.0	0.27	52.0
Elem.			f ist	f infi		Momento	Af inf.	Af. sup	V N/M	x/d	Taglio	Af V	verif. V	
						0.0					-1442.22			
			-1.23	-0.89		1.550e+05	1.93	0.0	0.97	0.05	1442.22	0.0	0.93	

15.2 VERIFICA DI CAMPI DI SOLAIO A PRIMO IMPALCATO – sp..36 + 4 cm

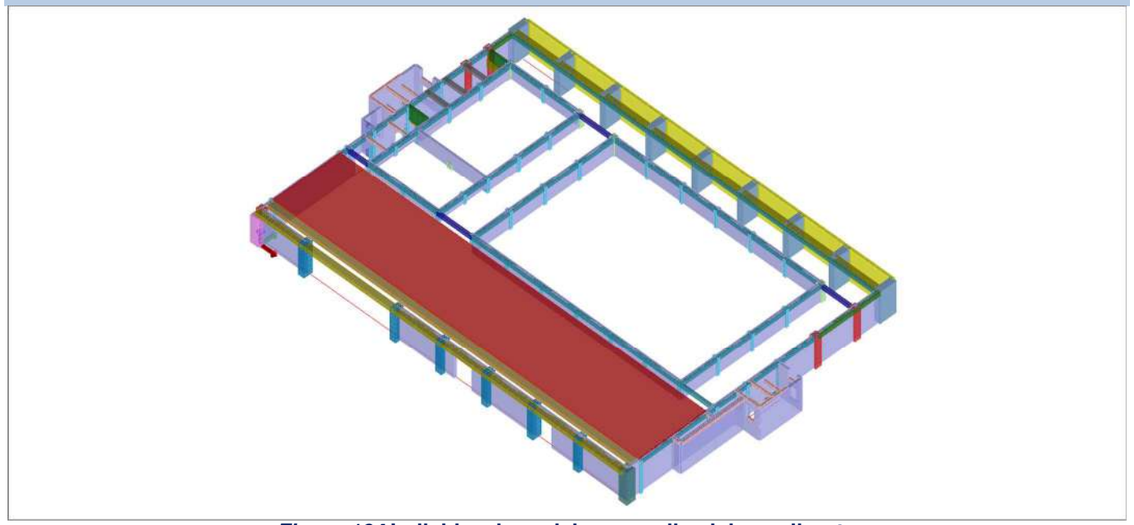


Figura 194 **Individuazione del campo di solaio analizzato**

Con riferimento alle specifiche di solaio indicate sulle tavole di progetto e a quanto riscontrato in loco si procede a verificare un campo di solaio del primo impalcato caratterizzato da una luce netta di 840 cm.

Solaio in latero cemento di spessore stimato in 36+4 cm con spessore di sottofondo e pavimentazione compresi tra 12-13cm

G1 : Peso proprio	450	daN/mq
G2: Peso portato	100	daN/mq
Q1 : Azioni accidentali	500	daN/mq
Carico totale	1050	daN/mq
Altezza solaio		40 cm
Interasse travetti		52 cm
Larghezza travetti		14 cm
Spessore soletta di estradosso		4 cm

Stringa identificativa	TRAVETTO SOLAIO 36+4
Generalità	
Utilizzo previsto	per elementi in c.a.
Dimensioni	
base inferiore Bi	14.0 [cm]
altezza totale Ht	40.0 [cm]
base superiore Bs	52.0 [cm]
altezza superiore Hs	4.0 [cm]

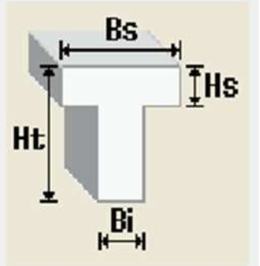


Figura 195: ***Schematizzazione della sezione di calcolo***

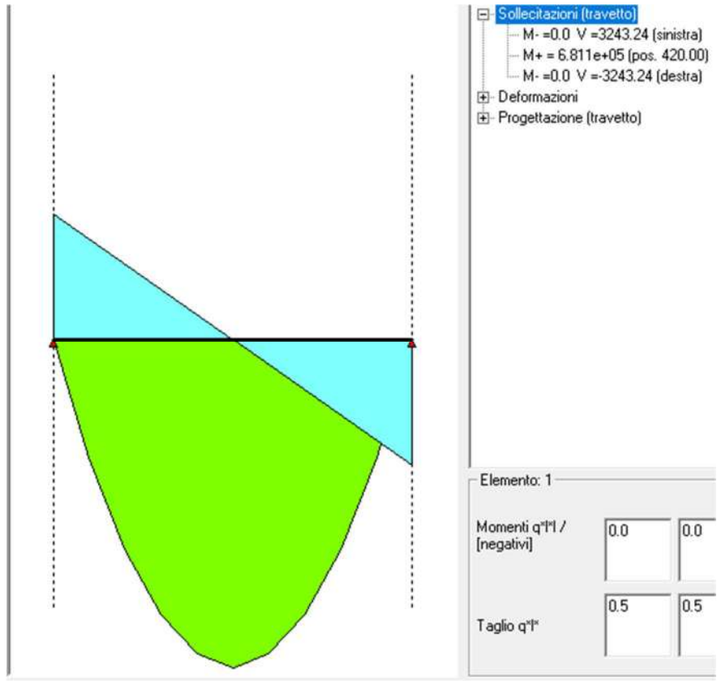


*Figura 196: **Momento e taglio sollecitanti***

15.2.1 VERIFICHE SLU e VERIFICHE SLE

- Deformazioni
  - (NON verificato)
  - Freccia =-35.63 (lim. 16.80) [mm] (caratteristica istantanea)
  - Freccia =-38.72 (lim. 33.60) [mm] (quasi permanente a tempo infinito)
- Progettazione (travetto)
  - Flessione (verificato)
  - pos=0.0: Ai=1.74 As=0.0 Gc=0.0 x/d= 2.601e-02 M=0.0
  - s/fck =0.0,0.0 s/fyk=0.0 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=40.00: Ai=4.11 As=0.0 Gc=0.21 x/d= 6.086e-02 M= 1.236e+05
  - s/fck =0.11, 9.949e-02 s/fyk=0.21 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=420.00: Ai=4.98 As=0.0 Gc=0.96 x/d= 7.438e-02 M= 6.811e+05
  - s/fck =0.59,0.52 s/fyk=0.96 wk=0.14,0.11, 9.487e-02
  - pos=800.00: Ai=4.11 As=0.0 Gc=0.21 x/d= 6.086e-02 M= 1.236e+05
  - s/fck =0.11, 9.949e-02 s/fyk=0.21 wk=0.0,0.0,0.0
  - pos=840.00: Ai=1.74 As=0.0 Gc=0.0 x/d= 2.601e-02 M=0.0
  - s/fck =0.0,0.0 s/fyk=0.0 wk=0.0,0.0,0.0
  - Taglio (verificato)
  - pos=0.0: At=0.0 Gta=0.42 V=3243.24
  - pos=40.00: At=0.0 Gta=1.00 V=2934.36
  - pos=420.00: At=0.0 Gta=0.0 V=0.0
  - pos=800.00: At=0.0 Gta=1.00 V=-2934.36
  - pos=840.00: At=0.0 Gta=0.42 V=-3243.24

Elem.	Stato	Note	f ist	f infi	Pos.	Momento	Af inf.	Af. sup	V N/M	x/d	Taglio	Af V	verif. V	B eff
			cm	cm	cm	daN cm	cm2	cm2			daN	cm2		cm
1	ok L	s=45,m=1	-3.56	-3.87	0.0		1.74	0.0	0.0	0.03	-3243.24	0.0	0.42	52.0
					40.0	1.236e+05	4.11	0.0	0.21	0.06	-2934.36	0.0	1.00	14.0
					420.0	6.811e+05	4.98	0.0	0.96	0.07	0.0	0.0	0.0	14.0
					800.0	1.236e+05	4.11	0.0	0.21	0.06	2934.36	0.0	1.00	14.0
					840.0	0.0	1.74	0.0	0.0	0.03	3243.24	0.0	0.42	52.0
Elem.			f ist	f infi		Momento	Af inf.	Af. sup	V N/M	x/d	Taglio	Af V	verif. V	
						0.0					-1442.22			
			-3.56	-3.87		1.550e+05	1.93	0.0	0.97	0.05	1442.22	0.0	0.93	

15.3 VERIFICA DI UN CAMPO DI SOLAIO AL TERZO SOLAIO

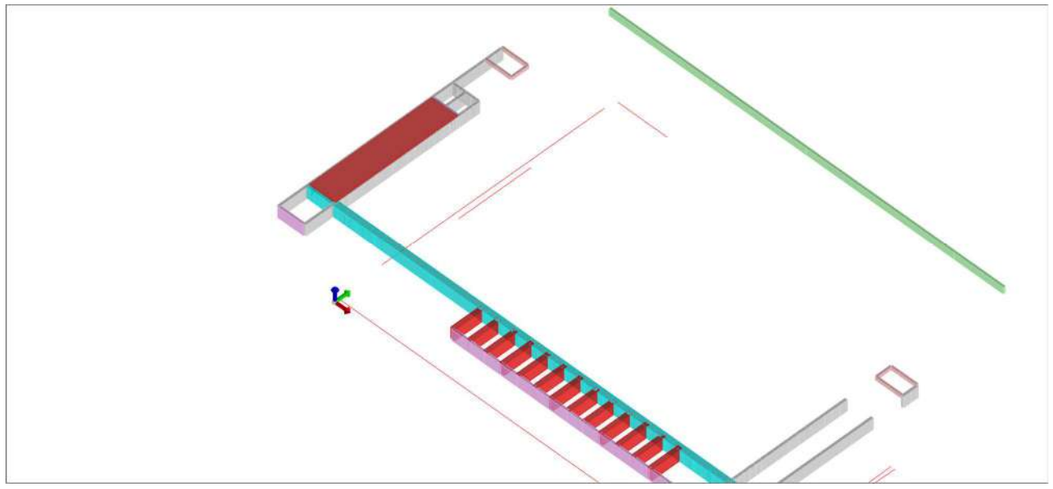


***Figura 197* Individuazione del campo di solaio analizzato**

I solai delle gallerie a quota +7.00ml e +2.65m sono realizzati con soletta prefabbricata in c.a. sp.12cm in appoggio su selle in c.a. gettate in opera, realizzate in corrispondenza dei pilastri principali di sostegno della copertura e dei pilastri delle strutture di 3° stralcio. Il solaio è di fatto assimilabile ad una copertura a tegoli prefabbricati in appoggio su strutture di elevazione differenti. Per tale ragione l'elemento presenta una elevata criticità per perdita di appoggio in condizioni sismiche. Le verifiche condotte a seguire si limitano alle condizioni statiche mentre la modellazione generale ipotizza tale labilità risolta.
Con riferimento alle specifiche di solaio indicate sulle tavole di progetto e a quanto riscontrato in loco si procede a verificare il campo di solaio in soletta piena.

Solaio in latero cemento composto con doppia soletta di estradosso pari a 12cm ed di intradosso pari ad 8cm. Finitura con massetto da 5-7cm e pavimento in gres

G1 : Peso proprio	250	daN/mq
G2: Peso portato	200	daN/mq
Q1 : Azioni accidentali	150	daN/mq
Carico totale	600	daN/mq
Altezza solaio	12+8	cm (in questo caso si verifica la sola soletta piena in c.a. sp.12cm)

Si procede quindi con verifica SL del solaio mediante modellazione ad elementi D3 del campo di solaio su progetto simulato delle armature (non indicate nel progetto originario).

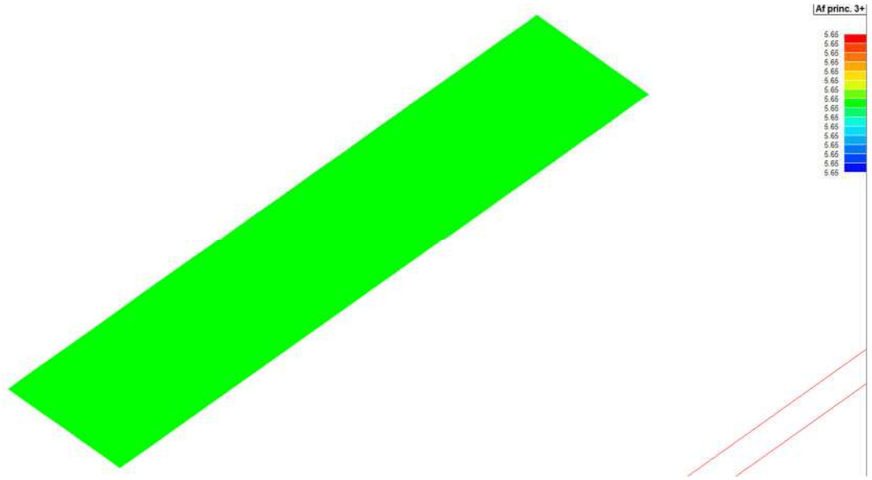


Figura 198: Armatura principale e secondaria, superiore ed inferiore di progetto simulato della soletta (Φ 12/20)

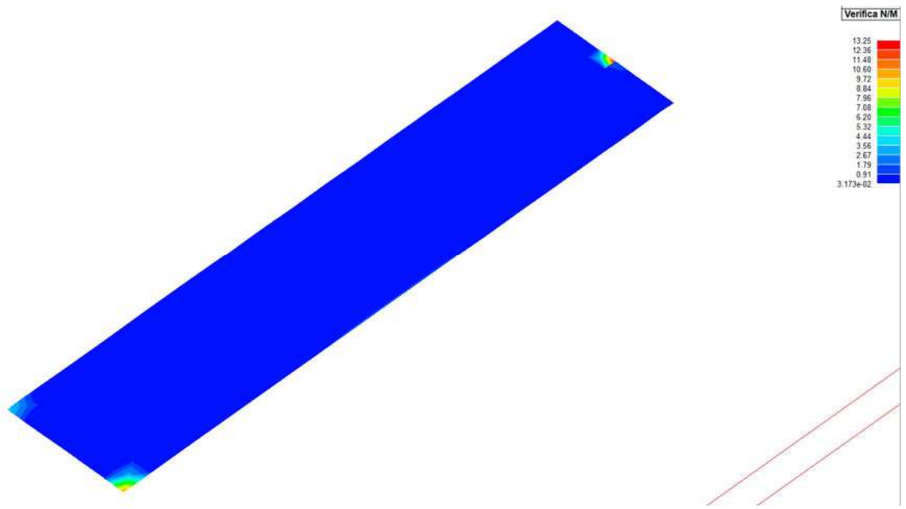


Figura 199: Verifica N/M della soletta

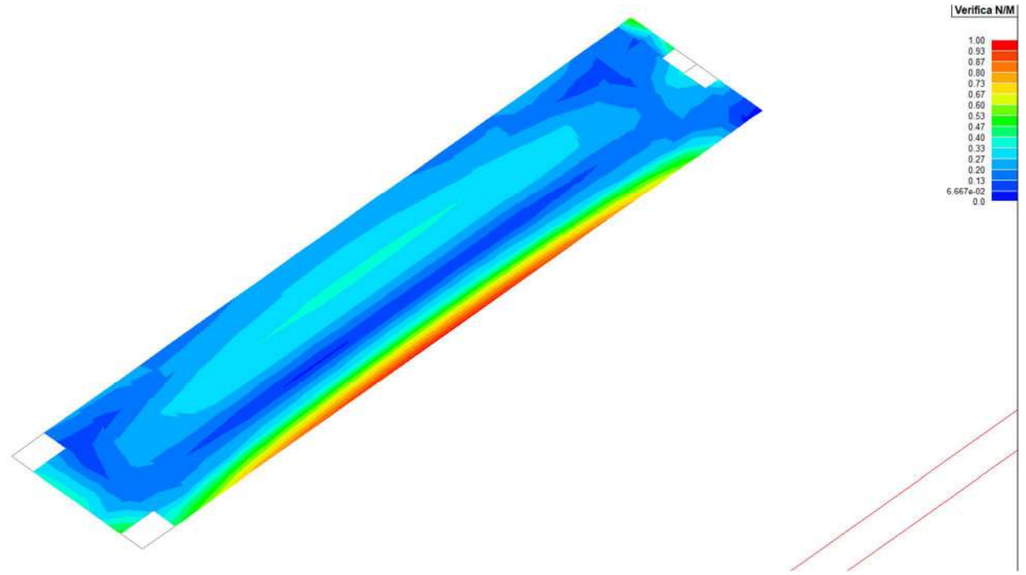


Figura 200: Verifica N/M della soletta – range di valori tra 0 e 1

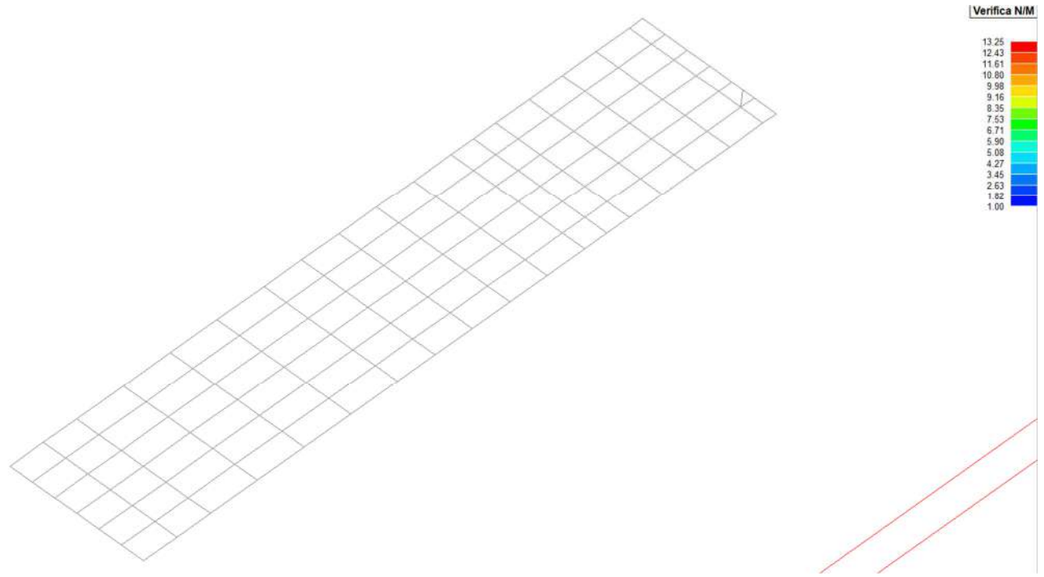


Figura 201: Verifica N/M della soletta > 1

(a dimostrazione della natura locale delle NV)

