COMUNE DI BRACCIANO

CITTA' METROPOLITANA DI ROMA CAPITALE

AREA OPERE ARCHITETTONICHE E BENI CULTURALI

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI ED OPERE ACCESSORIE

PROGETTO ESECUTIVO

Il progettista:
RTP: ing. Pasquale Fusco (CAPOGRUPPO)
MANDANTE: geol. Giuseppe De Luca
MANDANTE: ing. Mario Elefante

Sede: via Dario Fiore 114 ex 78
80021 Afragola (NA), Italia
Tel: pbx/fax +39 081 8602065
E-mail: ing.pasqualefusco@gmail.com
PEC: pasquale.fusco.15834@ordingna.it

timbro e firma

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI NAPOLI
DOTT. ING.
FUSCO PASQUALE
SEZIONE A
SETTORE CIVILE & AMBIENTALE - INDUSTRIALE - DELL'INFORMAZIONE
N° ISCRIZ. 15834
ing. Pasquale Fusco

Il Responsabile Unico del Procedimento
Arch. Cecilia Sodano

PROGETTO NUOVI LOCULI: RELAZIONE GENERALE E DI CALCOLO	DATA EMISS. Aprile 2019	CODIFICA STR.06
	SCALA / FORMATO	

REVISIONE	DESCRIZIONE	DATA	APPROVATO DA
01	PRIMA EMISSIONE	MARZO 2019	
02	SECONDA EMISSIONE	APRILE 2019	
03			
04			

Il presente documento è di proprietà di ing.P.Fusco. Si fa divieto a chiunque di riprodurlo o renderlo noto a terzi senza autorizzazione. Legge 22-4-41 n.633 art. 2575 e segg. C.C.

SOMMARIO

1 PREMESSA 2
2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 3
3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE 5
4 METODOLOGIA PER LA MISURA DELLA SICUREZZA 7
5 PROGRAMMA DI CALCOLO 7
6 MODELLO STRUTTURALE 8
6.1 Generalità 8
6.2 Modello Geometrico 8
6.3 Modello Meccanico 9
6.3.1 Calcestruzzo 9
6.4 Modello Delle Azioni 11
6.4.1 Generalità 11
6.4.2 Analisi Dei Carichi 12
6.4.3 Azioni Da Neve (Qnk) 13
6.4.4 Azioni Da Vento (Qvk) 13
6.4.5 Azioni Sismiche (Qek) 14
6.5 FATTORE DI STRUTTURA E SPETTRI DI PROGETTO 18
7 ANALISI GLOBALE 18
7.1 Generalità 18
7.2 Effetti Delle Azioni 18
7.2.1 Premessa 18
7.2.2 Risposta Allo Slu 25
7.2.3 Risposta Statica E Dinamica In Termini Di Spostamento 30
7.2.4 Spostamenti Verticali 30
7.2.5 Modi Di Vibrare 31
8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) 33
8.1 Criteri Di Verifica Per Elementi In C.A. 33
8.1.1 Criteri Di Verifica Per Elementi Soggetti A Flessione E/O Sforzo Normale 33
8.1.2 Criteri Di Verifica Per Elementi Soggetti A Taglio 34
8.1.3 Resistenza Di Elementi Tozzi, Nelle Zone Diffusive E Nei Nodi 35
8.1.4 Resistenza Nei Confronti Di Sollecitazioni Torcenti 35
9 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 37
9.1 Verifiche Agli Sle In Condizioni Non Sismiche 37
9.1.1 Verifiche Di Fessurazione 37
9.1.2 Verifiche Delle Tensioni Di Esercizio 38
9.2 Verifiche Agli Sle In Condizioni Sismiche 39
9.2.1 Verifiche Degli Elementi Strutturali In Termini Di Resistenza 39
9.2.2 Verifiche Degli Elementi Strutturali In Termini Di Contenimento Del Danno Agli Elementi Non Strutturali 39
10 CONTROLLO TEORICO (VERIFICHE) 44
10.1 Generalità 44
10.2 Verifiche Allo Stato Limite Ultimo 45
10.3 Fessurazione 70
11 CONTROLLO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO 75
12 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO 75
13 CONGRUITÀ ED ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 75
14 CONCLUSIONI 76

RELAZIONE GENERALE E DI CALCOLO

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVI LOCULI ED OPERE ACCESSORIE

1 PREMESSA

La presente relazione tecnica, contestualmente agli elaborati grafici, ha per oggetto il progetto esecutivo delle strutture per la realizzazione di nuovi loculi ed ossari all'interno del Cimitero di Bracciano in Provincia di Roma. In particolare il progetto prevede la realizzazione di nuove opere in c.a costituite N. 2 BLOCCHI di loculi del tipo a Colombario e caratterizzati rispettivamente da 88 e da 112 oltre a 56 ossari. La geometria riprende quella già esistenti e presenta una sezione a pianta rettangolare di dimensioni rispettivamente pari a circa 19.95x4.85m nel blocco 1 e pari a 25.35x4.85mnel blocco 2.

Il progetto di tutti gli interventi strutturali suddetti è stato eseguito in ottemperanza alle nuove "Norme Tecniche sulle Costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018, avendo adottato la metodologia di verifica agli Stati Limite.

Per la determinazione degli stati di sollecitazione presenti nelle diverse membrature, si è proceduti ad una modellazione tridimensionale dell'intero complesso, mediante un codice di calcolo strutturale agli elementi finiti (F.E.M.).