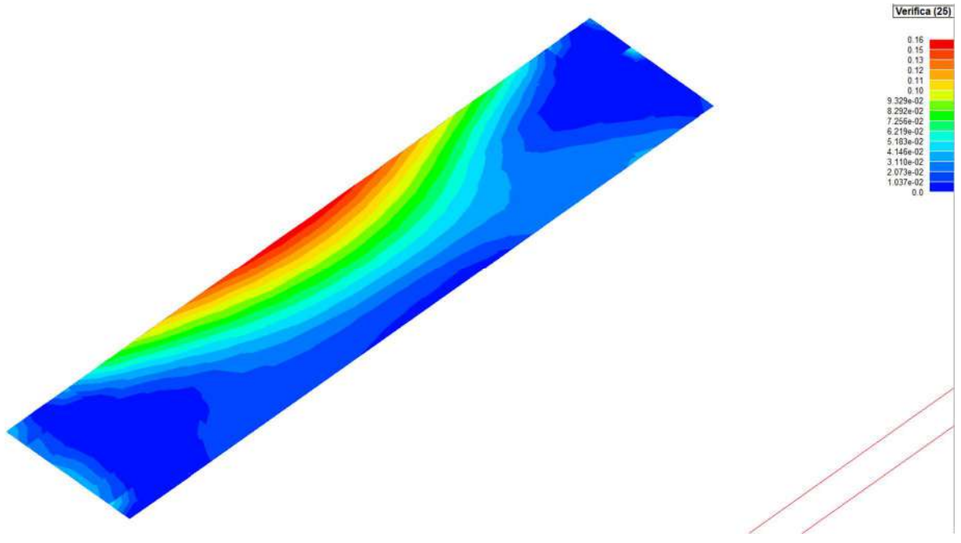


Figura 202: Verifica a compressione del cls con riduzione del 25 % di fcd

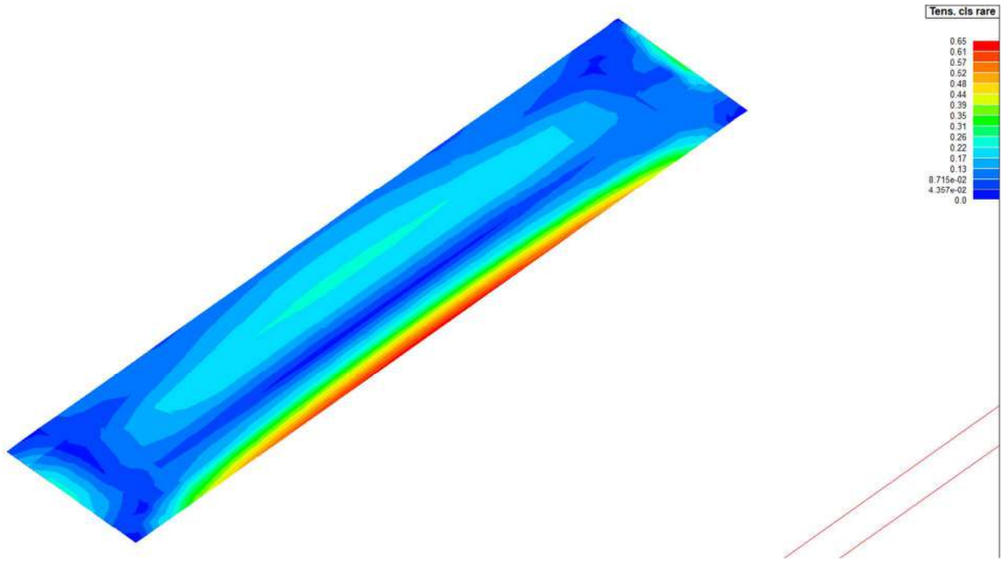


Figura 203: Tens cls rare – 0.65 ok

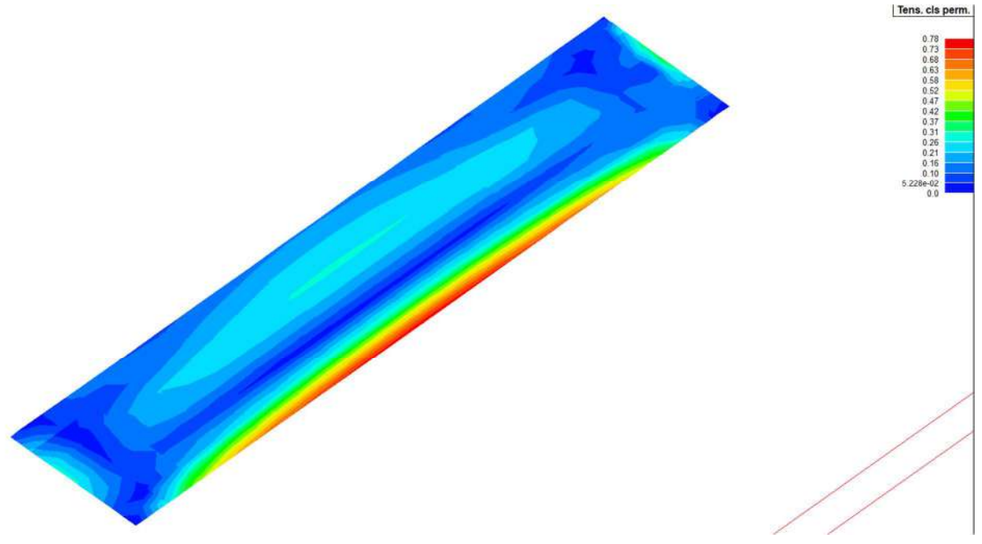


Figura 204: Tens cls permanenti – 0.78 ok

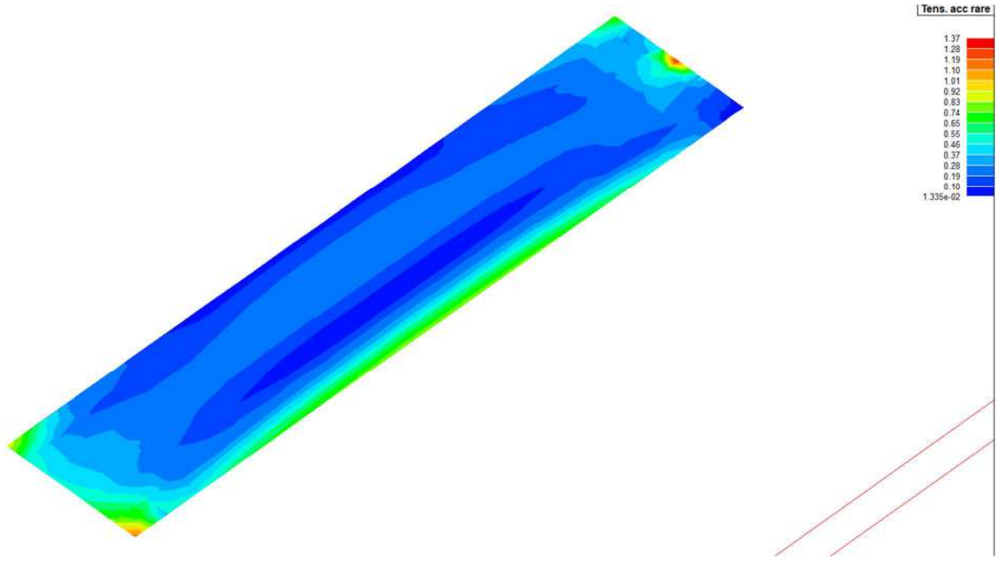


Figura 205: Tens acciaio rare – 1.37 NV

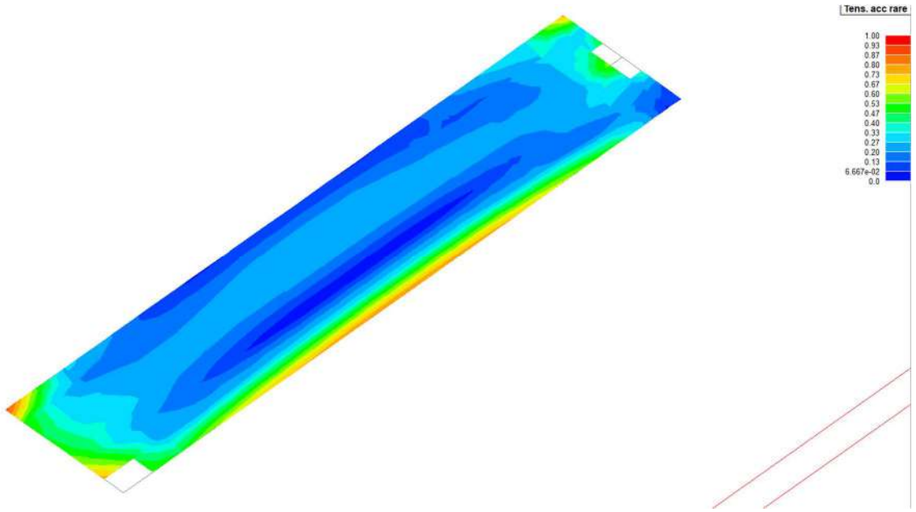


Figura 206: Tens acciaio rare – range di valori tra 0 e 1

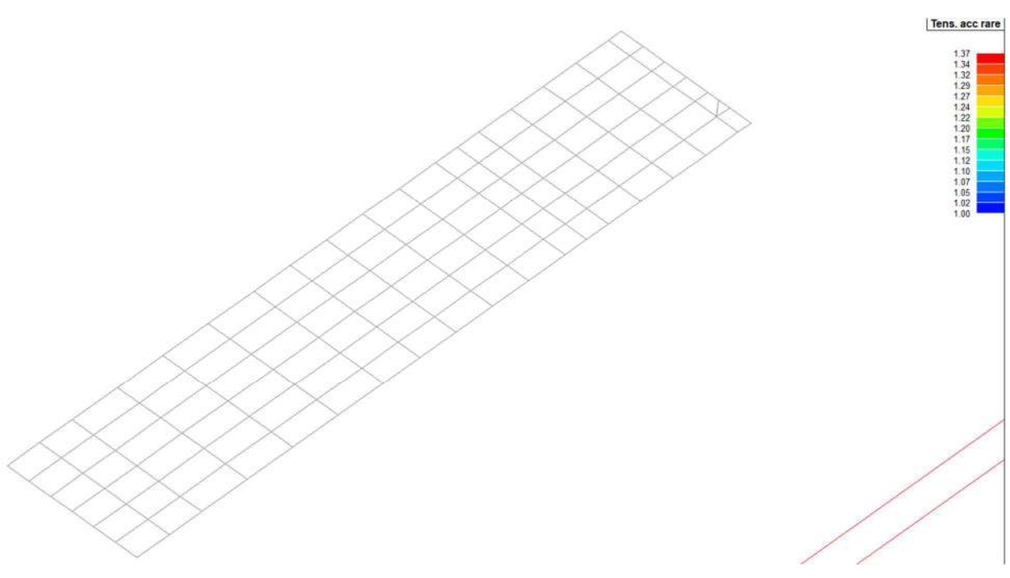


Figura 207: Tens acciaio rare NV

(a dimostrazione del carattere puntuale della NV)

Dalle verifiche condotte sui campi di solaio caratterizzati dalle maggiori luci di calcolo emerge come le verifiche a resistenza siano soddisfatte (nei limiti di ipotesi progettuali di armatura di tipo simulato) ma non vengano verificati i requisiti di deformabilità sia SLU che SLE richiesti dalle norme vigenti. In merito si suggerisce la opportunità di effettuazione di indagini finalizzate a definire la resistenza a compressione del calcestruzzo oltre ad una prova di carico per impalcato o almeno relativamente agli impalcati soggetti ad affollamento.

16 TRIBUNA A SBALZO

Il paragrafo è dedicato alle verifiche SLU e SLE della tribuna a sbalzo i cui elementi strutturali sono descritti in Documento R2.1 con riferimento agli elaborati progettuali originali implementati delle varianti in corso d'opera.

Le verifiche sono state condotte nell'ambito della modellazione generale. In questa sede, oltre a riproporre le verifiche a resistenza SLU e SLV, si esplicitano i valori di inviluppo delle sollecitazioni SLU e SLV.

In ambito SLE verranno identificate le deformazioni rare e permanenti con individuazione degli spostamenti nodali in SLD.

La tribuna fu oggetto di prova di carico in data 18/01/1990. In elaborato R2.4 (Documentazione di Archivio) è prodotto il Verbale di Prova a firma dell'Ing. Giancarlo De Lisi.