La struttura è stata progettata e verificata in **Classe d'uso III** secondo D.M. 17.01.2018. Il sistema strutturale, interamente in c.a. prevede, l'utilizzo di sistemi gettati in opera. Nel seguito si riportano le considerazioni inerenti alle scelte progettuali legate alle caratteristiche ed alle peculiarità delle strutture in esame. Per la determinazione degli stati di sollecitazione presenti nelle diverse membrature, si è proceduti ad una modellazione agli elementi finiti tridimensionale dell'intero complesso, attraverso codice di calcolo agli elementi finiti PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program. In conformità al DM 17/01/18, la presente, è comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica. Sono state considerate oltre alle azioni di carattere gravitazionale derivanti dai pesi propri, dai sovraccarichi permanenti e dai sovraccarichi accidentali per le diverse aree in oggetto, anche le azioni orizzontali da sisma e da vento. Al fine di facilitare la consultazione delle calcolazioni effettuate, le verifiche vengono riportate in forma di color maps nel corpo della presente, mentre si riportano in forma tabellare nel fascicolo dei calcoli input ed output.

Alla presente relazione si accompagnano:

- la **Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni (R.G.T),** in cui si riportano le verifiche del complesso terreno-fondazione e la verifica degli elementi di fondazione con le relative analisi di calcolo;
- la **Relazione sui Materiali (R.M.),** in cui si restituiscono le prescrizioni relative ai materiali adottati ed ai controlli di accettazione previsti da norma, entrambi facenti parte integrante della documentazione atta a definire nella sua interezza il progetto;
- il **Piano di manutenzione (P.M.)** redatto per la conservazione della qualità edilizia nel tempo secondo quanto definito dall'art. 38 del D.P.R. n. 207/2010 e ss.mm. e nel succitato D.M. del 2018;
- La **relazione sulla modellazione sismica del sito (R.S)** in cui si riporta la modellazione sismica del sito.

Le successive sezioni sono dedicate alla descrizione generale dell'opera ed ai criteri di analisi e verifica adottati in accordo alle vigenti normative tecniche in materia di costruzioni d'ingegneria civile in zone a rischio sismico. Si indicheranno inoltre, i modelli fisico-matematici, basati sui principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, utilizzati per i controlli della sicurezza strutturale.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le norme tecniche cui si farà riferimento nel seguito per la progettazione ed il controllo della sicurezza strutturale fanno capo sia a quelle che hanno per oggetto la valutazione delle capacità resistenti delle membrature di c.a., sia a quelle inerenti alla progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche. Il progetto e la verifica delle strutture di calcestruzzo armato si effettuerà, quindi, in conformità a quanto previsto dalle seguenti normative:

NORME GENERALI RELATIVE ALLE COSTRUZIONI

Legge 2 Febbraio 1974 N° 64 – *"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"*;
Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica"*;
D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 - *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 - *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 - *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 - "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008";
Regolamento di Polizia Mortuaria (DPR 285/1990)
Circolare Ministero della Sanità n. 24 del 24 giugno 1993
Piani e regolamenti cimiteriali comunali

CARICHI E SOVRACCARICHI

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 – *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*;

STRUTTURE IN C.A.

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 – *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*;
UNI ENV 1992-1-1:2005 – *"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici"*;
UNI ENV 13670-1:2001 – "Esecuzione di strutture di calcestruzzo - Requisiti comuni";
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 ***- "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;**
Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 - "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";

SISMICA

Legge 2 Febbraio 1974 n.64: *"Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche";*
D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 – *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*;

Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 - *"Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"*;

FONDAZIONI – OPERE GEOTECNICHE

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 – *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*
Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 - "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008 – *"Norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°617 del 02.02.09 – *"Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D M. del 14.01.2008"*;
D.M. infrastrutture 17 Gennaio 2018 - *"Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni"*;
Circolare del M.M. LL.PP. n°7 /2019 - "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";
UNI ENV 206-1:2006 – "Calcestruzzo - *Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità*";
UNI EN 197-1:2007 – *"Cemento - Parte 1: Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni*";
UNI EN 197-2:2007 – "Cemento - Valutazione della conformità";
UNI EN 1008:2003 – "Acqua d'impasto per il calcestruzzo - Specifiche di campionamento, di prova e di valutazione dell'idoneità dell'acqua, incluse le acque di ricupero dei processi dell'industria del calcestruzzo, come acqua d'impasto del calcestruzzo";
UNI EN 12620:2008 – "Aggregati per calcestruzzo";
UNI 11104:2004 – "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";

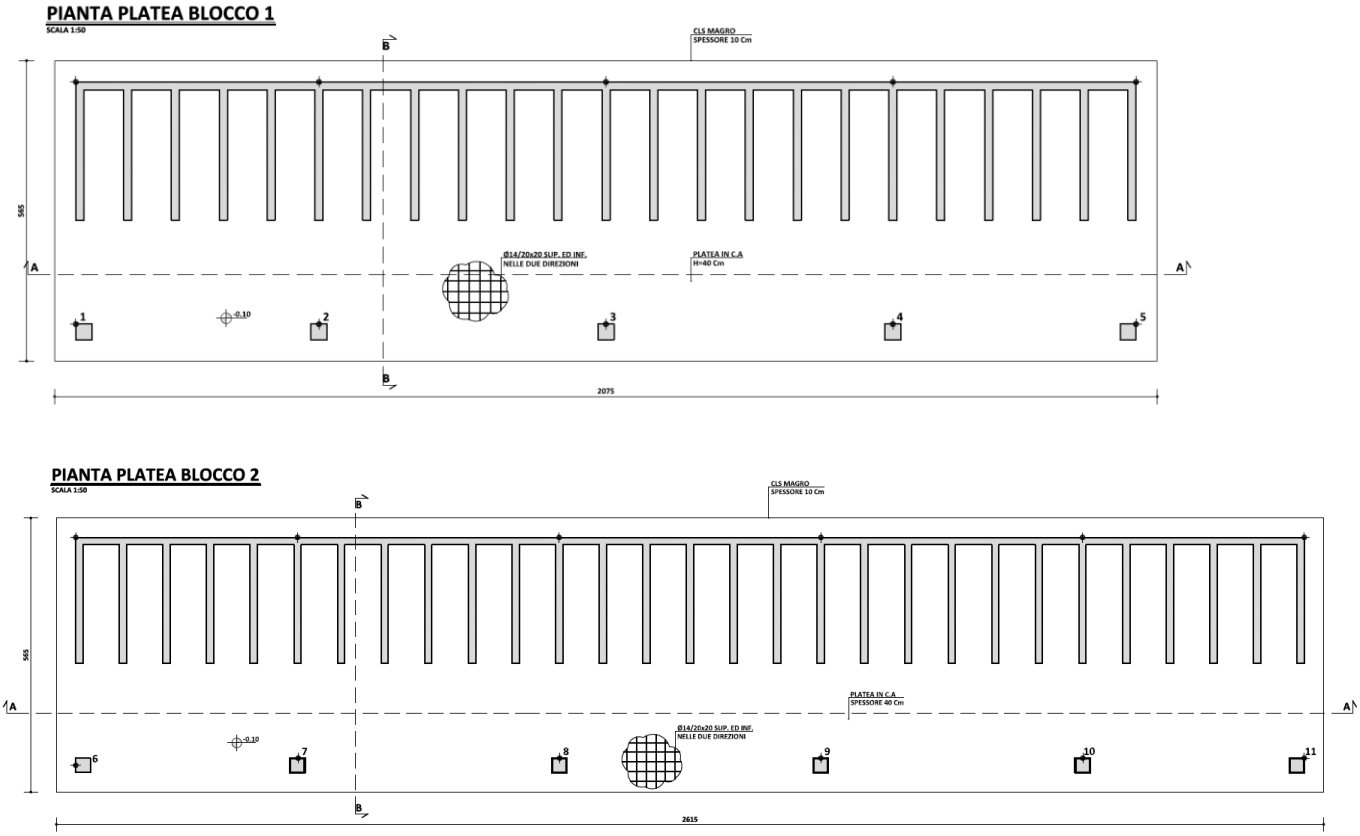
3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Come anticipato in premessa, il presente progetto strutturale prevede la realizzazione di n. 2 blocchi di loculi ed ossari al servizio del Cimitero di Bracciano (Roma).

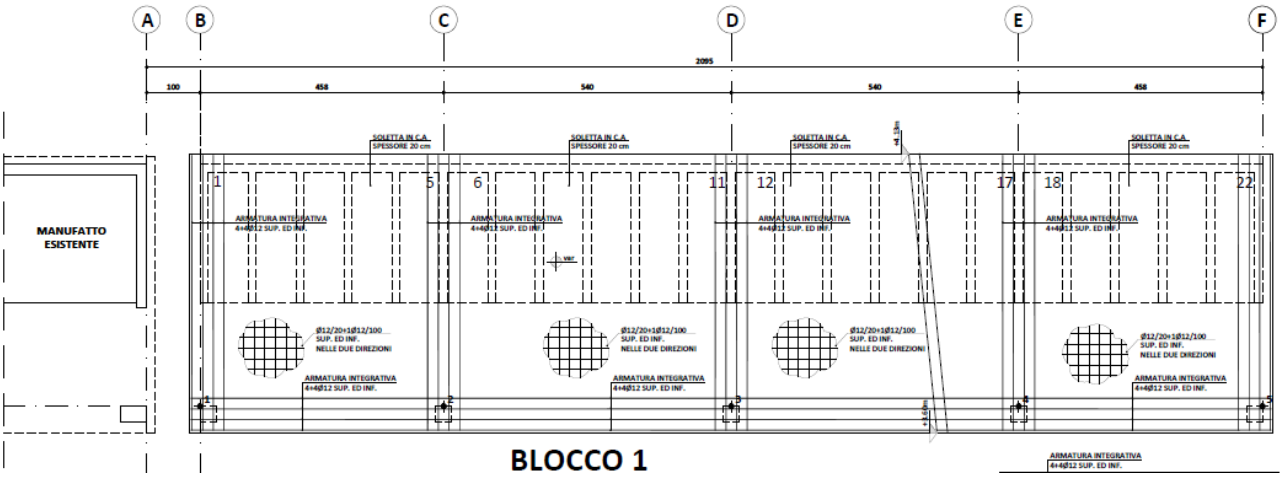
La geometria riprende quella già esistente e presenta una sezione a pianta rettangolare di dimensioni rispettivamente pari a circa 19.95x4.85m nel blocco 1 e pari a 25.35x4.85mnel blocco 2.

Le strutture di fondazione sono costituite da una platea in c.a con altezza pari a 0.40m e dimensioni pari a 20.75x5.85m nel blocco 1 e pari a 26.15x5.85mnel blocco 2. Le fondazioni sono gettate su cls magro Sp=0.10m riportato su uno strato di stabilizzato pari a 0.10m. Il piano d'imposta delle fondazioni è posto a quota -0.70m dal livello di campagna. La protezione dell'estradosso delle fondazioni è garantita da uno strato di separazione costituito da un foglio in Pe. Le strutture verticali sono costituite da pareti longitudinali e trasversali aventi spessore pari a 0.15m oltre a pilastri d'estremità con sezione pari a 0.30x0.30m. Le strutture orizzontali sono costituite da solette in c.a con spessore pari a 0.15m mentre la copertura è costituita da una soletta in c.a dello spessore pari a 0.20m.