16.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

16.1.1 SLU

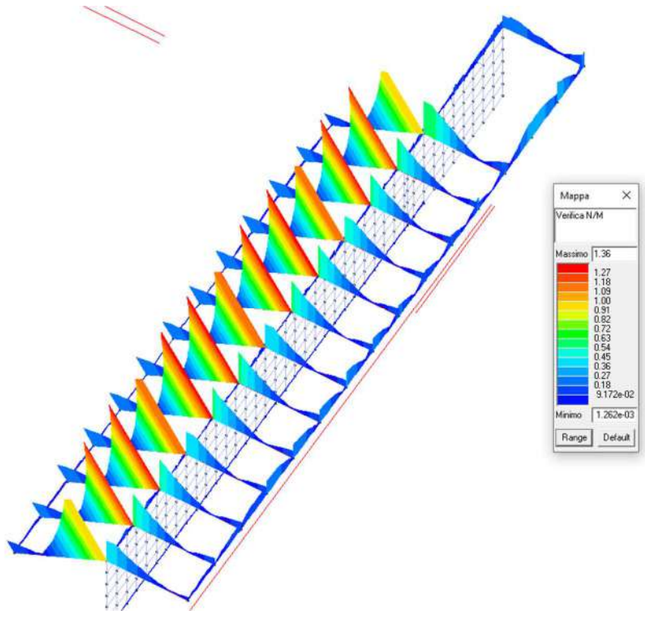


Figura 208: Verifica N/M - 1.36 NV

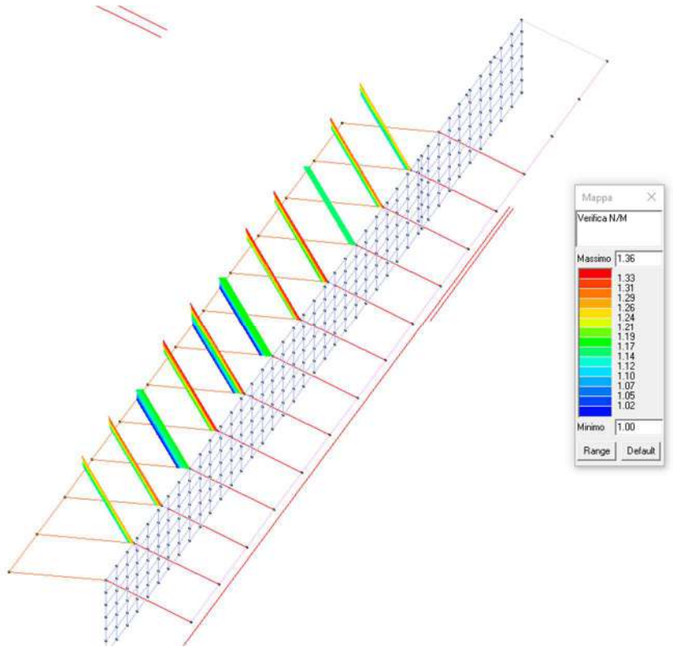


Figura 209: Verifica N/M - NV > 1

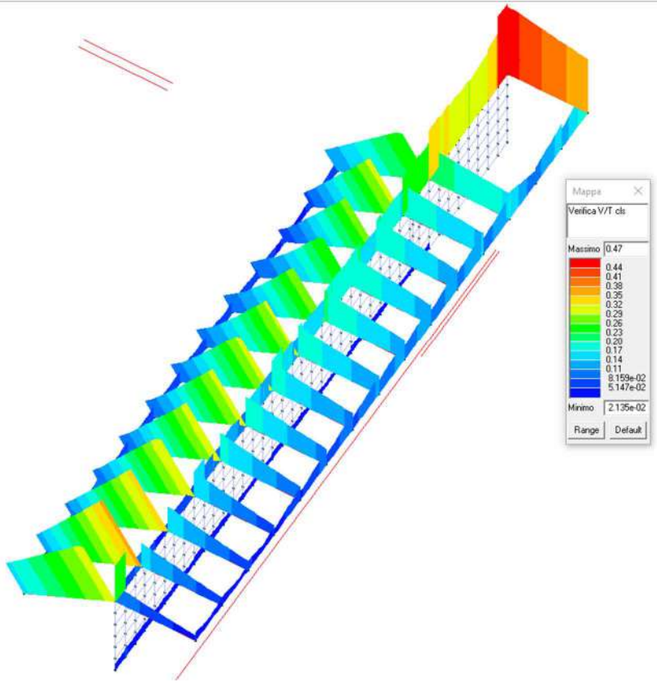


Figura 210: Verifica V/T cls – 0.47 OK

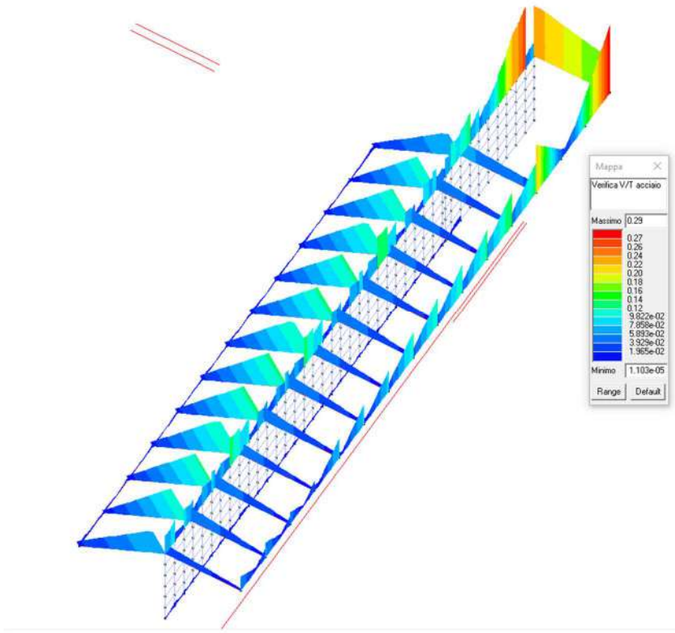


Figura 211: Verifica V/T acciaio – 0.29 OK

16.1.2 SLV

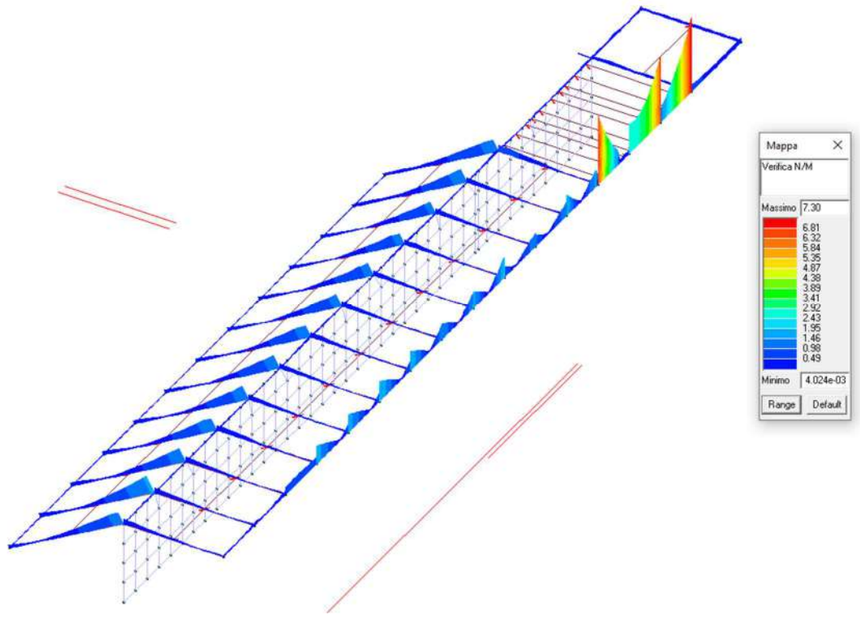


Figura 212: Veririca N/M – 40% ag

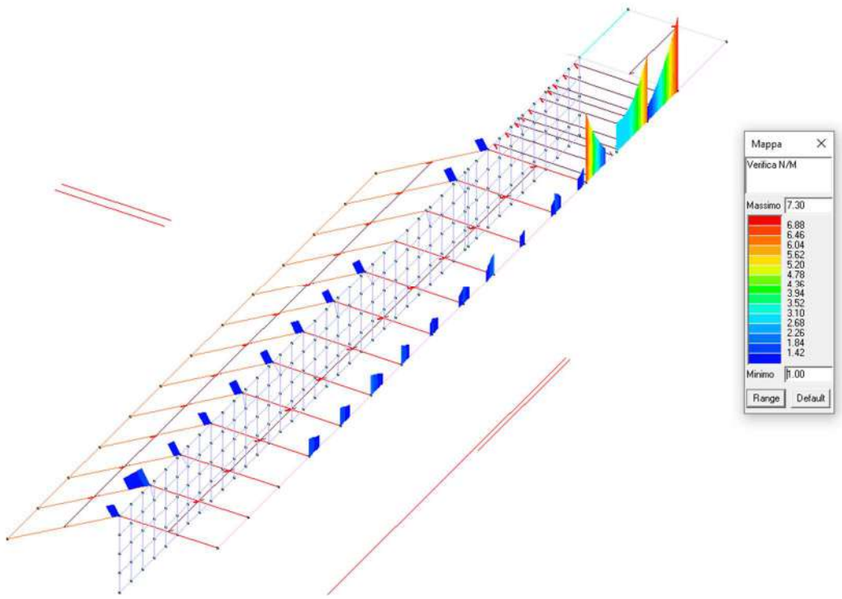


Figura 213: Verifica N/M 40% ag > 1

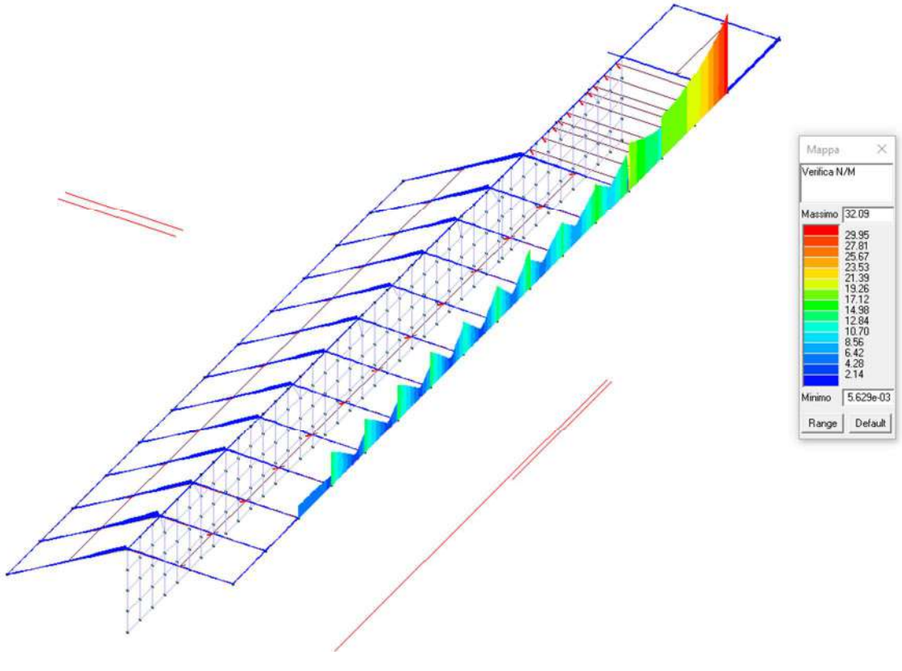


Figura 214: Veririca N/M – 60% ag

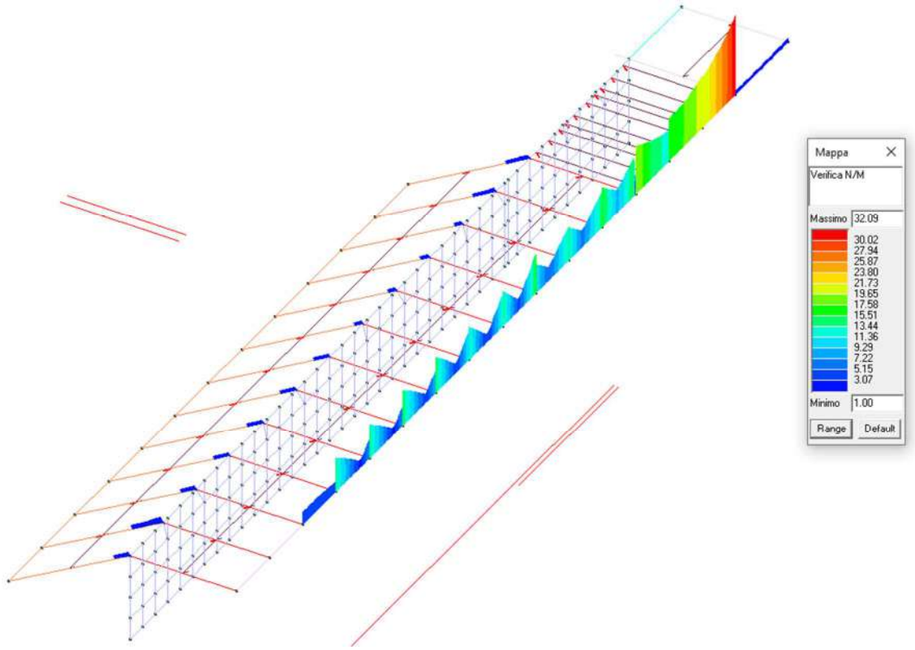


Figura 215: Verifica N/M 60% ag > 1

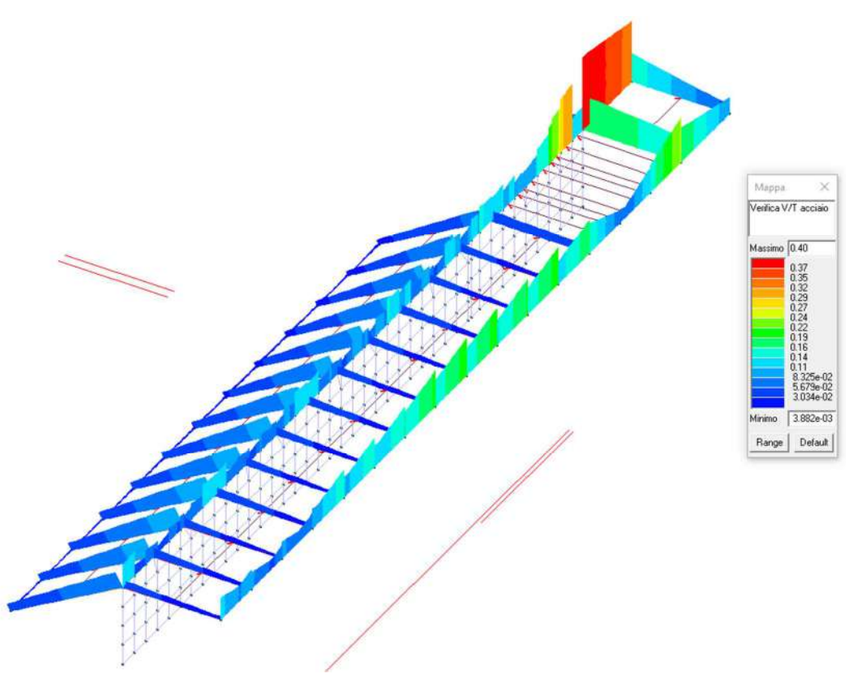


Figura 216: Verifica V/T acciaio – 40% ag

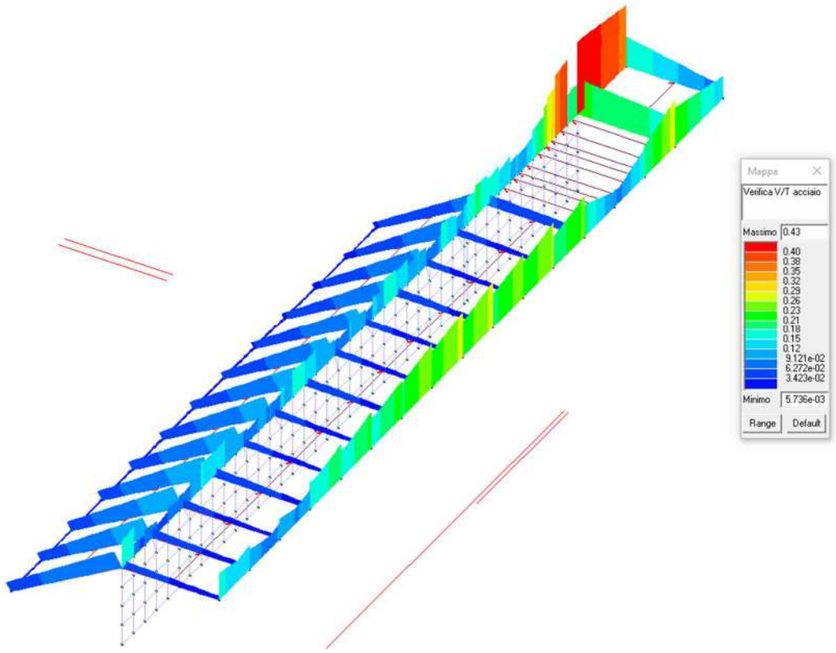


Figura 217: Verifica V/T acciaio – 60% ag

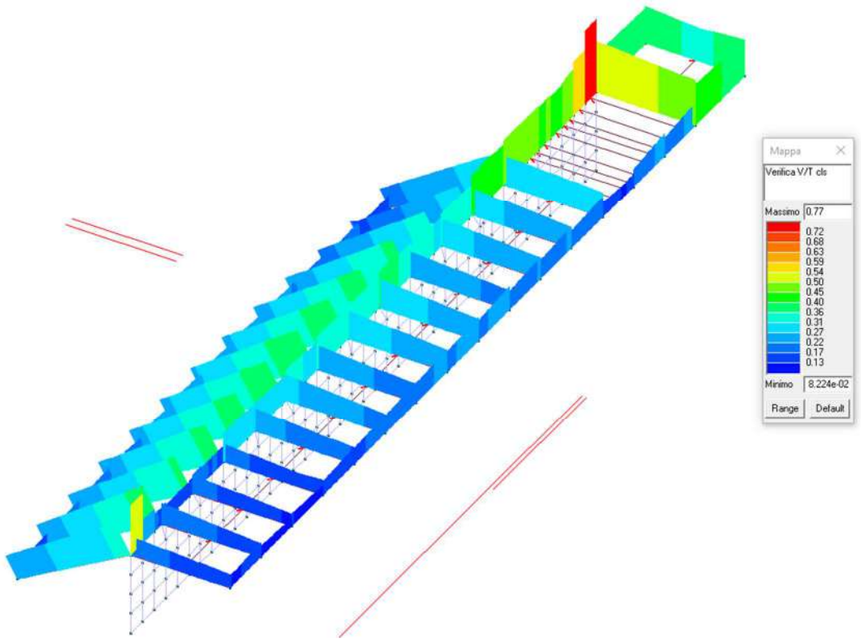


Figura 218: Verifica V/T cls – 40% ag

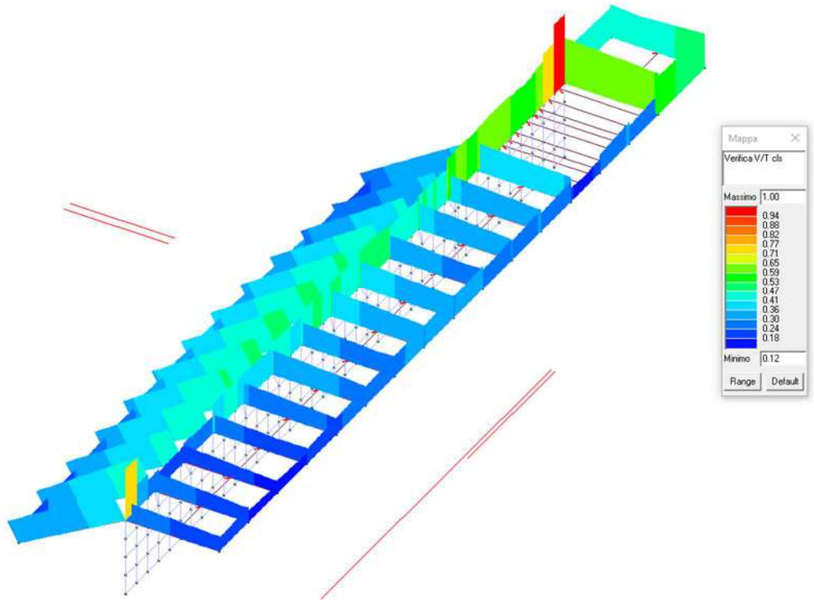


Figura 219: Verifica V/T cls – 60% ag

Nelle verifiche di resistenza SLU le travi delle mensole di sostegno della gradinata presentano criticità a momento negativo sulla sezione di incastro con il pilastro. Le verifiche V/T lato acciaio e cls sono favorevoli.

Le verifiche sismiche presentano criticità elevate già a 30% di ag non tanto sulle travi portanti della tribuna quanto piuttosto sulle travi a sbalzo di appoggio dei solai a soletta piena (sp.12 cm) del piano della galleria (+7.00m). Tale situazione è aggravata dal portato della parete di tamponamento di facciata.

Le verifiche sono state sviluppate considerando la seguente analisi dei carichi:

SOLAIO 12+8 cm GRADINATA

Gk = 500 daN/mq

Qk = 600 daN/mq

Analoga alla analisi dei carichi assunta dal Progettista, quindi con sottostima dei portati e sovrastima degli accidentali.

L'analisi dei carichi condotta per i solai della galleria a piano tribune (+7.00m) conduce a simili considerazioni, tuttavia con:

SOLAIO 12cm a soletta piena TRIBUNE

Gk = 200 daN/mq

Qk = 600 daN/mq

16.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

16.2.1 SLE

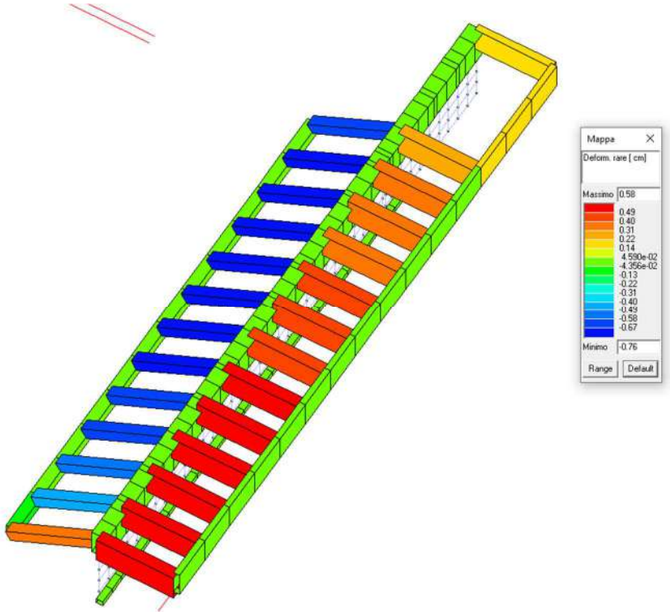


Figura 220: Deformazioni rare 0.58cm

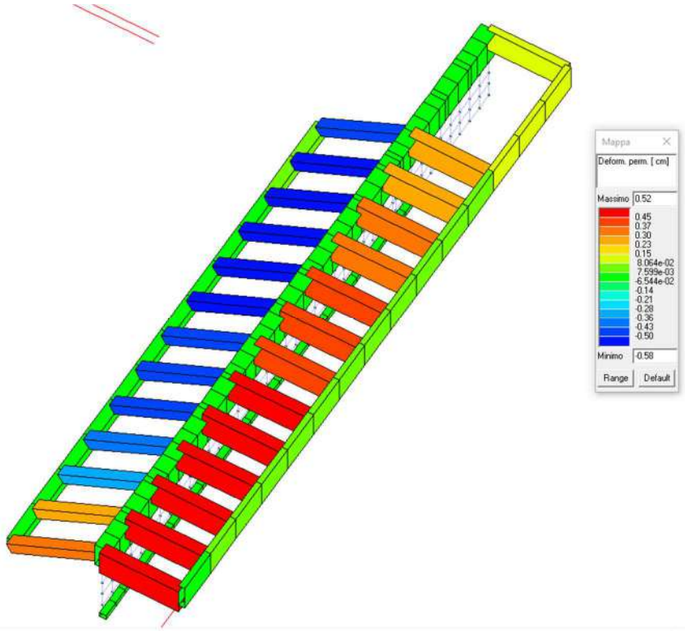


Figura 221: Deformazioni permanenti – 0.52cm

16.2.2 SLD

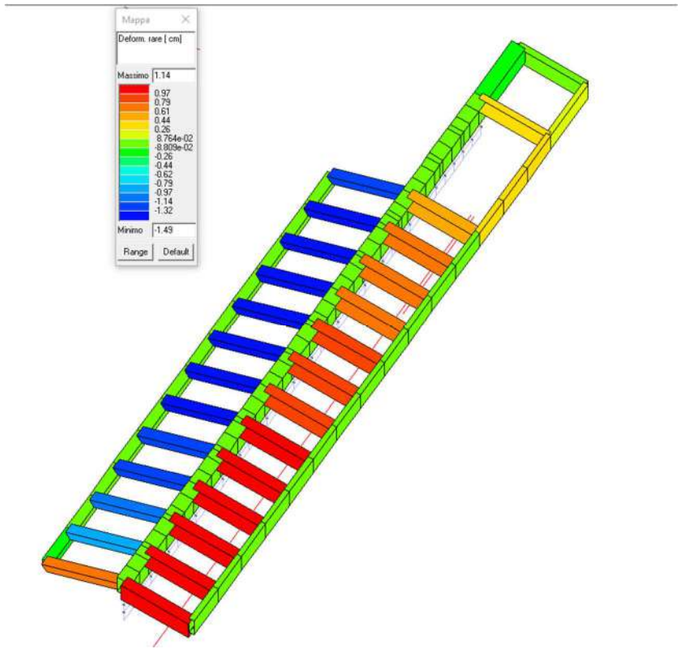


Figura 222: Deformata max - 1.14cm

17 TRAVATURA RETICOLARE METALLICA

La copertura dell'edificio oggetto di analisi è realizzata tramite travature reticolari metalliche poste ad interasse pari a 5,70m, con elementi di collegamento che svolgono la funzione di controventi di falda e di piano.

Il capitolo illustra l'analisi TA e SLU della copertura metallica (con esclusione delle verifiche ai nodi) funzionale sia alla verifica delle copertura stessa che alla identificazione delle reazioni vincolari di appoggio sulla "sottostruttura" in c.a. alla base delle verifiche statiche e sismiche di quest'ultima.

Come esposto in relazione di caratterizzazione dei materiali, l'acciaio dei profili è stato assunto pari a S235 (ex Fe360).

L'analisi è condotta ancora in LC3 consapevoli che le azioni vincolari agli appoggi (utili per la verifiche sulla struttura in c.a.) prescindono dal livello di confidenza e che, per quanto riguarda la struttura di copertura, se ne considera la pronta sostituzione o controllo con ripristino e rinforzo di tutte le unioni, come già illustrato in relazione R1 (Vulnerabilità tangibili).

17.1 GEOMETRIA

Realizzazione di un modello f.e.m. con le seguenti caratteristiche

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	504
elementi D2 (per aste, travi, pilastri…)	1177
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-2.60
Xmax =	3853.50
Ymin =	0.00
Ymax =	3420.00
Zmin =	0.00
Zmax =	319.03
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	SI
Travi	SI
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

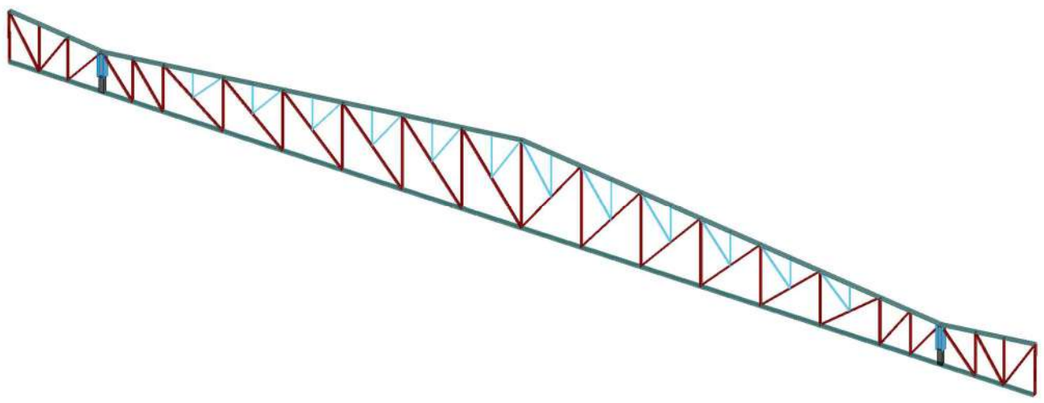


Figura 223: Vista solida di una trave tipo della copertura metallica

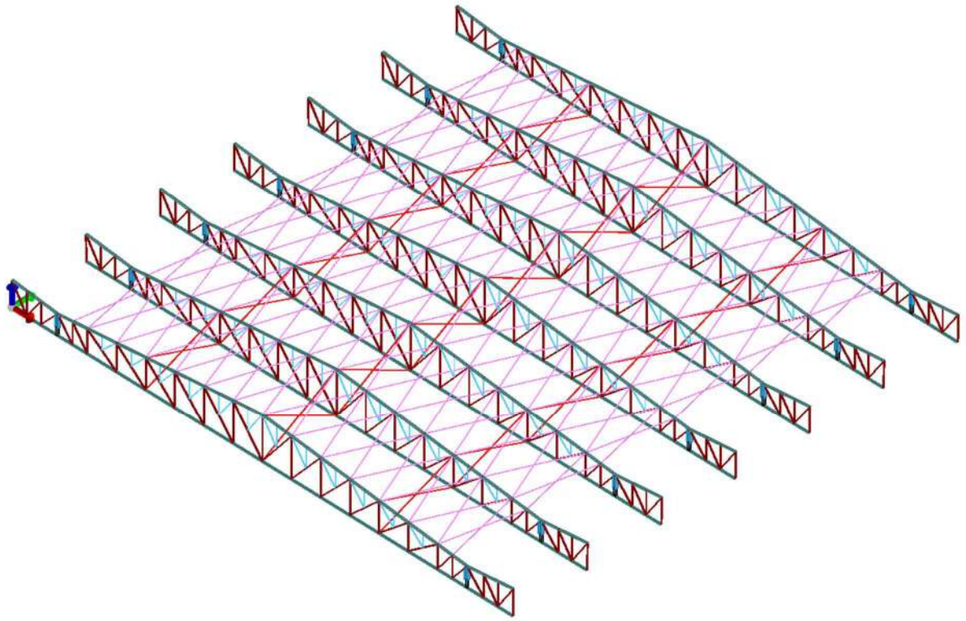


Figura 224: Vista solida del modello della copertura metallica

17.1.1 SEZIONI

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
2	HEA 240_COLONNE	76.80	0.0	0.0	41.60	2769.00	7763.00	230.70	675.10	351.70	744.60
3	2 L 90X10 affiancati a dist.=10.00	34.20	0.0	0.0	11.32	578.43	254.00	60.89	39.60	105.34	82.44
4	2 L 50X6 affiancati a dist.=10.00	11.40	0.0	0.0	1.34	68.95	25.60	12.54	7.20	22.23	15.12
5	L 45X5	4.30	0.0	0.0	0.35	7.80	7.80	2.40	2.40	2.40	2.40
7	controventi copertura- Rettangolare: b=4 h=0.5	2.00	1.67	1.67	0.15	2.67	0.04	1.33	0.17	2.00	0.25
9	L 50X6_CONROVENTI LONG.	5.70	0.0	0.0	0.67	12.80	12.80	3.60	3.60	3.60	3.60
14	Rettangolare: b=12 h=18	216.00	180.00	180.00	6013.44	2592.00	5832.00	432.00	648.00	648.00	972.00