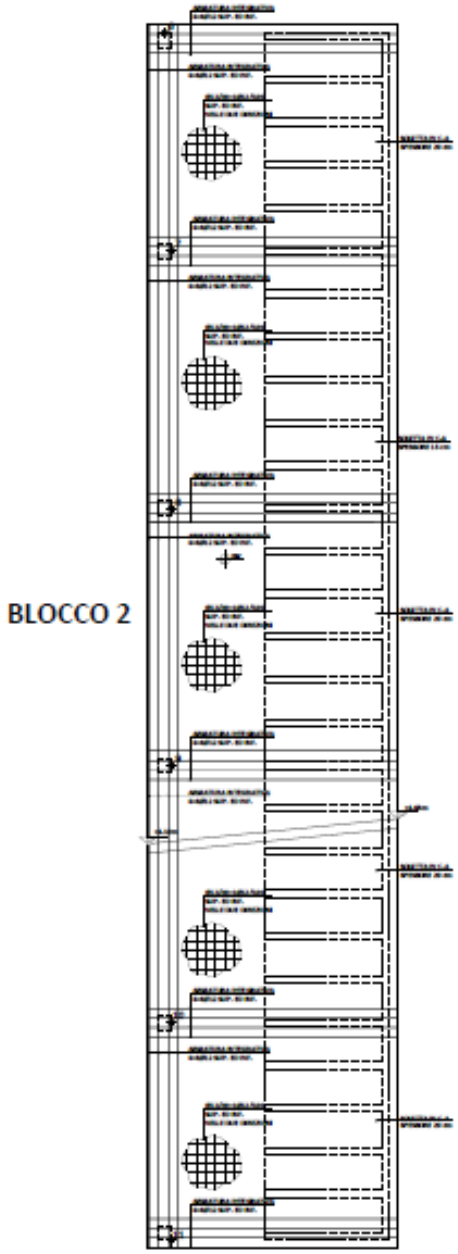
La disposizione in pianta dei nuovi plinti di fondazione e delle travi di collegamento e la rispettiva armatura è riportata schematicamente nelle immagini seguenti ed in maniera dettagliata nelle tavole grafiche di progetto.



Pianta delle fondazioni



Pianta delle coperture



4 METODOLOGIA PER LA MISURA DELLA SICUREZZA

La valutazione del livello di sicurezza delle strutture di c.a. oggetto della presente relazione è condotta attraverso il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite (MSL). Tale metodologia, nonostante le sue semplificazioni rispetto ad un criterio puramente probabilistico, costituisce indubbiamente un migliore approccio nella stima della sicurezza strutturale rispetto al classico metodo alle tensioni ammissibili.

Gli stati limite sono raggruppabili nelle seguenti categorie:

- Stati Limite di Esercizio: corrispondenti essenzialmente alla perdita di funzionalità della costruzione;
- Stati Limite Ultimi: corrispondenti al raggiungimento della massima capacità portante della struttura;

Per ognuno di essi il metodo consiste essenzialmente nel controllare che la risposta del sistema strutturale (E_d), prodotta dalle azioni di progetto (F_d), in termini di sollecitazioni o deformazioni sia compatibile con i corrispondenti valori limite (R_d).

$$E_d \leq R_d$$

5 PROGRAMMA DI CALCOLO

L'analisi strutturale, eseguita sulla base del modello matematico definito nelle successive sezioni, è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti **PRO_SAP PROfessional Structural Analysis prodotto dalla 2S.I Codice utente 00152/cli licenza dsi 3164 rilasciata all'ing.Pasquale Fusco.** Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.. Il software ad EF PRO_SAP consente di eseguire analisi lineari sia statiche che dinamiche multimodali consentendo l'utilizzazione di elementi finiti tipo:

- *TRUSS (biella-D2)*
- *BEAM (trave-D2)*
- *MEMBRANE (membrana-D3)*
- *PLATE (piastra-guscio-D3)*
- *BOUNDARY (molla)*
- *STIFFNESS (matrice di rigidezza)*
- *BRICK (elemento solido)*
- *SOLAIO (macro elemento composto da più membrane)*

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. In particolare, 2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova i cui risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche **(http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm).** Inoltre il software è dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio. I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- *Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato;*
- *Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.*

- *Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.*
- *Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.*
- *Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.*

6 MODELLO STRUTTURALE

6.1 GENERALITÀ

Al fine di garantire una corretta concezione e progettazione strutturale é necessario, preliminarmente, ricercare un modello matematico atto a rappresentare il sistema fisico reale ed a simularne il comportamento entro definite condizioni al contorno. Nella progettazione strutturale è in particolare possibile adottare un metodo d'identificazione secondo il quale è possibile scomporre il sistema strutturale globale in tre sottosistemi:

- *Modello geometrico;*
- *Modello meccanico*;
- *Modello delle azioni*.