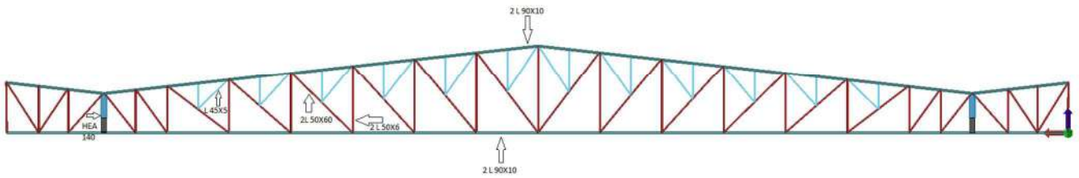


Figura 225: Indicazione delle sezioni utilizzate per la modellazione

17.1.2 NODI

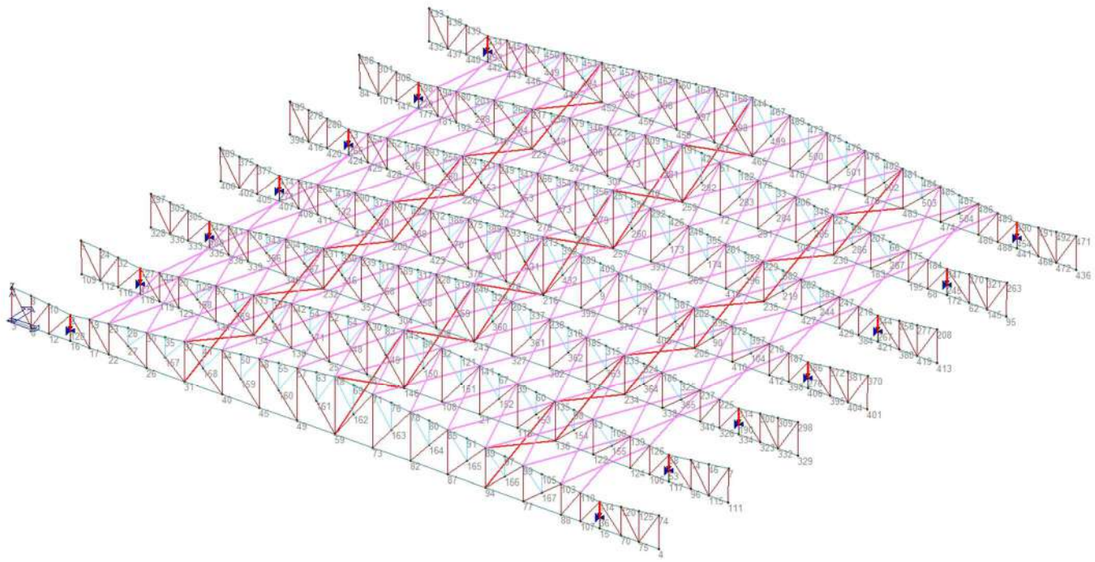


Figura 226: Vista della numerazione dei nodi del modello

17.1.3 ELEMENTI D2

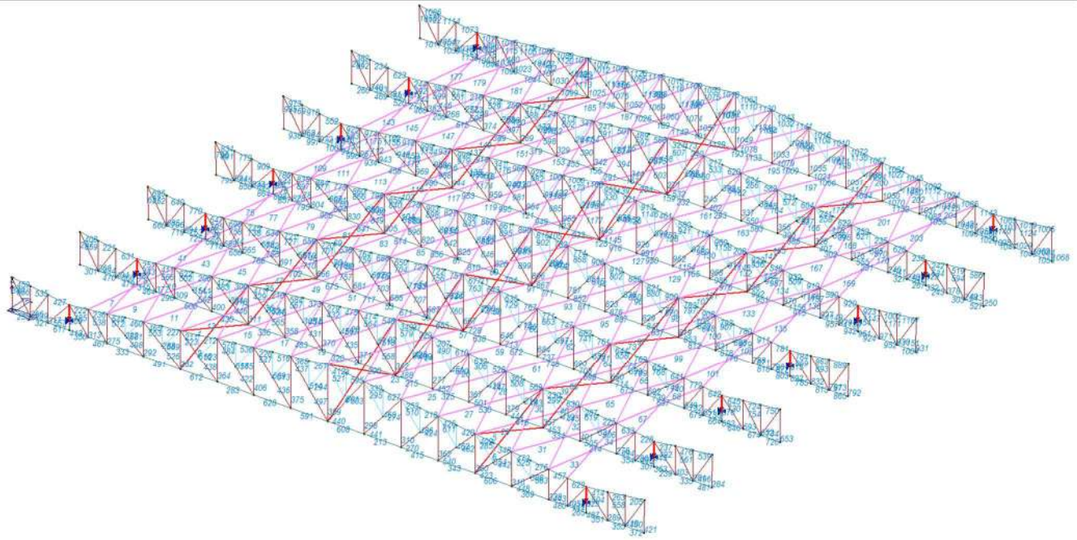


Figura 227: Vista della numerazione degli elementi D2 del modello

17.1.4 VINCOLI

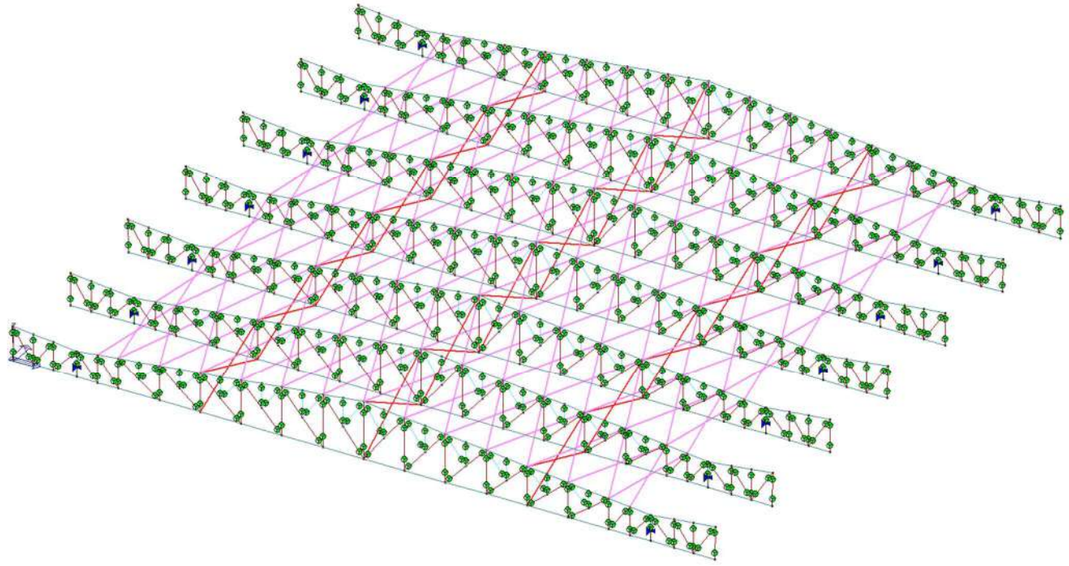


Figura 228: Vista degli svincoli adottati nella modellazione

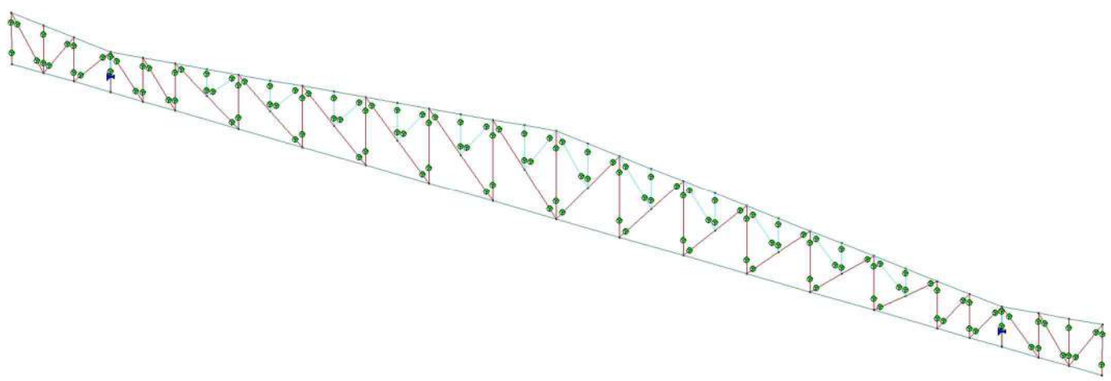


Figura 229: Vista degli svincoli adottati nella modellazione – singola trave reticolare

17.2 MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Sulla base dei carichi considerati in copertura dichiarati nel progetto originale e confermati dalle stratigrafie riscontrate in sito, sono stati calcolati gli scarichi puntuali dei singoli arcarecci sui montanti della travatura reticolare, in funzione delle varie aree di influenza date dal passo variabile tra tali montanti.

Questo procedimento è stato utilizzato per la valutazione delle azioni puntuali riferite:

- al peso degli elementi di copertura,
- per il carico da neve e
- per il controsoffitto;

è stato inoltre considerato un carico lineare di 285daN/ml (ossia 50daN/mq su interasse di 5.7ml) applicato alla base delle travi reticolari per considerare le canalizzazioni appese alla copertura.

In analisi è stata applicata la seguente analisi dei carichi – come indicata a progetto 1972 (in considerazione della assenza di modifiche rilevati alla organizzazione delle stratigrafia di copertura e di controsoffitto):

- Peso proprio elementi in ferro e finitura esterna di copertura (eternit e ferro) 100 kg/mq
- Peso proprio controsoffitto 50 kg/mq
- Sovraccarico utile (*) 100 kg/mq
- Peso proprio canalizzazioni 50 kg/mq

(*) : I sovraccarico riferisce alla pedonabilità in copertura che in realtà non è ammissibile. L'azione deve quindi riferirsi ad un carico neve seppure non corretto in modulo. L'azione del vento non è stata considerata in analisi.

17.2.1 PESI PROPRI E PORTATI

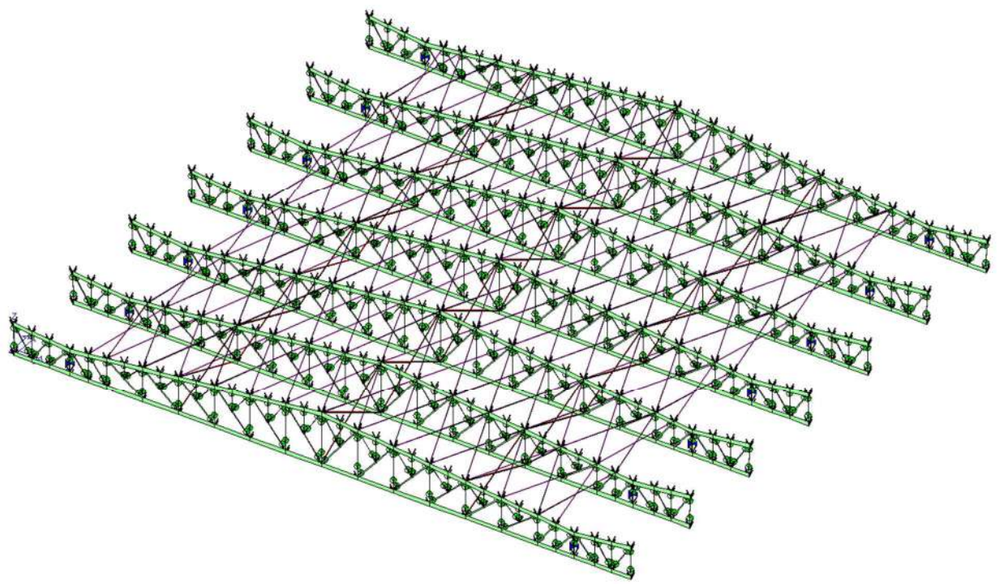


Figura 230: Peso proprio della copertura G

Tipo	carico concentrato nodale					
Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	Fontalino estremità-CN:Fz=-855.00	0.0	0.0	-855.00	0.0	0.0	0.0
2	Fontalino intermedi-CN:Fz=-1710.00	0.0	0.0	-1710.00	0.0	0.0	0.0
3	Retic.1_montanti -11; 11_CONTROSOFF.-CN:Fz=-79.00	0.0	0.0	-79.00	0.0	0.0	0.0
4	Retic.1_montanti -10;10_CONTROSOFF-CN:Fz=-155.00	0.0	0.0	-155.00	0.0	0.0	0.0
5	Retic.1_montanti -9; 9_CONTROSOFF-CN:Fz=-168.00	0.0	0.0	-168.00	0.0	0.0	0.0
6	Retic.1_montanti -8; 8_CONTROSOFF-CN:Fz=-173.00	0.0	0.0	-173.00	0.0	0.0	0.0
7	Retic.1_montanti -7; 7_CONTROSOFF-CN:Fz=-163.00	0.0	0.0	-163.00	0.0	0.0	0.0
8	Retic.1_ montanti -6; 6_CONTROSOFF-CN:Fz=-241.00	0.0	0.0	-241.00	0.0	0.0	0.0
9	Retic.1_altri mont._CONTROSOFF-CN:Fz=-320.00	0.0	0.0	-320.00	0.0	0.0	0.0
10	Retic.interm._montanti -11; 11_CONTROSOFF-CN:Fz=-158.00	0.0	0.0	-158.00	0.0	0.0	0.0
11	Retic.interm._montanti -10; 10_CONTROSOFF-CN:Fz=-311.00	0.0	0.0	-311.00	0.0	0.0	0.0
12	Retic.interm._montanti -9; 9_CONTROSOFF-CN:Fz=-336.00	0.0	0.0	-336.00	0.0	0.0	0.0
13	Retic.interm._montanti -8; 8_CONTROSOFF-CN:Fz=-346.00	0.0	0.0	-346.00	0.0	0.0	0.0
14	Retic.interm._montanti -7; 7_CONTROSOFF-CN:Fz=-325.00	0.0	0.0	-325.00	0.0	0.0	0.0
15	Retic.interm._montanti -6; 6_CONTROSOFF-CN:Fz=-482.00	0.0	0.0	-482.00	0.0	0.0	0.0
16	Retic.interm._altri mont._CONTROSOFF-CN:Fz=-640.00	0.0	0.0	-640.00	0.0	0.0	0.0
17	G1_copertura_montanti -11; 11-CN:Fz=-79.00	0.0	0.0	-79.00	0.0	0.0	0.0
18	G1_copertura_montanti -10; 10-CN:Fz=-156.00	0.0	0.0	-156.00	0.0	0.0	0.0
19	G1_copertura_montanti -9; 9-CN:Fz=-169.00	0.0	0.0	-169.00	0.0	0.0	0.0
20	G1_copertura_montanti -8; 8-CN:Fz=-174.00	0.0	0.0	-174.00	0.0	0.0	0.0
21	G1_copertura_montanti -7; 7-CN:Fz=-163.00	0.0	0.0	-163.00	0.0	0.0	0.0
22	G1_copertura_montanti -6; 6-CN:Fz=-241.00	0.0	0.0	-241.00	0.0	0.0	0.0
23	G1_copertura_altri montanti-CN:Fz=-320.00	0.0	0.0	-320.00	0.0	0.0	0.0

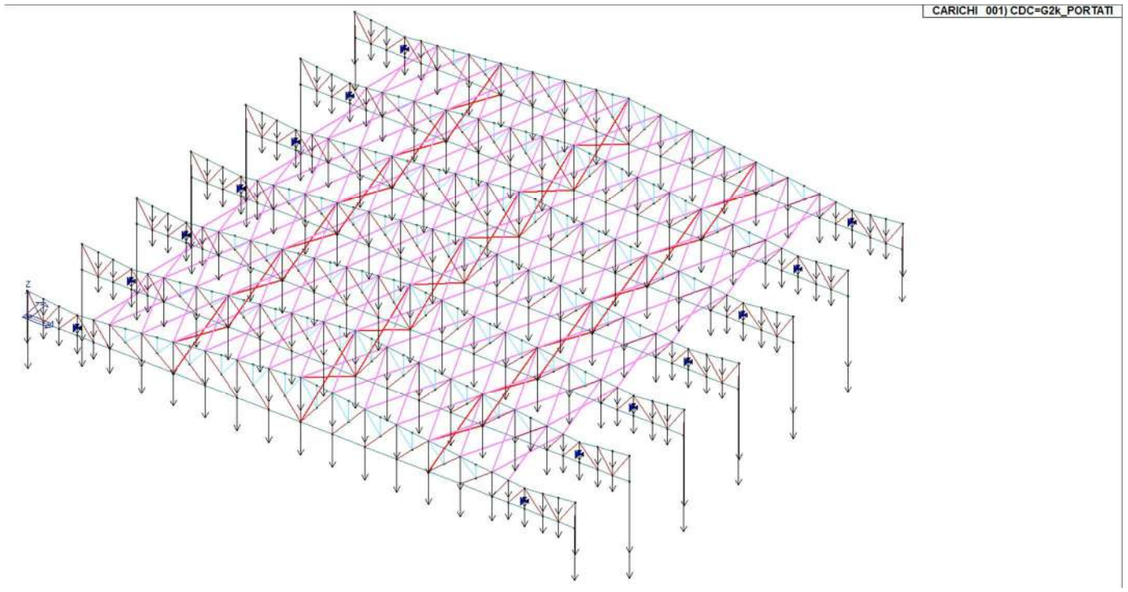


Figura 231: Portati dalla copertura G2

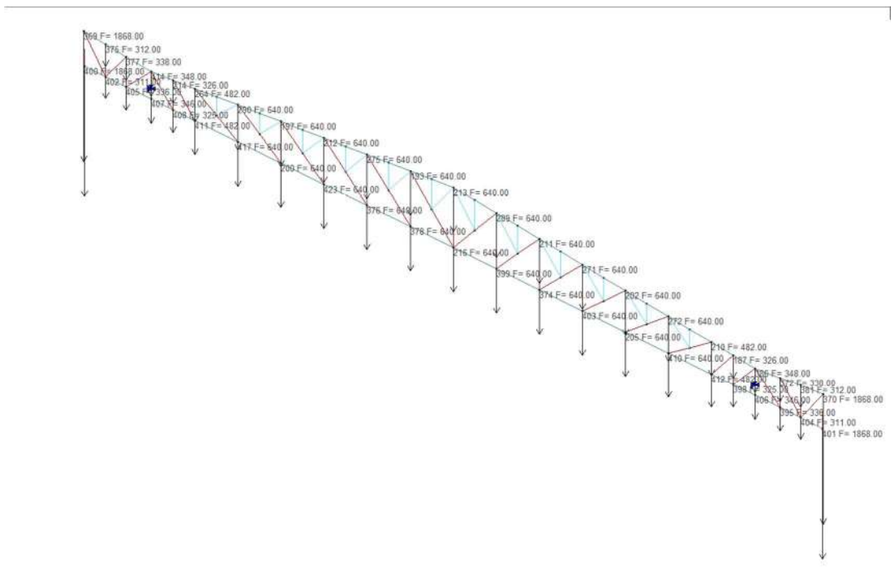


Figura 232: Particolare di una trave tipo – Portati dalla copertura G2

Tipo	carico distribuito globale su trave							
Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
31	LINEARE SOFFITTO_ESTREMITA'-DG:Fzi=-1.43 Fzf=-1.43	0.0	0.0	0.0	-1.43	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-1.43	0.0	0.0	0.0
32	LINEARE SOFFITTO_INTERMEDIO-DG:Fzi=-2.85 Fzf=-2.85	0.0	0.0	0.0	-2.85	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	-2.85	0.0	0.0	0.0