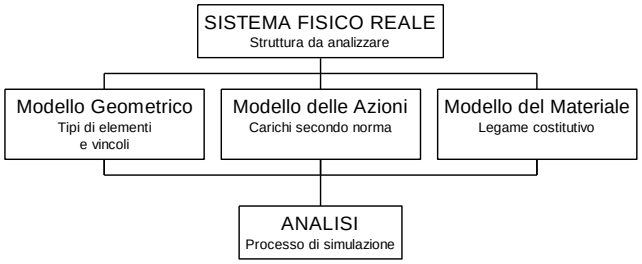


Figura 4. Scomposizione del sistema strutturale globale

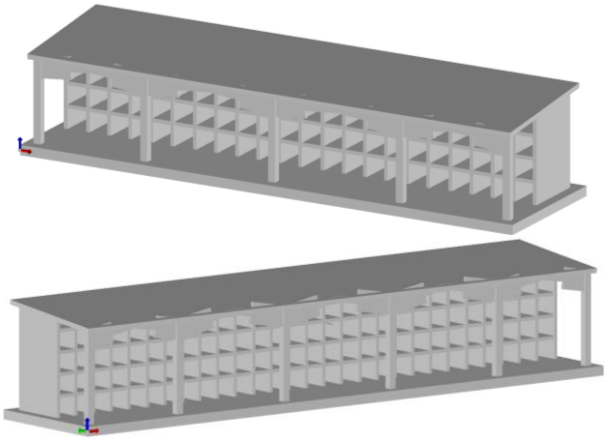
Il *modello geometrico* ha come finalità quella di descrivere la geometria del sistema strutturale nel suo stato iniziale, attraverso un'adeguata scelta tipologica degli elementi che lo compongono, definendo inoltre i vincoli interni ed esterni che ne limitano gli spostamenti. Il *modello meccanico* invece definisce li legame costitutivo che meglio interpreta il reale comportamento del materiale, attraverso una adeguata scelta delle relazioni analitiche tra tensioni (σ) e deformazioni (ε), conformi alle prove di laboratorio, generalmente condotte in regime mono-assiale. Infine il *modello delle azioni* descrive gli enti che sollecitano il sistema, costituiti da forze di massa, forze superficiali e distorsioni.

6.2 MODELLO GEOMETRICO

modello geometrico descrive la geometria del sistema strutturale vista nel suo stato iniziale, attraverso la scelta tipologica degli elementi che lo compongono e dei vincoli che ne limitano lo stato di spostamento.

In particolare, per la struttura in esame, il modello geometrico è stato ottenuto dall'assemblaggio di n.252 elementi beam (elementi monodimensionali D2) utilizzati per la modellazione di pilastri e travi e da n.4700 elementi shell (elementi bidimensionali D3) utilizzati per pari, n.73 elementi solaio macro elemento composto. Per quanto riguarda le fondazioni, la struttura è stata considerata incastrata alla base.

Schema modello geometrico



Blocco 1 *Blocco 2*

6.3 Modello Meccanico

6.3.1 Calcestruzzo

L'intero sistema strutturale è realizzato in cemento armato gettato in opera. Si assume per tale calcestruzzo un peso e quindi una massa per unità di volume pari a 25kN/m^3, tali valori portano forfettariamente in conto la presenza dell'armatura metallica. Dal valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione, si determina il corrispondente valore di calcolo mediante il coefficiente parziale di sicurezza del materiale, γ_c=1.5, fissato dalla norma italiana.
Di seguito si riportano le caratteristiche per le classi di resistenza adottate e la loro ubicazione:

Conglomerato di classe di resistenza C12/15
(per magroni e riempimento non strutturali)

- Resistenza caratt. cubica a compressione	R_{ck} = 15.0 MPa
- Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = 12.45 MPa
- Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 20.45 MPa
- Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ = 1.615 MPa
- Resistenza caratt. a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = 1.13 MPa
- Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ = 1.93 MPa
- Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = 7.06 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = 0.75 MPa
- Resistenza tangenziale caratt. di aderenza	$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = 2.54 MPa
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$ = 1.69 MPa
- Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C = 1.5
- Modulo elastico (convenzionale)	$E_c = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$ = 27925 MPa
- Coefficiente di Poisson per cls non fessurato	ν = 0.20
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}
- Peso dell'unità di volume di cls	γ = 24.0 kN/m^3
- Peso dell'unità di volume di c.a. / c.a.p.	γ = 25.0 kN/m^3

Conglomerato di classe di resistenza C25/30
(per strutture in c.a.o. di fondazione ed elevazione)

- Resistenza caratt. cubica a compressione	R_{ck} = 30.0 MPa
- Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$ = 24.90 MPa
- Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 32.9 MPa
- Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$ = 3.08 MPa

- Resistenza caratt. a trazione semplice	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = 2.15 MPa
- Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm}$ =3.69 MPa
- Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = 16.60 MPa
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ = 1.43 MPa
- Resistenza tangenziale caratt. di aderenza	$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$ = 4.84 MPa
- Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$ = 3.22 MPa
- Coefficiente parziale di sicurezza	γ_C = 1.5
- Modulo elastico (convenzionale)	$E_c = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$ = 31447 MPa
- Coefficiente di Poisson per cls non fessurato	ν = 0.20
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ °C^{-1}
- Peso dell'unità di volume di cls	γ = 24.0 kN/m^3
- Peso dell'unità di volume di c.a. / c.a.p.	γ = 25.0 kN/m^3

Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile strutture esistenti e nuove strutture
(per barre e reti di diametro 6.0 mm ≤ Ø ≤ 40.0 mm)

- Modulo elastico (convenzionale)	E_s =	210000 MPa
- Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk} =	450.0 MPa
- Tensione caratteristica di rottura	f_{tk} =	540.0 MPa
- Coefficiente parziale di sicurezza	γ_S =	1.15
- Resistenza di calcolo	f_{yd} =	391.3 MPa
- Allungamento	$A_{gt,k}$ =	7.5 %