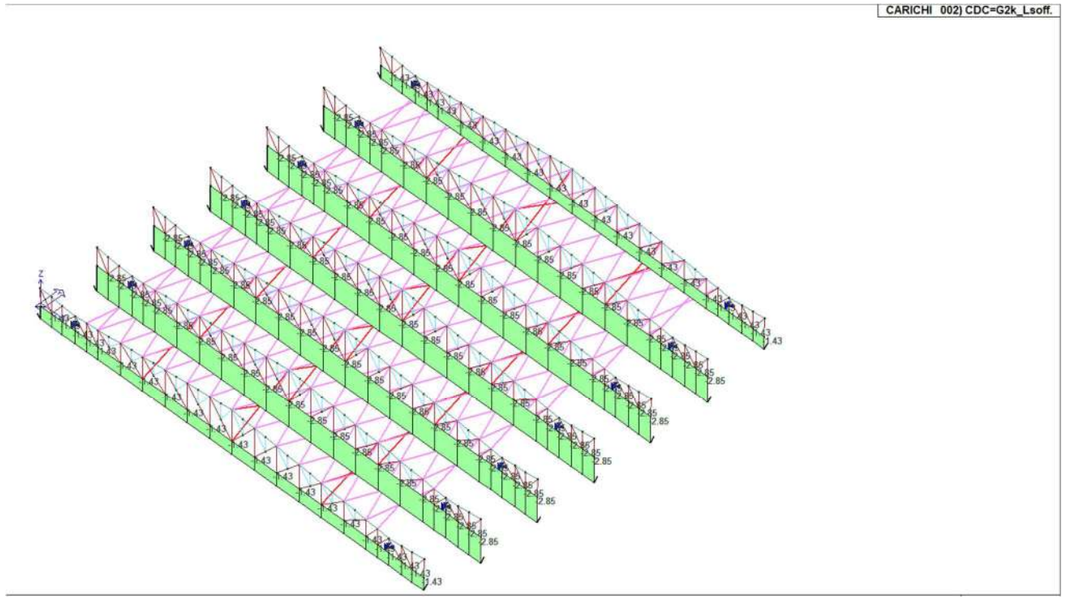


Figura 233: Carico lineare da canalizzazioni appese alla copertura G2

17.2.2 AZIONI ACCIDENTALI

Tipo	carico concentrato nodale						
24	Q_montanti -11; 11-CN:Fz=-158.00	0.0	0.0	-158.00	0.0	0.0	0.0
25	Q_montanti -10; 10-CN:Fz=-311.00	0.0	0.0	-311.00	0.0	0.0	0.0
26	Q_montanti -9; 9-CN:Fz=-336.00	0.0	0.0	-336.00	0.0	0.0	0.0
27	Q_montanti -8; 8-CN:Fz=-346.00	0.0	0.0	-346.00	0.0	0.0	0.0
28	Q_montanti -7; 7-CN:Fz=-325.00	0.0	0.0	-325.00	0.0	0.0	0.0
29	Q_montanti -6; 6-CN:Fz=-482.00	0.0	0.0	-482.00	0.0	0.0	0.0
30	Q_altri montanti-CN:Fz=-640.00	0.0	0.0	-640.00	0.0	0.0	0.0

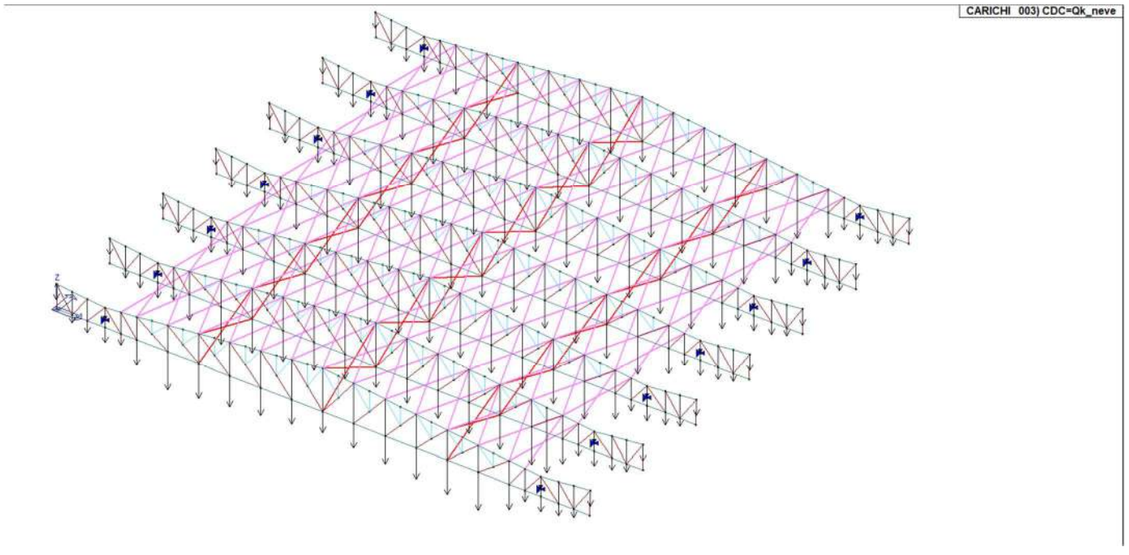


Figura 234: Accidentale Qn

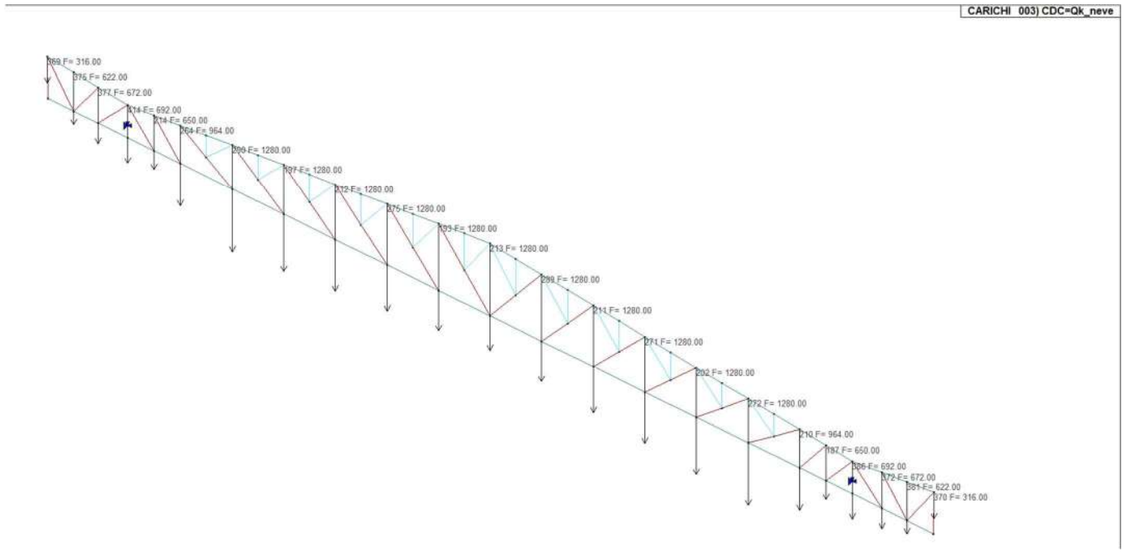


Figura 235: Particolare di una trave tipo - Accidentale Qn

17.2.3 COMBINAZIONI

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5	
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6	
7	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 7	
8	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 8	
9	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 9	

Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...
1	1.50	1.50	0.0
2	1.50	1.50	1.50
3	0.80	0.80	0.0
4	0.80	0.80	1.50
5	1.00	1.00	0.0
6	1.00	1.00	1.00
7	1.00	1.00	0.0
8	1.00	1.00	0.20
9	1.00	1.00	0.0

17.3 SOLLECITAZIONI

17.3.1 INVILUPPO M2-2

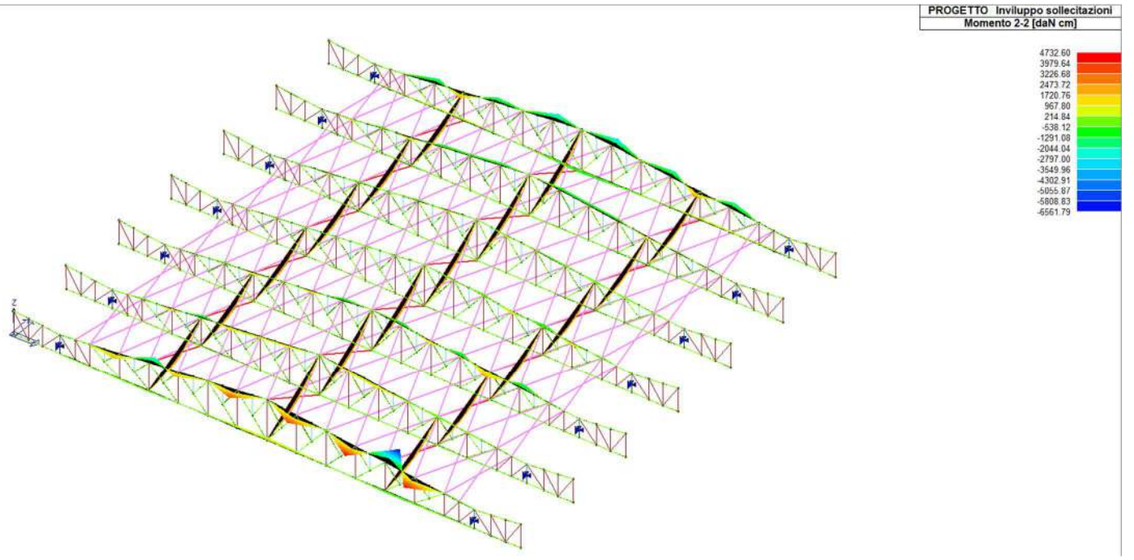


Figura 236: Inviluppo del Momento 2-2 allo SLU

17.3.2 INVILUPPO M3-3

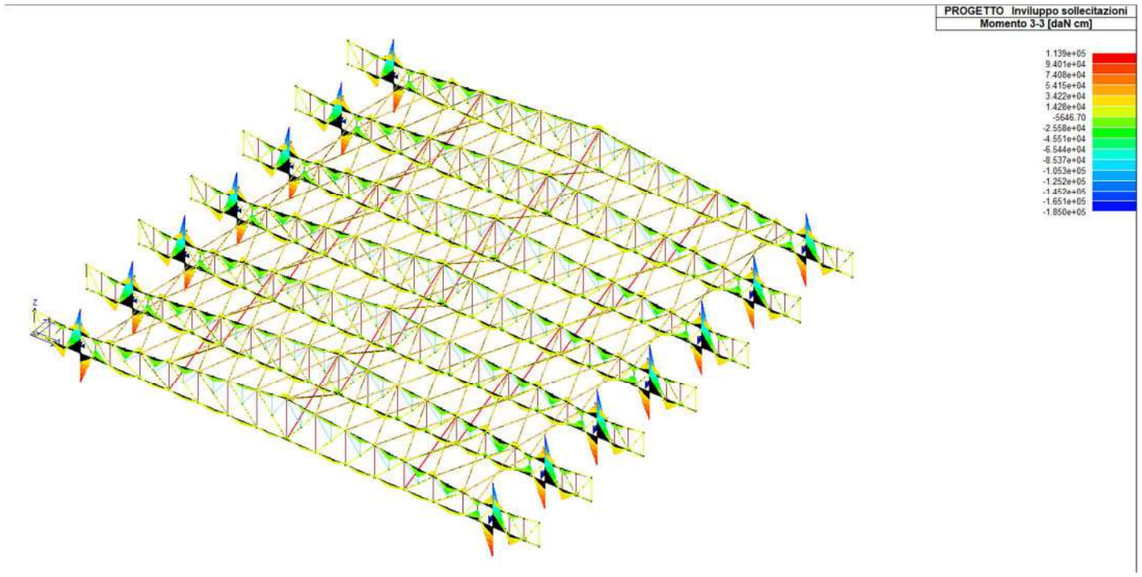


Figura 237: Inviluppo del Momento 3-3 allo SLU

17.3.3 INVILUPPO V2

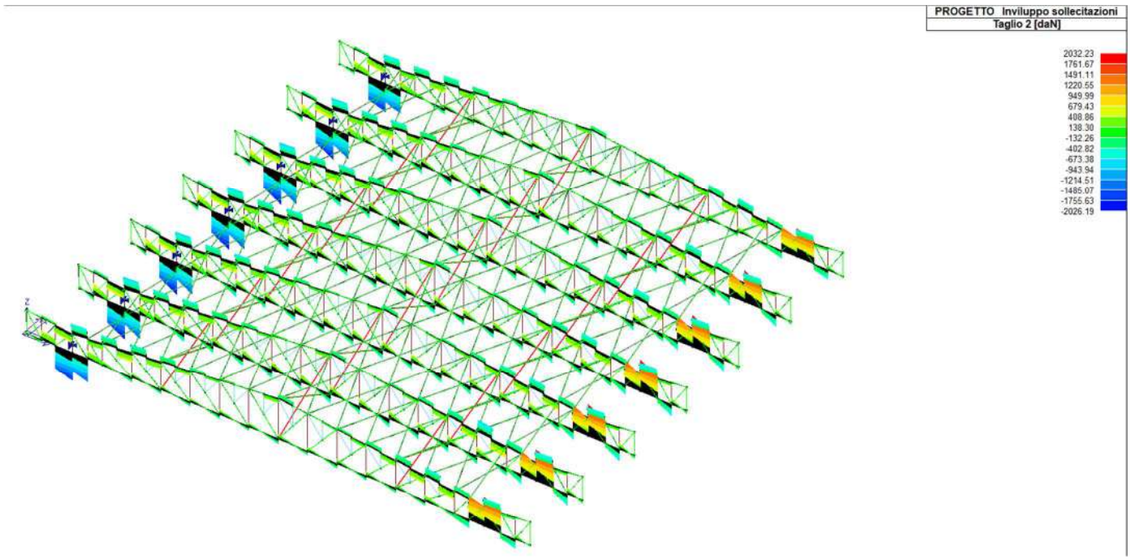


Figura 238: Inviluppo del Taglio 2 allo SLU

17.3.4 INVILUPPO V3-3

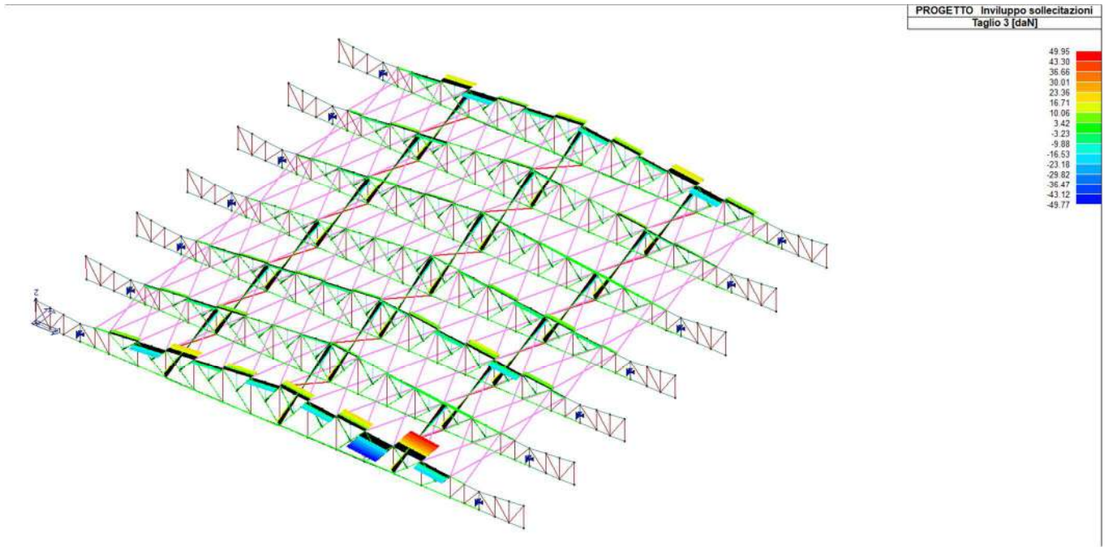


Figura 239: Inviluppo del Taglio 3 allo SLU

17.3.5 INVILUPPO N

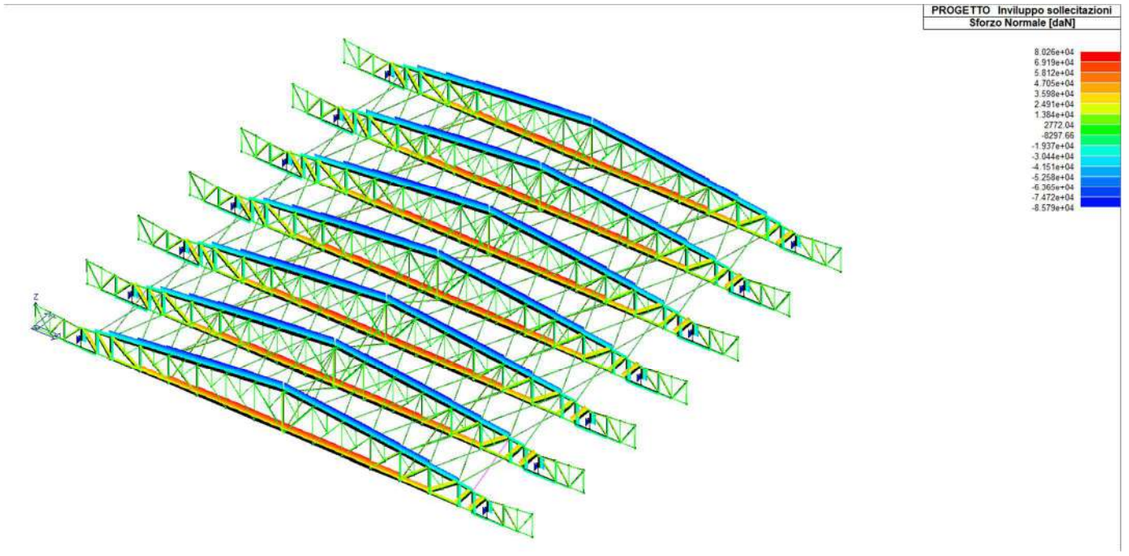


Figura 240: Inviluppo dello Sforzo N allo SLU

17.4 RISULTATI T.A.

17.4.1 PRESSIONI SU ACCIAIO

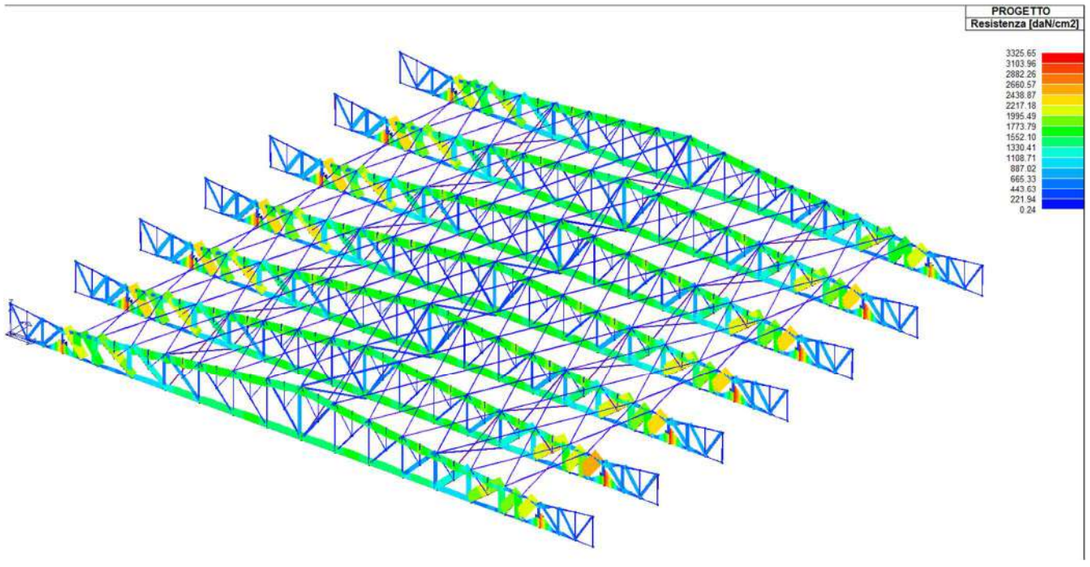


Figura 241: Tensioni su acciaio max 3325daN/cm2 > 1600 daN/cm2 (ex Fe360)

17.4.2 DEFORMATE

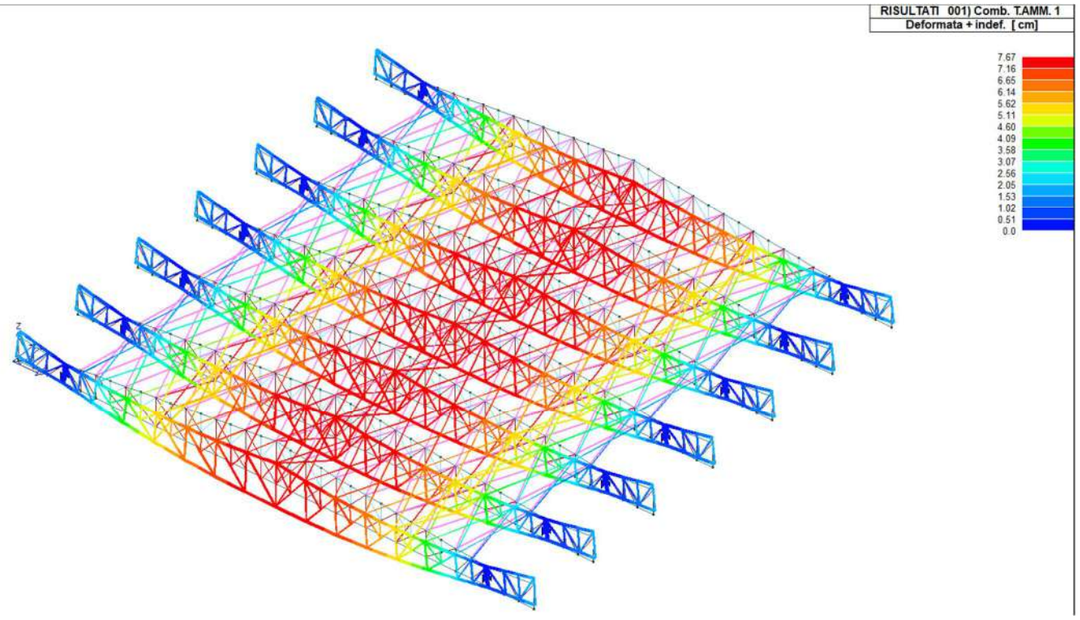


Figura 242: Deformata della copertura alle T.A.: 7.67cm su 31ml di luce (1/400)