6.4 MODELLO DELLE AZIONI

6.4.1 GENERALITÀ

Le azioni sulla struttura sono cumulate in modo tale da risultare sfavorevoli ai fini delle singole verifiche. In generale i valori di calcolo delle azioni si ottengono da quelli caratteristici moltiplicando questi ultimi per opportuni coefficienti parziali di sicurezza. Per le verifiche allo stato limite ultimo si adotta la seguente combinazione di carico:

$$F_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q \left(Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{0i}\, Q_{k,i} \right)$$

Le verifiche allo stato limite di esercizio dovranno invece essere condotte dopo aver effettuato l'analisi strutturale in base alle seguenti combinazioni di carico:

$$F_d = G_k + Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{0i}\, Q_{k,i}$$

$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{n} \psi_{2i}\, Q_{k,i}$$

$$F_d = G_k + \sum_{i=1}^{n} \psi_{2i}\, Q_{k,i}$$

le quali rappresentano, rispettivamente, combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti.

Con il pedice k si sono indicati i valori caratteristici delle azioni, i vari γ indicano i coefficienti parziali di sicurezza e i diversi ψ specificano invece i coefficienti di combinazione, definiti dalla norma, che portano in conto la contemporanea presenza dei diversi carichi accidentali.
Nel file d'input allegato è possibile agevolmente ritrovare i valori dei coefficienti adottati come da norma.

Gli enti sollecitanti il sistema strutturale in esame vengono classificati, rispetto alla variazione della loro intensità e configurazione nel tempo, in: *Azioni Permanenti G; Azioni Variabili Q.*
Le azioni variabili Q_k, sono legate alla localizzazione ed alla destinazione d'uso del sistema strutturale. Alla categoria delle azioni variabili appartengono, nel caso in esame, i carichi di esercizio Q_e, le azioni sismiche.
Le combinazioni di progetto dei carichi F_d sono definite dalla espressione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_q \cdot (\psi_i \cdot Q_{ki})$$

dove
G_k è il valore caratteristico dei carichi permanenti;
Q_{k1} è il carico variabile di base;
Q_{ki} è il carico variabile accompagnatore;
ψ_i è il coefficiente di combinazione stocastica dei carichi Qk i;
γ_g è il coefficiente di sicurezza parziale delle azioni permanenti;
γ_q è il coefficiente di sicurezza parziale dei carichi variabili.

Le combinazioni variano in relazione, allo stato limite considerato ed alla probabilità che hanno effettivamente di verificarsi, differenziandosi, sotto questo aspetto, in combinazioni eccezionali, rare, frequenti, quasi permanenti. Le condizioni di carico definite sono state poi combinate in maniera tale da determinare le combinazioni necessarie alle verifiche agli Stati Limite Ultimi, secondo cui si

modella e verifica la struttura nei confronti del collasso della stessa, e per definire le combinazioni agli Stati Limite di Esercizio, secondo cui si controllano, le funzionalità sotto carico della stessa.
Ai fini delle verifiche si considerano le seguenti combinazioni:
-Combinazione Fondamentale (SLU): γG1G1 + γG2G2 + γPP + γQ1Qk1 + γQ2ψ02Qk2 + …
-Combinazione Caratteristica rara (SLE IRREVERSIBILE): G1 + G2 + P + Qk1 + ψ02Qk2 + …
-Combinazione Frequente (SLE REVERSIBILE): G1 + G2 + P + ψ11Qk1 + ψ22Qk2 + …
-Combinazione quasi permanente (SLE DI LUNGA DURATA): G1 + G2 + P + ψ21Qk1 + ψ22Qk2 + …
-Combinazione Sismica impiegata per gli SLU ed SLE legati all'azione Sismica: E + G1 + G2 + P + ψ21Qk1 + ψ22Qk2 + …
Nelle combinazioni agli SLE, si intende che vengono omessi i carichi Qkj che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e se del caso, i carichi G2.
I valori dei coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{\Gamma i}$ e $\gamma_{\Theta j}$ sono contenuti nella tabella successiva e indicati in grassetto.

Categoria/Azione Variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso Residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	**0.7**	**0.7**	**0.6**
Categoria C Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche archivi, magazzioni e e ambienti ad uso industriale	1.0	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi per autoveicoli <=30kN	0.7	0.7	0.6
Categoria F Rimesse e parcheggi per autoveicoli >30kN	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	**0.0**	**0.0**	**0.0**
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota <=1000m s.l.m)	0.5	0.2	0.0
Neve (a quota >1000m s.l.m)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0.0

Mentre i valori dei coefficienti parziali per le azioni o per l'efeftto delle azioni nelle verifiche agli SLU sono contenute nella tabella successiva

Carichi	**Effetto**	**Coefficiente parziale γF (o γE)**	**EQU**	**(A1) STR**	**(A2) GEO**
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	**1.0**	1.0
	Sfavorevole		1.1	**1.3**	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	**0.8**	0.8
	Sfavorevole		1.5	**1.5**	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	**0.0**	0.0
	Sfavorevole		1.5	**1.5**	1.3

6.4.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel presente paragrafo si riporta la definizione dei carichi di progetto agenti sulla struttura ed assunti a base di calcolo. Le azioni gravitazionali legate al peso proprio delle membrature sono state valutate sulla base delle dimensioni geometriche delle membrature e dei pesi riferiti all'unità di volume in modo automatico dal programma di calcolo mentre i sovraccarichi permanenti ed accidentali sono applicati sugli elementi strutturali. Le sigle utilizzate per differenziare i carichi di diversa natura sono coerenti con quelle che, nel modello di calcolo, definiscono le singole condizioni di carico. I valori delle azioni di seguito indicate sono stati considerati come valori caratteristici nelle verifiche agli stati limite. Si riportano di seguito le analisi dei carichi unitari agenti sulla struttura:

PLATEA

S_p = 0.40m

Carichi permanenti:

peso proprio (valutato automaticamente)

Sovraccarichi permanenti $G_{2,k}$ 1.00 kN/m^2

Sovraccarichi accidentali Q_k = 5.00 kN/m^2

Cat C3 tab.3.1.II ntc18 **Totale 6.00 kN/m²**

SOLAIO COPERTURA

Soletta in c.a. S_p = 0.20m

Carichi permanenti:

peso proprio (valutato automaticamente)

Sovraccarichi permanenti	$G_{2,k}$		0.50	kN/m²
Sovraccarichi accidentali	Q_k	=	0.50	kN/m²
Cat H1 tab.3.1.II ntc18		**Totale**	**1.00**	**kN/m²**

SOLAIO INTERMEDIO

Soletta in c.a. S_p=0.15m

Carichi permanenti:

peso proprio (valutato automaticamente)

Sovraccarichi permanenti	$G_{2,k}$	2.50	kN/m²
DPR n. 285/90	**Totale**	**2.50**	**kN/m²**

6.4.3 AZIONI DA NEVE (QNK)

Il carico da neve risulta essere pari a 0.55 KN/m². È stato ottenuto nel seguente modo:

Zona Neve = III

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

C_t (coeff. termico) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo (q_{sk}) = 68 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda = 5,7°

$\mu 1$ = 0,80 => Q = 55 daN/mq

6.4.4 AZIONI DA VENTO (QVK)

L'azione del vento viene convenzionalmente considerata un'azione statica agente in direzione orizzontale. La pressione normale alle superfici investite dal vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

i cui coefficienti vengono di seguito determinati.

- *pressione cinetica di riferimento q_b*

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 0{,}456\ kN/m^2$$

dove:

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³;

v_r è la velocità di riferimento del vento (che rappresenta il valore medio su 10 minuti a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno di progetto T_r).

- *Velocità base di riferimento*

Nel caso in esame, per zona 3 (Lazio) ed $a_s \leq 500$ m si ha $v_b = v_{b,0}$ = 27 m/s;

- *Velocità di riferimento*

$$v_r = v_b * c_r = 27\ m/s$$

dove:

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R, espresso in anni. Ove non specificato diversamente, si assumerà T_R = 50 anni, cui corrisponde c_r = 1.

- *Coefficiente di esposizione*

Per altezze sul suolo non maggiori di z = 200 m si ha:

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z / z_o) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z / z_o)]$ per $z \geq z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

Essendo (Zona 3; Classe di rugosità C; Categoria di esposizione III):

$k_r = 0.20$; zo = 0.10 m; zmin = 5.00 m; ct = 1.00

- *Coefficiente dinamico*

Si assume un valore $c_d = 1.00$, in assenza di considerazioni di dettaglio inerenti i fenomeni di natura aeroelastica e di distacco dei vortici.

- *Coefficiente di forma*

$c_p = c_{pe} + c_{pi}$

definito come somma dell'aliquota relativa alla pressione esterna e a quella interna.
Il coefficiente di forma relativo alla pressione esterna assume i seguenti valori:

$c_{pe} = +0.8$	per elementi sopra vento	con $\alpha \geq 60°$
$c_{pe} = +0.03 \cdot (\alpha - 1)$	per elementi sopra vento	con $20° < \alpha < 60°$
$c_{pe} = -0.4$	per elementi investiti da vento radente oppure sottovento	con $0° < \alpha \leq 20°$

Essendo α l'angolo di inclinazione dell'elemento rispetto al piano orizzontale.
Il coefficiente di forma relativo alla pressione interna assume i valori rispettivamente per costruzioni stagne e non stagne:

$c_{pi} = 0$

$c_{pi} = \pm 0.2$

e sintetizzando risulta:

- Velocità di riferimento = 27,00 m/s Pressione cinetica di riferimento (q_r) = 46 daN/mq
- Coefficiente di forma (C_p) = 1,00 Coefficiente dinamico (C_d) = 1,00
- Coefficiente di esposizione (C_e) = 1.71 Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = 1,00
- Altezza dell'edificio[1] = 4.60 m Pressione del vento ($p = q_b\, C_e\, C_p\, C_d$) = 78 daN/mq

6.4.5 AZIONI SISMICHE (QEK)

Premessa

In accordo con le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 lo studio del comportamento sismico della struttura è stato condotto attraverso l'applicazione di un'analisi dinamica lineare di tipo modale con spettro di risposta. Si riportano di seguito, con riferimento alle strutture in esame, le ipotesi e le assunzioni alla base della determinazione dei parametri che definiscono le azioni sismiche, per i manufatti in esame.