17.5 RISULTATI SLU

17.5.1 VERIFICA N/M

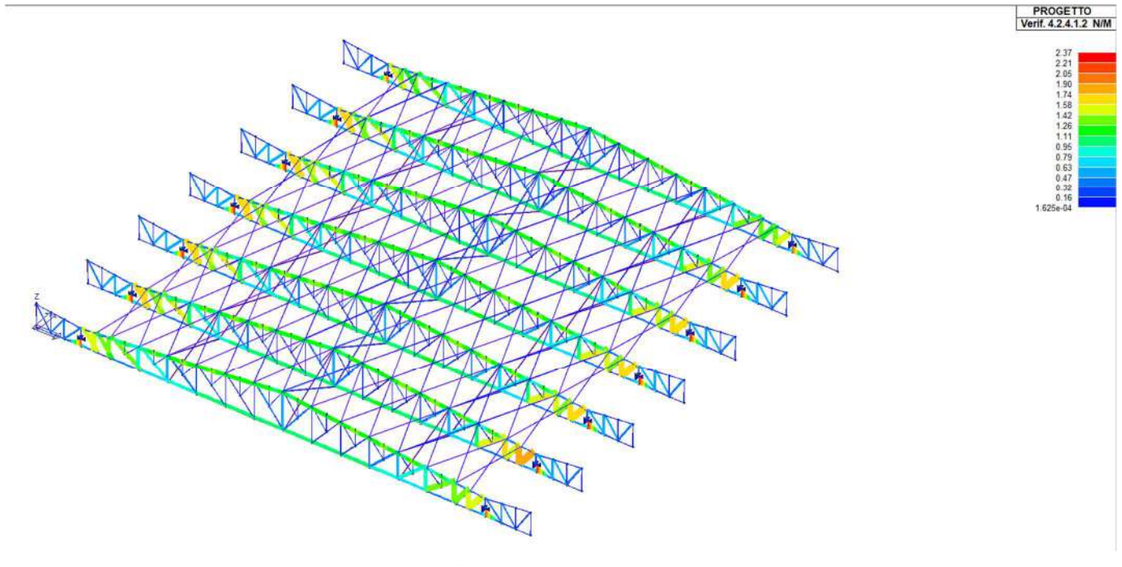


Figura 243: Verifica N/M

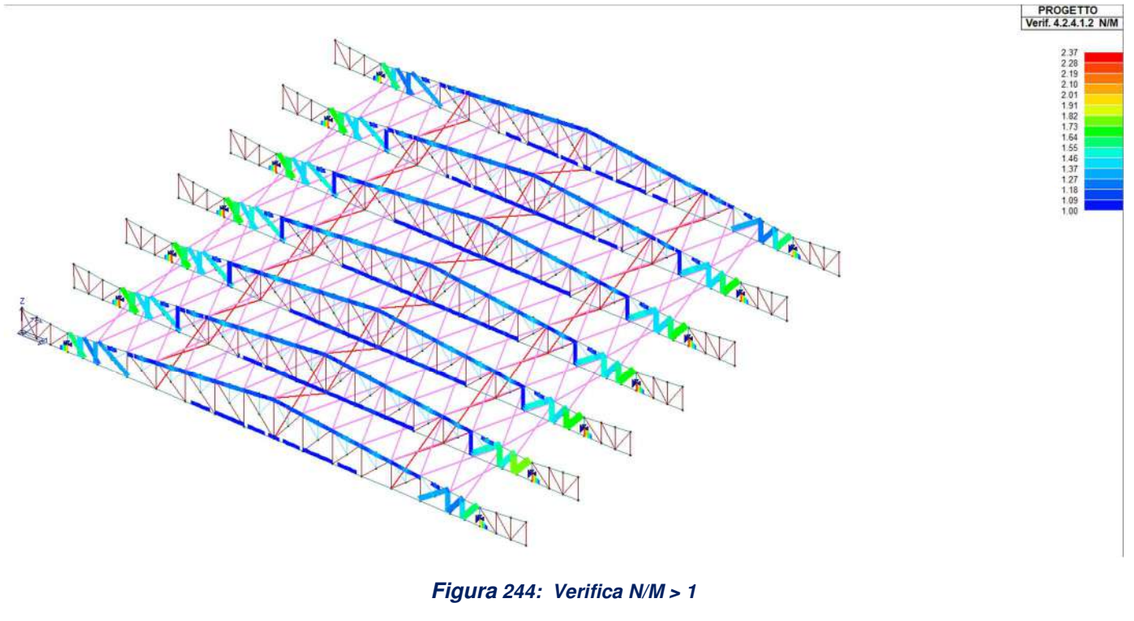


Figura 244: Verifica N/M > 1

17.5.2 VERIFICA V/T

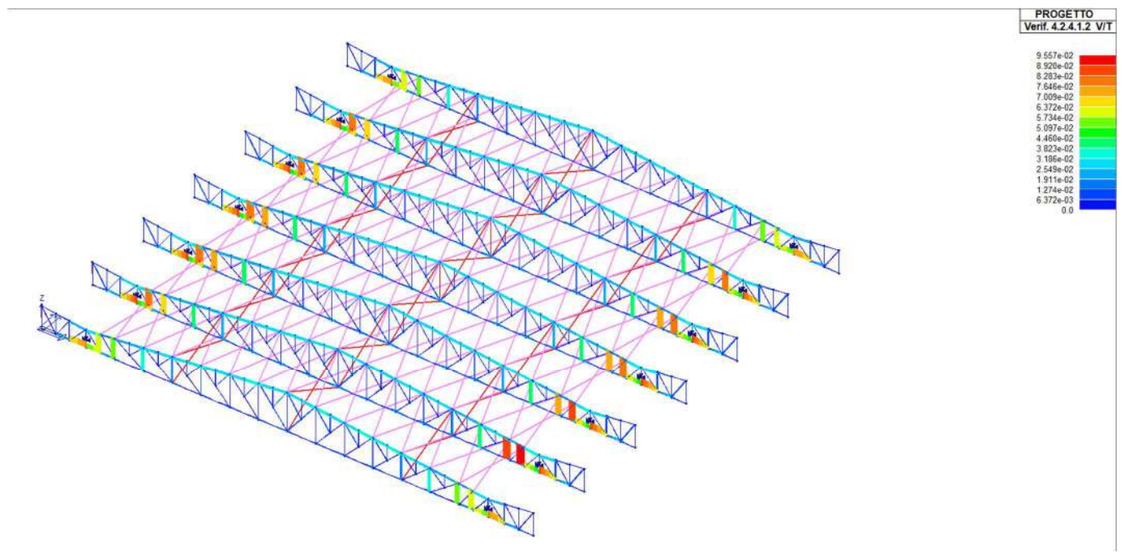


Figura 245: Verifica VT

17.5.3 STABILITA'

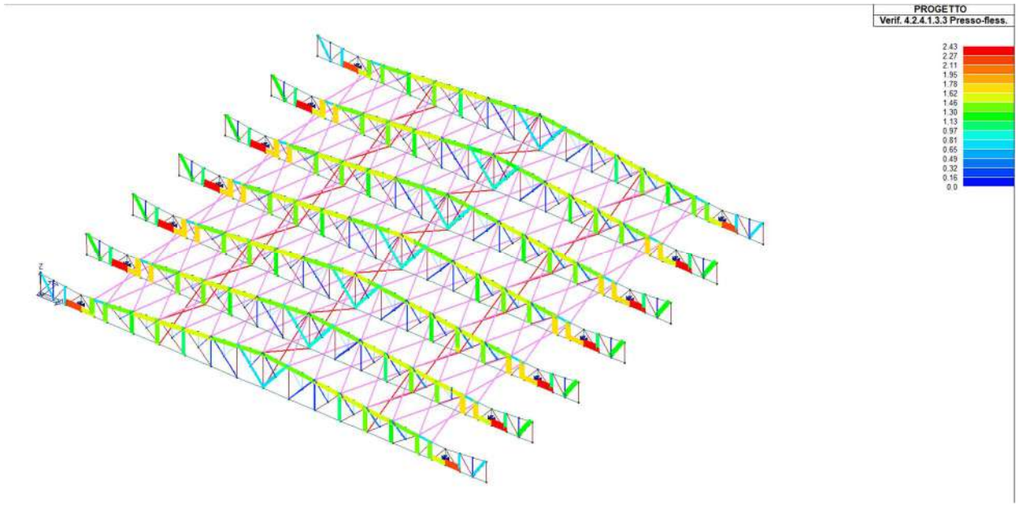


Figura 246: Verifiche di stabilità delle membrature presso-inflesse

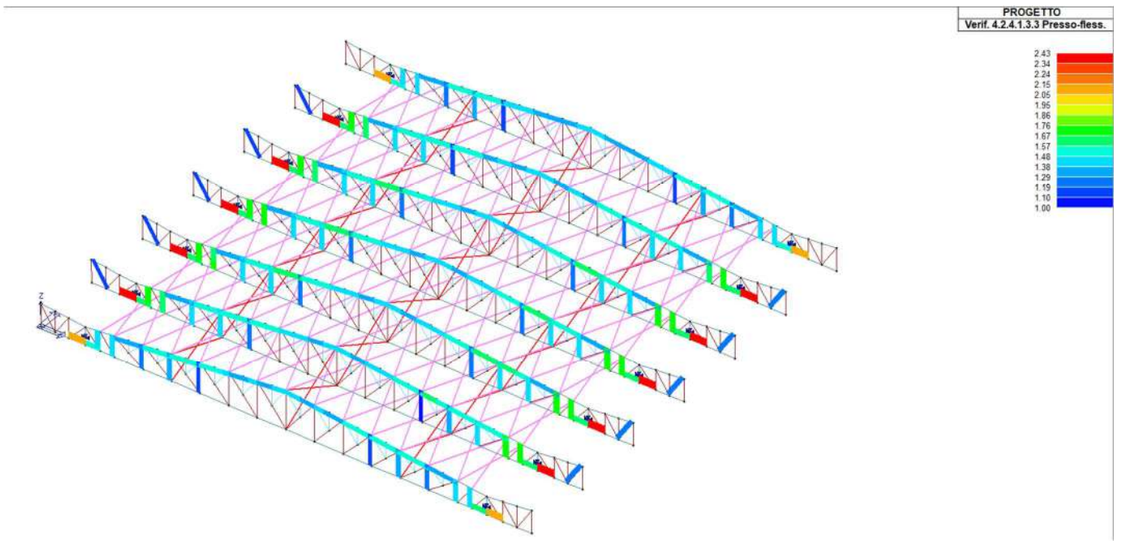


Figura 247: Verifiche di stabilità delle membrature presso-inflesse > 1

17.6 RISULTATI SLE

17.6.1 DEFORMATA

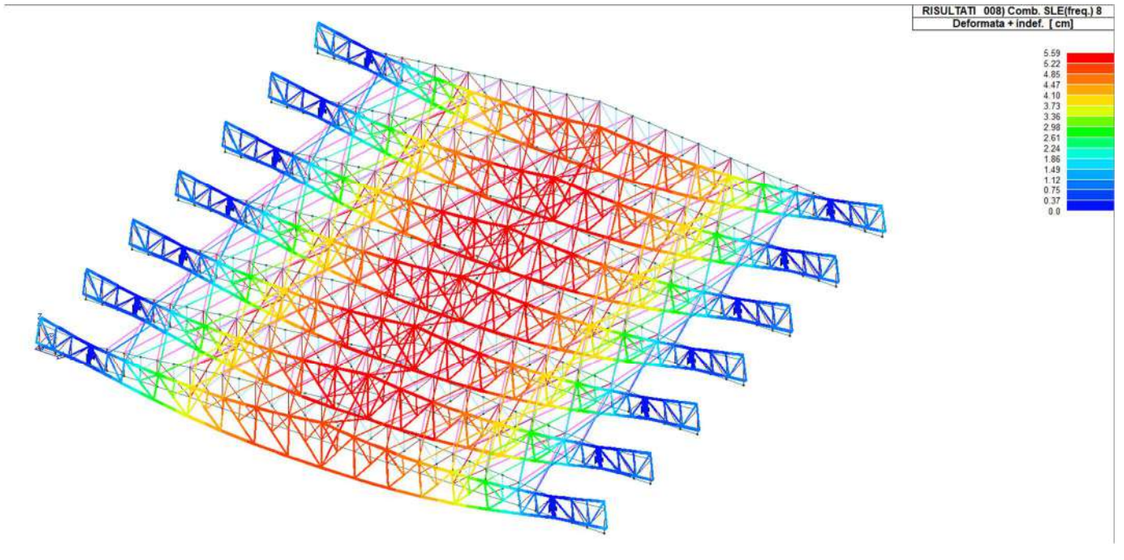


Figura 248: Deformata della copertura allo SLE frequente (5.59cm)

17.7 AZIONI VINCOLARI

Di seguito vengono riportati i valori delle reazioni vincolari conseguenti alle diverse condizioni di carico in copetura (G , Q) applicati come azioni concentrate gli appoggi sui pilastri della unità strutturale di Stralcio 1 oggetto di valutazione.

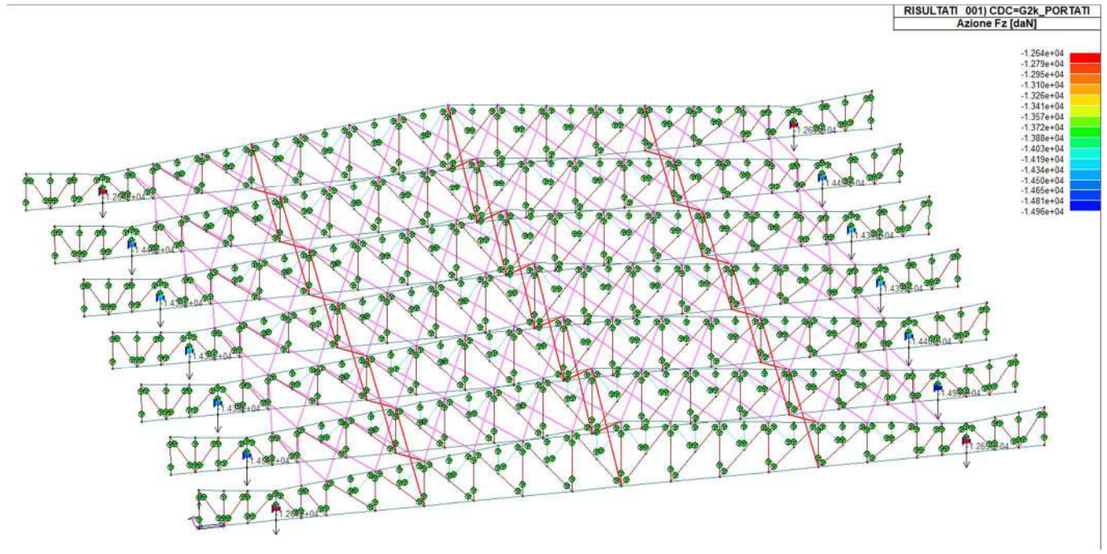


Figura 249: Azione vincolare Fz da carichi portati G2 = 14.960daN

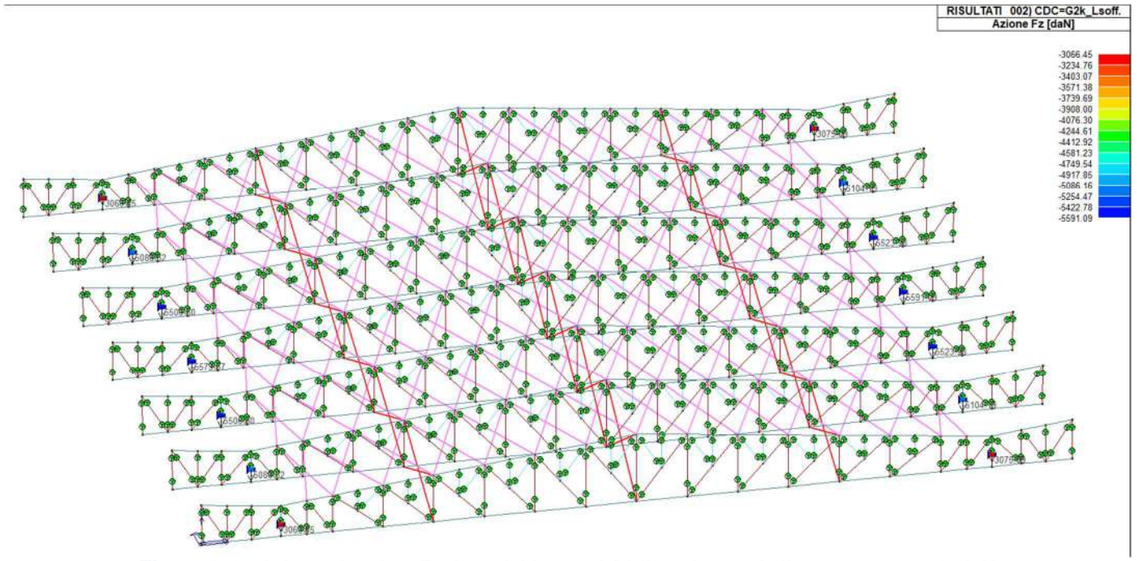


Figura 250: Azione vincolare Fz da carichi portati G2 lineari appesi alla copertura: 5.591daN

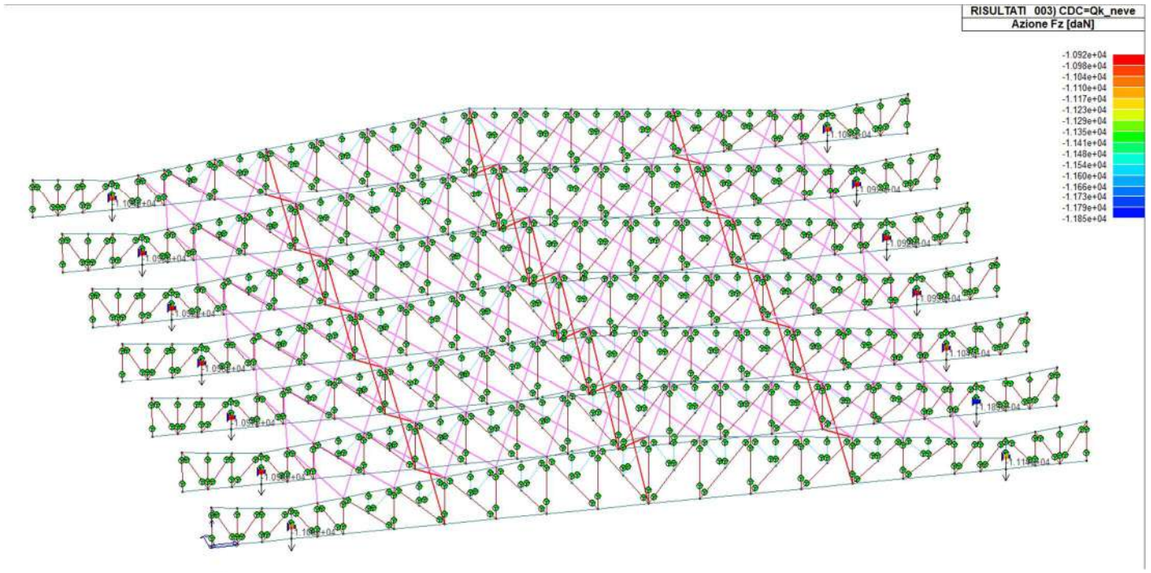


Figura 251: Azione vincolare Fz da carichi carichi accidentali Q : 11.850 daN

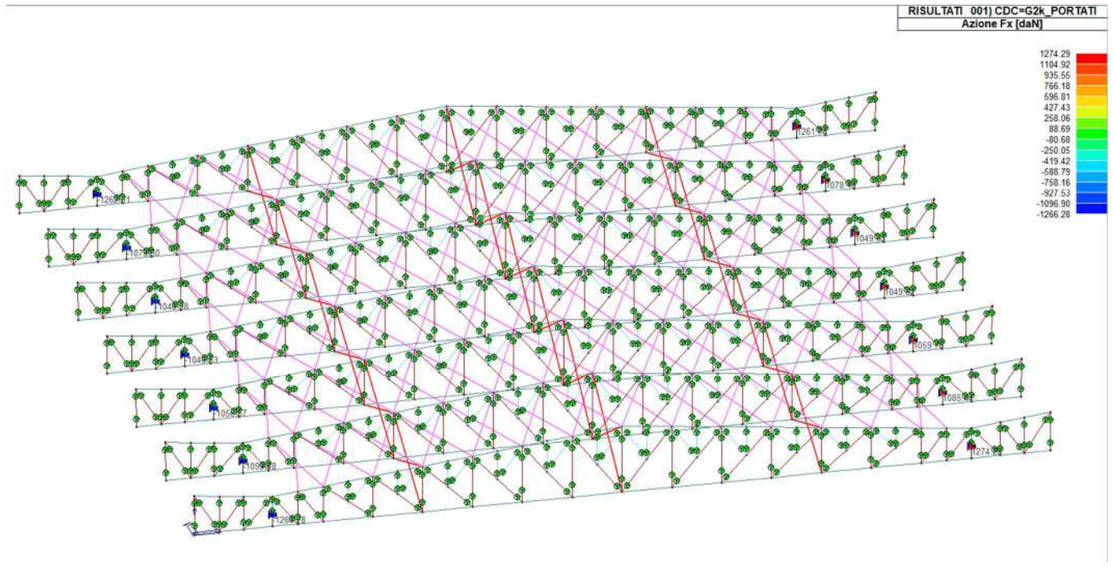


Figura 252: Azione vincolare Fx (in asse alle travi reticolari) da carichi portati G2 : 1.266 daN

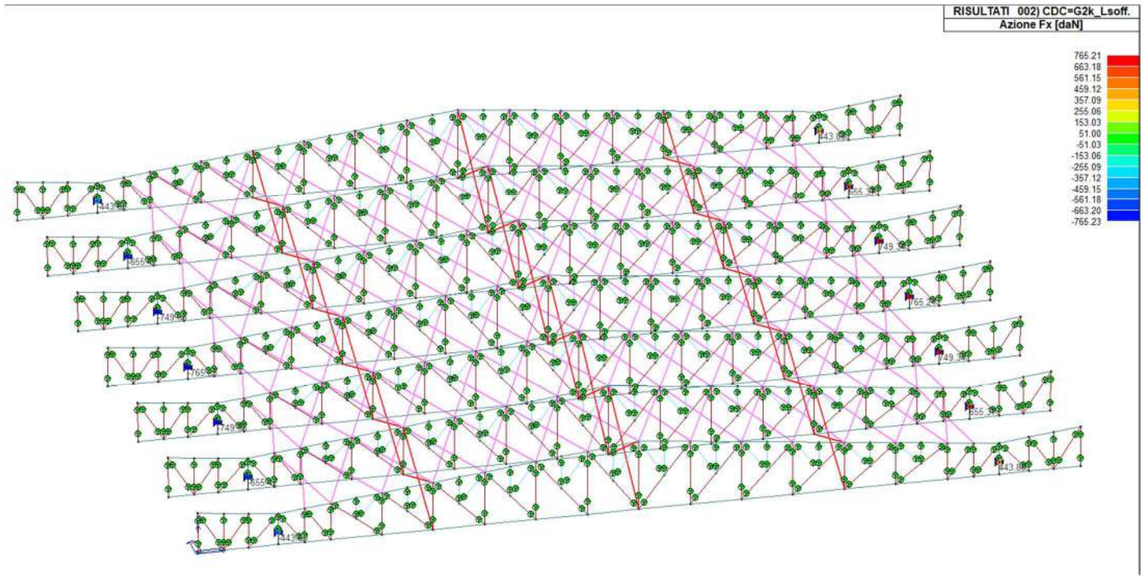


Figura 253: Azione vincolare Fx da carichi portati G2 lineari appesi alla copertura : 765 daN

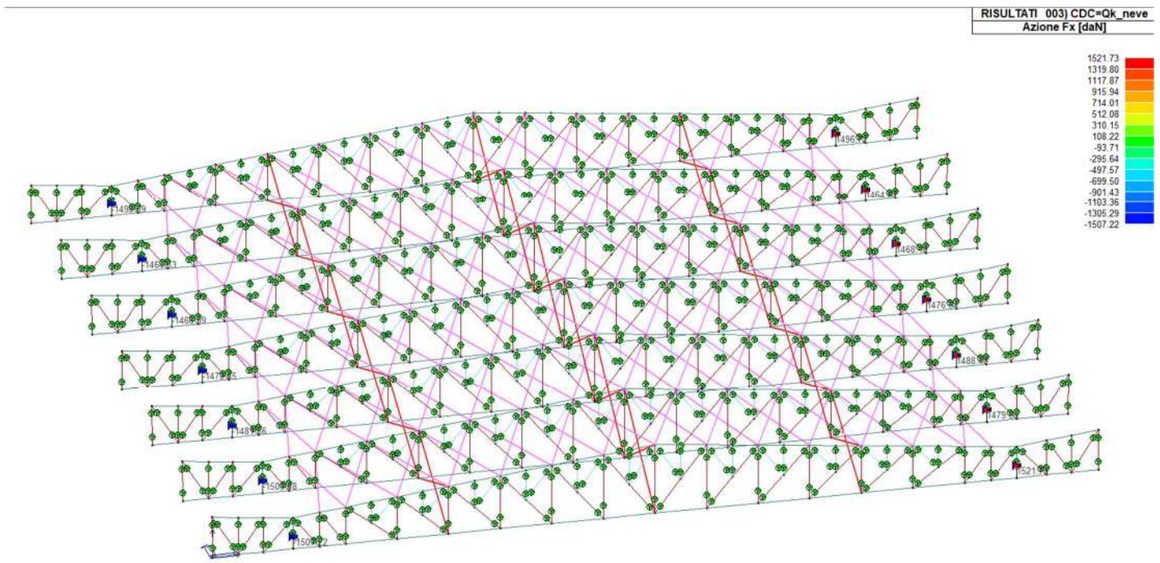


Figura 254: Azione vincolare Fx da carichi carichi accidentali da Q : 1.507 daN

Nota : non sono presenti reazioni vincolari significative in Y in quanto l'analisi è stata effettuata con carichi statici senza includere l'azione del vento o effetti di distorsione termica.

18 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI RIDUZIONE DEI PORTATI

Il capitolo presenta gli effetti indotti sulle prestazioni sismiche degli elementi strutturali da azioni di sistemazione di copertura e prospetto con riduzione dei portati in termini di:

- Riduzione del peso del frontalino perimetrale dell 80% con installazione di elemento metallico (nella simulazione di ipotizza un peso a ml di 180daN)
- Eliminazione del rivestimento in facciata e della contro parete interna in laterizio con successiva applicazione di un sistema di rivestimento che consenta una riduzione del 75% del peso (incidenza di 50 daN/mq)
- Sostituzione delle vetrate con riduzione del peso (ed installazione di vetraggi dal peso di circa 180 daN/mq)

A seguire i risultati di analisi con verifica delle travi (con particolare riferimento agli elementi a sbalzo che presentano criticità), dei pilastri e delle pareti in c.a. (in cui le verifiche a presso flessione critiche per la snellezza delle pareti possono essere migliorate dalla riduzione dei portati).

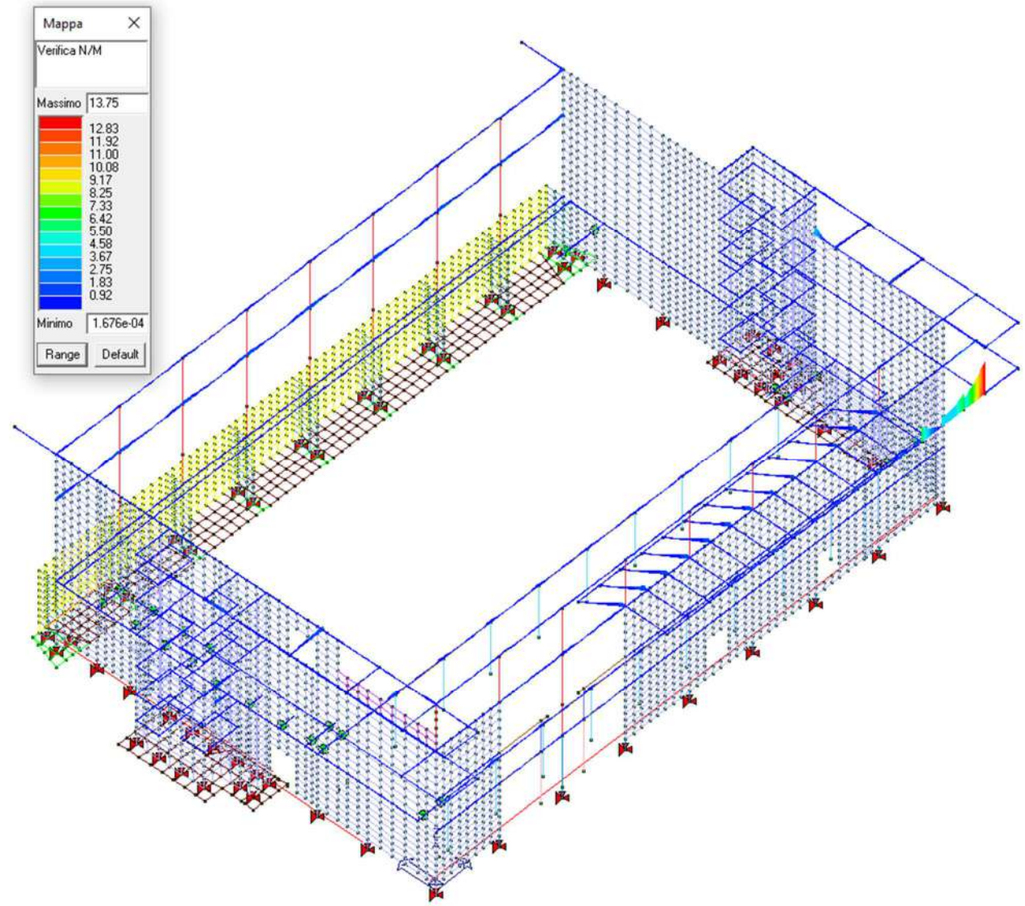


Figura 255: Verifica travi N/M 40% ag

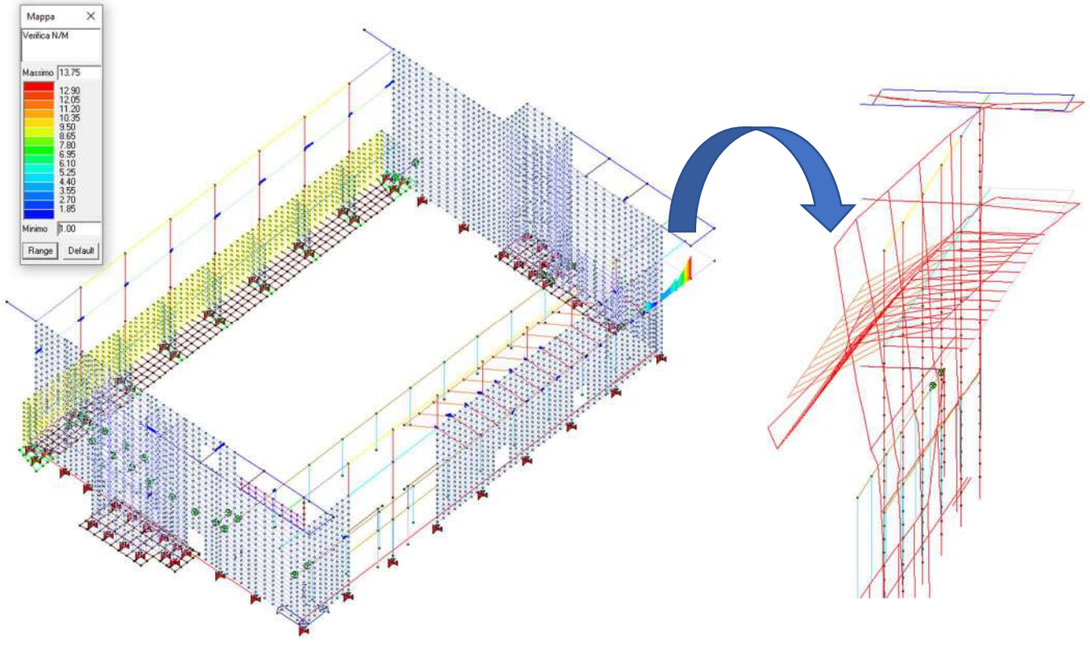


Figura 256: Verifica travi N/M 40% ag > 1 (elementi NV) - Particolare della deformata

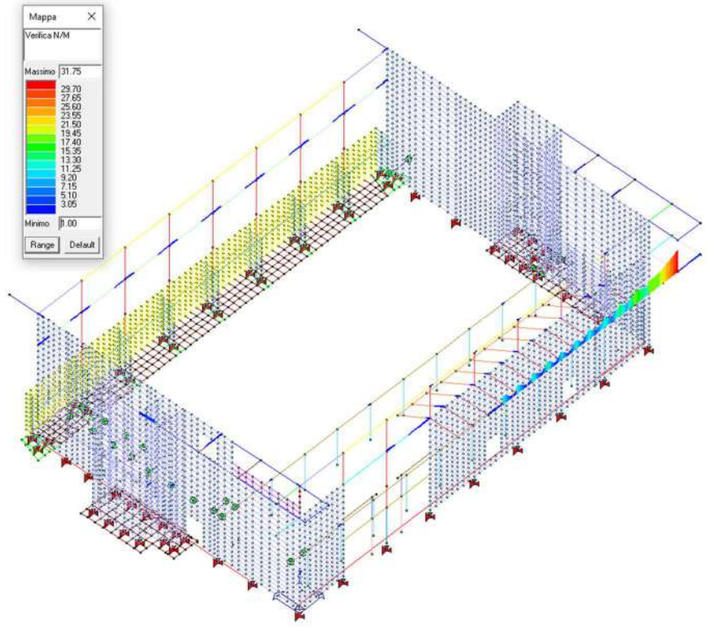


Figura 258: Verifica travi N/M 60% ag > 1 (elementi NV)

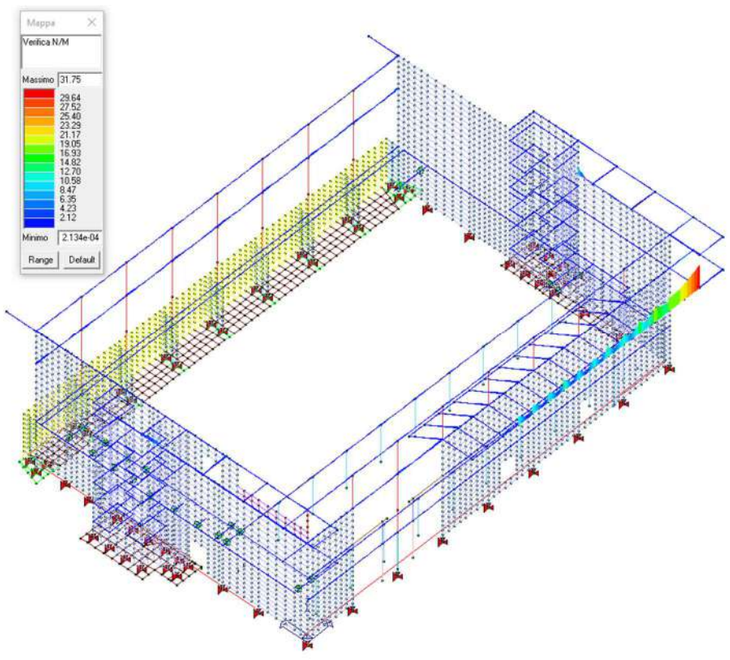


Figura 257: Verifica travi N/M 60% ag

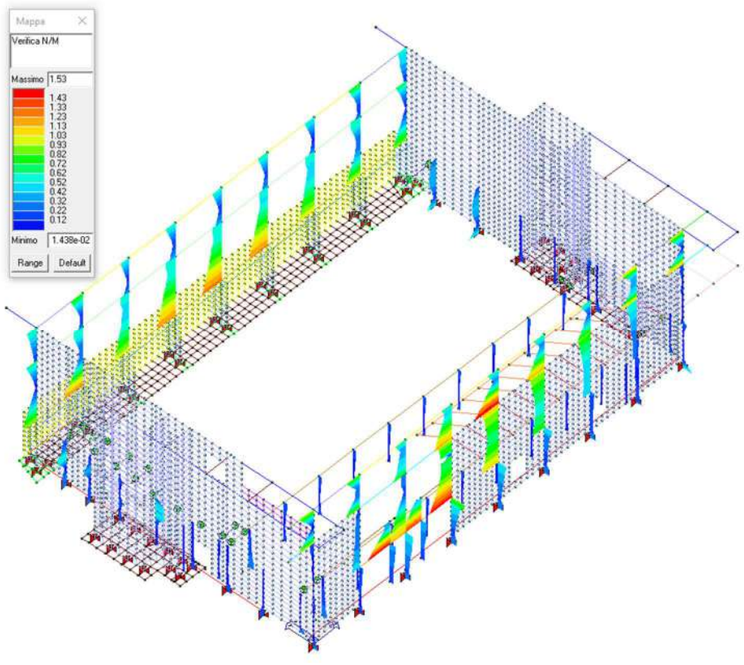


Figura 259: Verifica pilastri N/M 60% ag

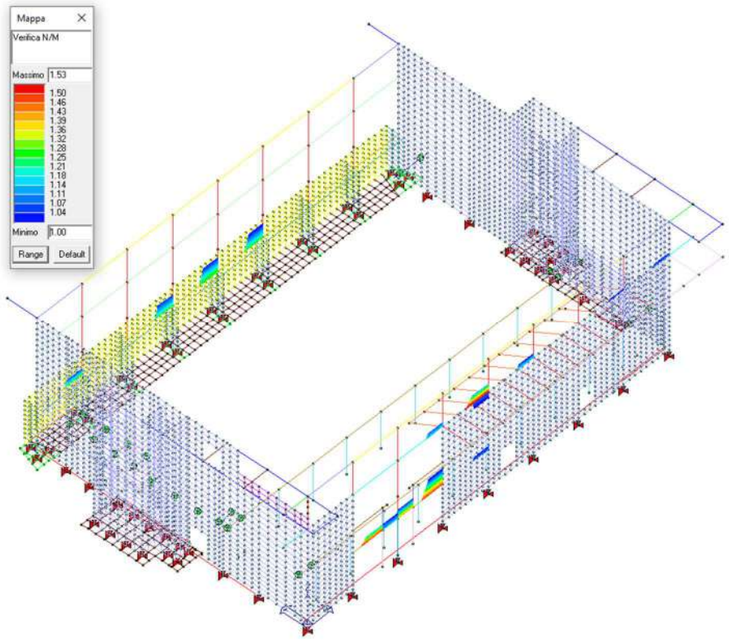


Figura 260: Verifica pilastri N/M 60% ag > 1 NV

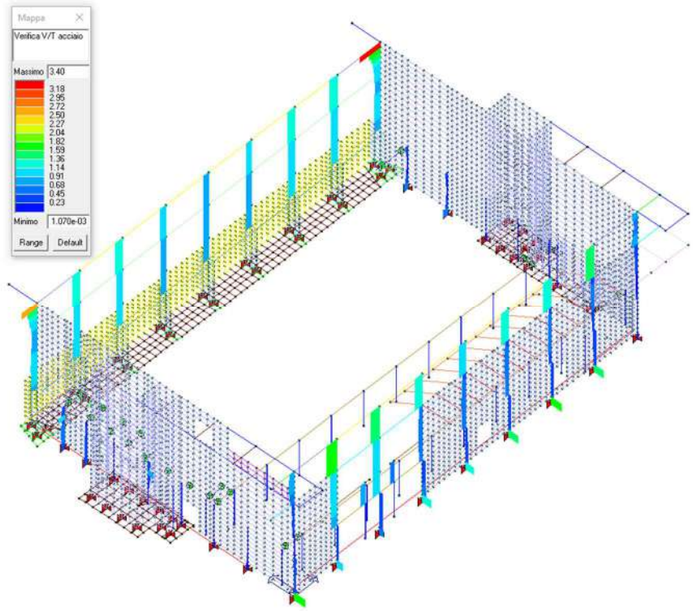


Figura 261: Verifica pilastri V/T acciaio 60% ag

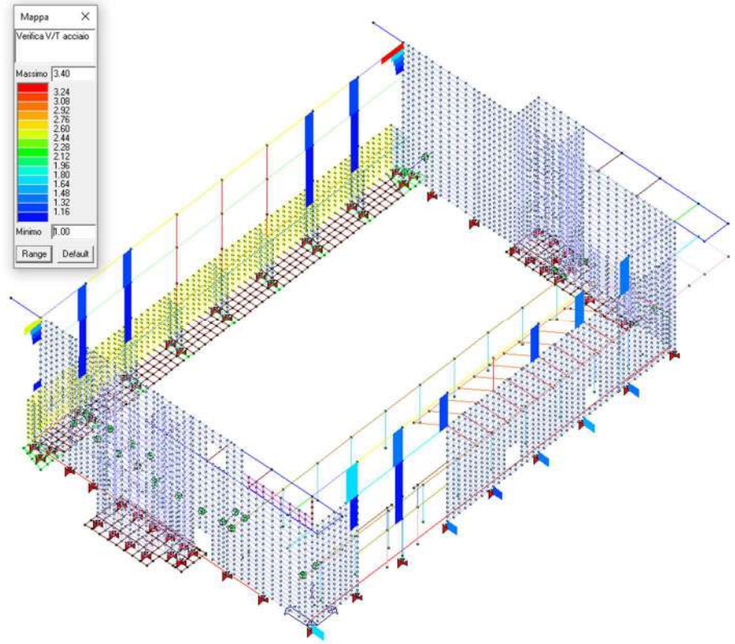


Figura 262: Verifica pilastri V/T acciaio 60% ag > 1 NV

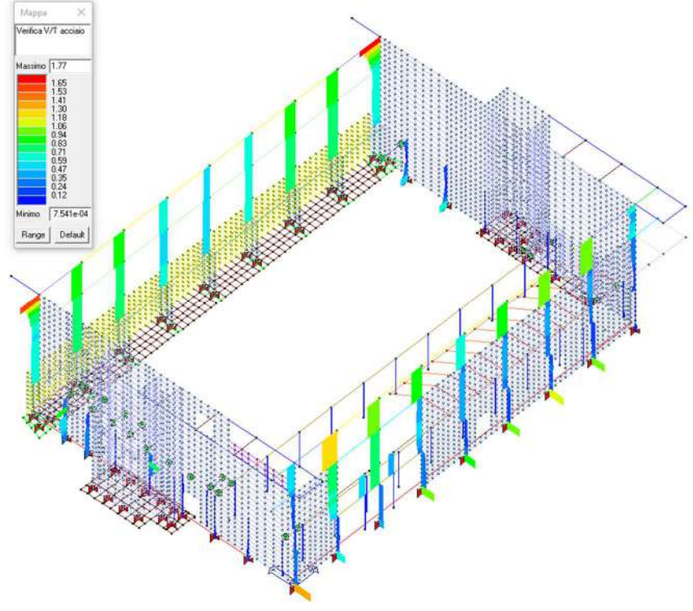


Figura 263: Verifica pilastri V/T acciaio 40% ag

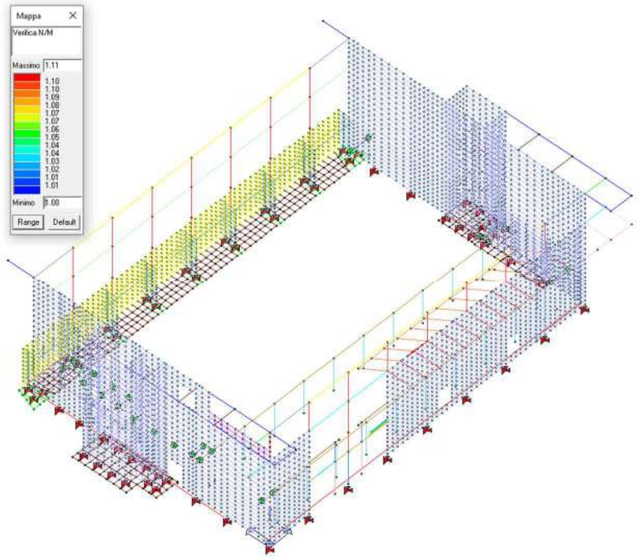


Figura 264: Verifica pilastri V/T acciaio 40% ag > 1 NV

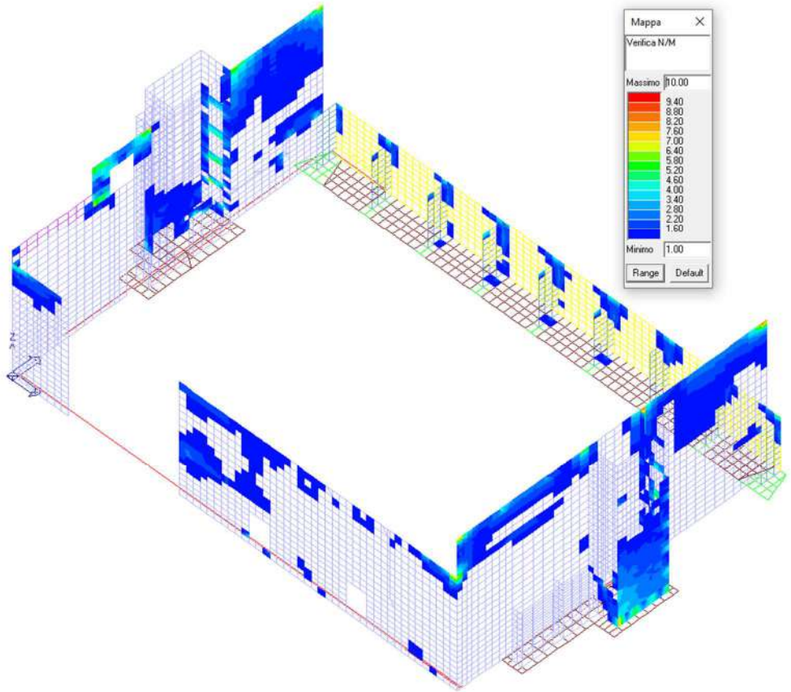


Figura 265: Verifica D3 N/M 40% ag > NV

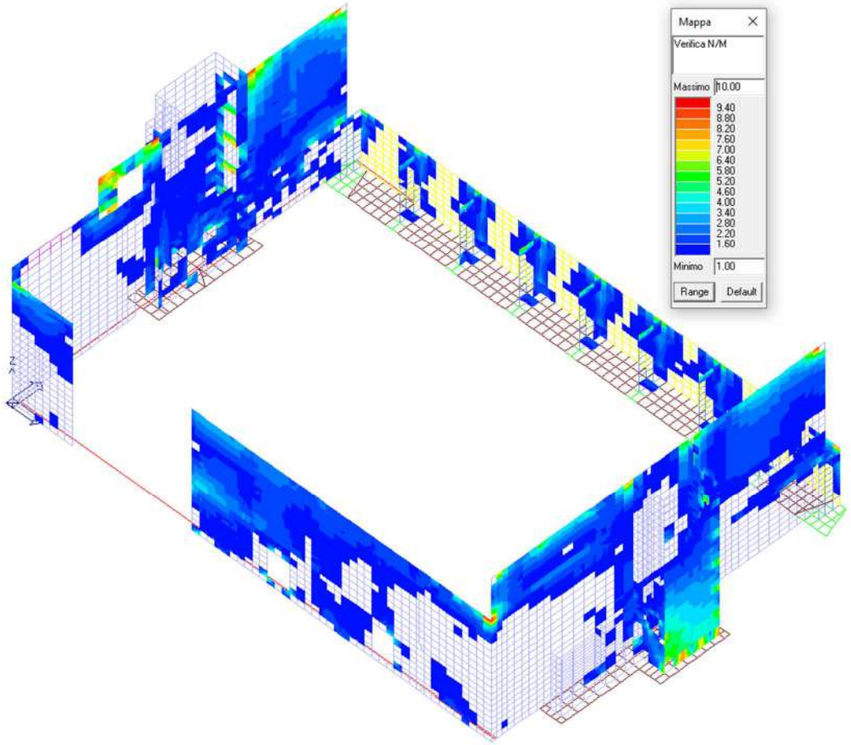


Figura 266: Verifica D3 N/M 60% ag > 1 NV

19 VULNERABILITA' SECONDARIE

Nel merito, si rimanda alla scheda generale di valutazione delle vulnerabilità secondarie prodotte in RELAZIONE DI SINTESI (Documento R6) di cui si riportano in sintesi i temi principali.

1.1 CONTROSOFFITTO E CANALI IMPIANTISTICI A CONTROSOFFITTO

Il controsoffitto, insieme con le canalizzazioni impiantistiche di ricambio aria, rappresentano una vulnerabilità di elevata criticità per le seguenti motivazioni:

- Sistema costruttivo di fissaggio dei componenti;
- Elevata suscettibilità alla corrosione in ambiente umido dei componenti;
- Avanzato Livello di corrosione e degrado di alcuni elementi (pendini, lastre, piatti di supporto);
- Impossibilità di controllo complessivo del sistema per inibita accessibilità all'intera superficie di copertura;
- Assenza di sistemi provvisionali che consentano l'accessibilità all'intera superficie di copertura;
- Natura dell'eventuale collasso: fragile-improvviso e sequenziale;

A seguire un riepilogo delle criticità più evidenti e ripetute.

1. Appoggio diretto di orditure metalliche secondarie ai profili metallici della struttura principale, con rischio di collasso per perdita di appoggio (condizioni sismiche o vento forte)
2. Elevata corrosione e degrado delle canalizzazioni in appoggio sulla struttura del controsoffitto
3. Distacco di alcune pendinature

Figura 267*: **Criticità del sistema di fissaggio del controsoffitto***

Figura 268: ***Criticità di accessibilità***

Figura 269: ***Condizioni delle canalizzazioni ed accessibilità***

1.2 CONTROPARETI E RIVESTIMENTI

Come esposto in paragrafo 6.2 precedente in merito alle verifiche N/M SLV delle pareti in c.a., l'elevazione significativa della parete e la conseguente elevata snellezza oltre alla ampiezza del fronte di tamponamento determinano la vulnerabilità per ribaltamento sotto azioni sismiche del tamponamento in controparete . La realizzazione di una controparete di minor peso potrebbe oltre essere di beneficio per le pareti in c.a.

Infine, il rivestimento esterno non risulta essere adeguatamente fissato alla muratura in c.a.

1.3 SERRAMENTI

L'elevazione dei telai in alluminio della parete vetrata (di altezza pari a 10ml , come le murature di tamponamento dei lati corti della vasca), l'ampiezza delle specchiature vetrate (comprese tra i pilastri in c.a. di appoggio della struttura di copertura) e la natura del vetraggio presente (con vetri non certificati di sicurezza) giustifica la vulnerabilità della parete vetrata ad azioni sismiche orizzontali.

Come per la muratura di controparete, il distacco del telaio metallico della parete vetrata o la rottura delle parti vetrate, pur non determinante per la resistenza e deformabilità del telaio principale, ne compromette la operatività, configurandosi come elemento di rischio per la fruibilità in sicurezza dell'impianto.

1.4 TAMPONAMENTI CON FACCIATE IN ALLUMINIO E VETRO

I tamponamenti di facciata del livello +7.0m, relativo alla galleria delle tribune e di accesso ai vani scala laterali, dovranno essere assicurati contro fenomeni di ribaltamento. La facciata, inoltre, dovra essere ottimizzata in peso e realizzata con vetraggi di sicurezza.

1.5 SOLAI DELLA GALLERIA DI LIVELLO +7.00m

I solai a lastra della galleria in appoggio su elementi strutturali di unità strutturali distinte dovranno essere garantiti con supporti e fissaggi funzionali ad inibire meccanismi di perdita di appoggio.

1.6 DEGRADO DELLE PARTI IN C.A. A CONTATTO CON VAPORI DI CLORO

A piano interrato (livello -4.26m), in corrispondenza dei locali tecnici è stato riscontrato in elevato degrado delle parti in c.a. per carbonatazione del calcestruzzo e corrosione dei ferri esposti. Il fenomeno è enfatizzato da:

- Le condizioni ambientali di elevata umidità e presenza di cloro (stoccato in contenitori) e scarsa ventilazione;
- Assenza di rivestimento delle parti strutturali

Sulle armature a vista sono state rilevate tracce di passati interventi di protezione delle armature con prodotti a base di malta idraulica monocomponente rialcalinizzante anticorrosiva senza tuttavia completare il procedimento con la ricostruzione delle parti di calcestruzzo mediante applicazione di malta idraulica antiritiro con effetto tixotropico.

Ciò malgrado non sono state riscontrate fessurazioni e deformabilità significative sulle travi sui campi di solai ad esse riferiti. Per queste zone dovranno essere comunque previsti interventi di ripristino e protezione delle parti in c.a., eventualmente combinandoli con le lavorazioni di rinforzo emerse dalla analisi statica e dinamica.

Figura 270: ***Degrado per carbonatazione e corrosione delle parti in c.a. a vista nei locali tecnici di piano interrato***

In merito, la comparazione degli elaborati progettuali ha confermato la effettuazione sulla porzione di campo di solaio adiacente le vasche piccole e soprastante vani tecnici in questione di una variante strutturale in corso d'opera (rilevata e richiamata in Elaborato di rilievo strutturale e analisi storico critica R2.1) in cui la realizzazione di muri di partizione in falso ha generato aggravi di sollecitazioni sia sulle travi che sui pilastri di appoggio lato vasche e lato parete del fabbricato. Tali elementi presentano inoltre ad intradosso il degrado descritto. Le condizioni sia statiche e le limitate prestazioni sismiche insieme con le condizioni di degrado motivano pertanto un rapido intervento di ripristino corticale e rinforzo degli elementi strutturali individuati in elaborato grafico S1.1.3 di R2.1.

20 SOMMARIO

1 PREMESSA ... 1
2 DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO ... 2
2.1 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA - SOLAI ... 4
2.1.1 SOLAIO DI PRIMO IMPALCATO 36+4 (sala vasche) ... 4
2.1.2 SOLAIO DI PRIMO IMPALCATO 20+4 (solai di tipo A e B della sala vasche) ... 4
2.1.3 SOLAIO DI SECONDO IMPALCATO (livello balcone) ... 4
2.1.4 SOLAIO DI TERZO IMPALCATO (livello tribune) ... 4
2.1.5 SOLAIO DI QUARTO IMPALCATO (copertura) ... 4
2.1.6 TABELLA DATI ELEMENTI SOLAIO ... 5
2.1.7 AZIONI TRASMESSE DALLA COPERTURA METALLICA ALLA STRUTTURA IN C.A. DI STRALCIO 1 ... 5
2.1.8 MODELLAZIONE DEL FRONTALINO PERIMETRALE DI COPERTURA ... 5
2.1.9 AZIONI TRASMESSE DAI SOLAI IN APPOGGIO SU UNITA' STRUTTURALI DISTINTE ... 6
2.2 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – TAMPONAMENTI ... 7
2.3 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA - RIVESTIMENTI ... 7
2.4 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – SPINTE DEL TERRENO ... 7
2.5 STIMA DELLE AZIONI PRESENTI SULLA STRUTTURA – PARAPETTI ... 8
2.6 SPINTE IDROSTATICHE ED IDRODINAMICHE DELL'ACQUA NELLE VASCHE ... 8
3 MODELLAZIONE DELLE FONDAZIONI ... 9
4 METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI ... 10
4.1 INFORMAZIONI SUL CODICE DI CALCOLO ... 10
5 MODELLAZIONE DELLA GEOMETRIA DELL'EDIFICIO ... 11
5.1 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI ... 11
5.2 MODELLAZIONE STRUTTURA: NODI ... 12
5.3 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA : ELEMENTI D2 ... 14
5.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA: ELEMENTI D3 ... 15
5.5 ELEMENTI SOLAIO ... 16
6 MODELLAZIONE DELLE AZIONI ... 19
6.1 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO ... 19
7 ANALISI SISMICA ... 22
7.1 AZIONE SISMICA ... 22
7.2 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE ... 23
7.3 FREQUENZE PRINCIPALI DEL TELAIO ... 24
7.4 RISPOSTA SISMICA LOCALE ... 25
7.4.1 RSL - SLV ... 25
7.4.1 RSL – SLD ... 25
7.4.1 RSL - SLO ... 26
8 COMBINAZIONI DI CARICO ... 27
8.1 Combinazioni SLU e SLE ... 27
8.2 Combinazioni SLV ... 28
8.3 Combinazioni SLD ... 28
8.4 Combinazioni SLO ... 29
9 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IN MODELLO F.E.M. ... 29
10 RISULTATI PRINCIPALI ... 32
10.1 PROGETTO ALLE TA CON IMPLEMENTAZIONE DEGLI SCHEMI DI ARMATURA DI PROGETTO ... 32
10.1.1 PILASTRI ESISTENTI TA ... 32
10.1.2 TRAVI ESISTENTI TA ... 36
10.2 RISULTATI DELLE VERIFICHE SLU ... 39
10.2.1 PILASTRI ... 39
10.2.2 TRAVI ... 41
10.3 VERIFICHE SLU SUGLI ELEMENTI D3 (PARETI IN C.A.) ... 44
11 RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA DELLE STRUTTURE ... 46
11.1 MODI PRINCIPALI ... 46
11.2 INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI MAGGIORMENTE SIGNIFICATIVE ... 47
11.3 VERIFICHE DI RESISTENZA SLV ... 52
11.3.1 PILASTRI ESISTENTI ... 52
11.3.2 TRAVI ... 58
11.3.2 PARETI IN C.A. ... 62
11.4 DEFORMATE E SPOSTAMENTI IN SLV ... 66
11.4.1 COMPATIBILITA' DEL GIUNTO DI APPOGGIO DEL SOLAIO A LIVELLO +0.00m (PIANO VASCHE) ... 67
12 VERIFICHE SLD ... 69
12.1 SPOSTAMENTI NODALI X, Y MASSIMI ... 69
12.2 SLD : TENSIONI ... 70
13 VERIFICHE SLO - RIGIDEZZA ... 73
14 FONDAZIONI ... 74
14.1 FONDAZIONI SUPERFICIALI ... 75
14.1.1 STIMA DEL COEFF DI WINKLER K ... 76
14.1.2 COMPATIBILITÀ CON I VALORI DI CAPACITÀ PORTANTE DEL TERENO IN SITO ... 77
14.2 FONDAZIONI PROFONDE ... 79
14.2.1 MASSIME AZIONI SUI PALI ... 79
14.2.2 VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE DEL PALO ... 80
15 SOLAI ... 82
15.1 VERIFICA DI CAMPI DI SOLAIO A PRIMO IMPALCATO – sp..20 + 4 cm ... 82
15.1.1 VERIFICHE SLU e VERIFICHE SLE ... 83
15.2 VERIFICA DI CAMPI DI SOLAIO A PRIMO IMPALCATO – sp..36 + 4 cm ... 83
15.2.1 VERIFICHE SLU e VERIFICHE SLE ... 84
15.3 VERIFICA DI UN CAMPO DI SOLAIO AL TERZO SOLAIO ... 84
16 TRIBUNA A SBALZO ... 87
16.1 VERIFICHE DI RESISTENZA ... 87
16.1.1 SLU ... 87
16.1.2 SLV ... 88
16.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ ... 91
16.2.1 SLE ... 91
16.2.2 SLD ... 91
17 TRAVATURA RETICOLARE METALLICA ... 91
17.1 GEOMETRIA ... 92
17.1.1 SEZIONI ... 92
17.1.2 NODI ... 93
17.1.3 ELEMENTI D2 ... 93
17.1.4 VINCOLI ... 93
17.2 MODELLAZIONE DELLE AZIONI ... 94
17.2.1 PESI PROPRI E PORTATI ... 94
17.2.2 AZIONI ACCIDENTALI ... 95
17.2.3 COMBINAZIONI ... 96
17.3 SOLLECITAZIONI ... 96
17.3.1 INVILUPPO M2-2 ... 96
17.3.2 INVILUPPO M3-3 ... 97
17.3.3 INVILUPPO V2 ... 97
17.3.4 INVILUPPO V3-3 ... 97
17.3.5 INVILUPPO N ... 97
17.4 RISULTATI T.A. ... 98
17.4.1 PRESSIONI SU ACCIAIO ... 98
17.4.2 DEFORMATE ... 98
17.5 RISULTATI SLU ... 98
17.5.1 VERIFICA N/M ... 98
17.5.2 VERIFICA V/T ... 99
17.5.3 STABILITA' ... 99
17.6 RISULTATI SLE ... 99
17.6.1 DEFORMATA ... 99
17.7 AZIONI VINCOLARI ... 100
18 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DI RIDUZIONE DEI PORTATI ... 101
19 VULNERABILITA' SECONDARIE ... 105
1.1 CONTROSOFFITTO E CANALI IMPIANTISTICI A CONTROSOFFITTO ... 105
1.2 CONTROPARETI E RIVESTIMENTI ... 106
1.3 SERRAMENTI ... 106
1.4 TAMPONAMENTI CON FACCIATE IN ALLUMINIO E VETRO ... 106
1.5 SOLAI DELLA GALLERIA DI LIVELLO +7.00m ... 106
1.6 DEGRADO DELLE PARTI IN C.A. A CONTATTO CON VAPORI DI CLORO ... 106
20 SOMMARIO ... 107