Vita nominale e periodo di riferimento

Secondo quanto definito dal D.M. del 17.01.18, si definisce quale *vita nominale* $\boldsymbol{V_N}$ della struttura il numero di anni durante il quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, debba poter essere utilizzata per lo scopo per cui è stata progettata. In particolare, per la struttura in oggetto, si è assunta una vita nominale $\boldsymbol{V_N}$ = 50 anni.
Ai fini della valutazione delle azioni sismiche, è stato assunto che le strutture in esame appartenessero alla *Classe III*, in cui ricadono le costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. La classe d'uso definisce un coefficiente d'uso $\boldsymbol{C_U}$ = 1.5, mediante il quale si perviene alla definizione del periodo di riferimento per l'azione sismica

$$V_R = V_N * C_U = 75 \text{ anni.}$$

Le probabilità di superamento $\boldsymbol{P_{VR}}$ nel periodo di riferimento $\boldsymbol{V_R}$, sono stabilite dalla norma in funzione dei differenti stati limite, che vengono così definiti:

[1] considerata l'altezza massina in corrispondenza del colmo dei lucernari in copertura

Stati Limite di Esercizio

- *Stato Limite di Operatività* (***SLO***), in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti per le sue funzioni, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento cui riferire l'azione sismica corrispondente, è pari a P_{VR} = 81%.
- *Stato Limite di Danno* (***SLD***), in cui a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo tutti gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature rilevanti per le sue funzioni, subisce danni, ma tali da non comportare interruzioni d'uso significative e da non mettere a rischio gli utenti. La struttura, nel suo complesso, non deve risultare compromessa significativamente, in termini di rigidezza e resistenza, nei confronti delle azioni orizzontali e verticali, mantenendosi utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. Per tale stato limite di esercizio la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a P_{VR} = 63%.

Stati Limite Ultimi

- *Stato Limite di Salvaguardia della Vita* (***SLV***), in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, e significativi danni dei componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali. La costruzione conserva ancora una parte della resistenza e della rigidezza nei confronti delle azioni verticali, ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni sismiche orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a P_{VR} = 10%.
- *Stato Limite di Prevenzione del Collasso* (***SLC***), in cui a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici, oltre a danni molto gravi dei componenti strutturali. La costruzione, però, conserva ancora un margine di sicurezza nei confronti delle azioni verticali, ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni orizzontali. Per tale stato limite ultimo la probabilità di superamento nel periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a P_{VR} = 5%.

In funzione dei valori del *periodo di riferimento* V_R e della *probabilità di superamento* P_{VR}, si definisce il periodo di ritorno T_R mediante la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Per i diversi stati limite, si ottengono i seguenti valori:

SLO → $T_R = 30$ anni
SLD → $T_R = 50$ anni
SLV → $T_R = 475$ anni
SLC → $T_R = 975$ anni

Per ognuna delle microzone sismiche in cui è stato suddiviso il territorio nazionale, e per ciascuno stato limite considerato, la normativa vigente, fornisce i valori dei *parametri di pericolosità sismica*, che sono rispettivamente:

a_g = accelerazione orizzontale massima al suolo (*PGA*)
F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per maggiori dettagli si rinvia alla relazione sulla modellazione sismica del sito.

Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento alle prospezioni geologiche effettuate ed alle indicazioni contenute in norma, è stato possibile classificare la categoria di sottosuolo del sito in oggetto, al fine di determinare gli effetti di amplificazione sismica locale dovuti alle conformazioni geologiche presenti. Stante le ricostruzioni stratigrafiche effettuate e le prove in sito di caratterizzazione meccanica fatta, il sottosuolo si può classificare come categoria ***C (***si veda relazione geotecnica e sulle fondazioni). Dato l'andamento clivometrico della zona, essa si classifica come categoria topografica ***T1***, tipica delle zone con superficie pianeggiante, a cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1. In funzione della categoria di sottosuolo è possibile valutare anche il coefficiente di amplificazione stratigrafica $\mathbf{S_S}$ ed il coefficiente $\mathbf{C_C}$ per i diversi stati limite. Gli effetti indotti dal sisma sono stati convenzionalmente valutati mediante l'analisi lineare dinamica con spettro di risposta, immaginando che l'azione sismica orizzontale agisca secondo due direzioni principali mutuamente ortogonali: sisma secondo X (caso di carico CDC E_{dk} sisma dinamico con alfa=0°) e sisma secondo Y (caso di carico E_{dk} sisma dinamico con alfa=90°). La modellazione delle azioni è consistita nella definizione del modello inerziale ovvero nella valutazione dell'entità e della distribuzione delle masse strutturali eccitate dall'azione sismica. Le masse sismiche legate agli elementi strutturali sono state modellate seguendo un approccio "lumped mass", secondo cui in ogni nodo, in modo automatico, il codice di calcolo condensa masse transazionali degli elementi che vi convergono. Lo stesso approccio è stato utilizzato per la modellazione inerziale degli impalcati, per i quali, in ogni nodo vengono localizzate le masse, valutate per area d'influenza. La procedura di lamping in alternativa ad una consistente, (masse traslazionali e rotazionali) consente, di generare matrici delle masse diagonali riducendo notevolmente l'onere computazionale nel caso di analisi dinamiche modali. Ovviamente la correttezza di tale approccio, ovvero, la possibilità di trascurare masse rotazionali, è legata ad una corretta distribuzione delle masse a livello di piano che occorre condensare in tutti i nodi dell'impalcato. Come accennato in precedenza, la rigidezza nel proprio piano dell'impalcato è stata modellata utilizzando elementi membrana di spessore equivalente, il cui inserimento consente una corretta ripartizione delle azioni sismiche anche in presenza, di sagome planimetricamente irregolari per mancanza di simmetria e/o compattezza dell'impalcato.
Per la modellazione inerziale, le masse sono ottenute a partire dalla combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:
G_1 e G_2 sono le azioni permanenti prodotte rispettivamente dai pesi strutturali e non strutturali;
Q_{kj} sono i carichi variabili;
ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione stocastico per carichi quasi permanenti, pari a 0.3 per edilizia civile

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) sono combinati successivamente attraverso la seguente regola(detta del 30%):

$1.00 \cdot \mathrm{E_x} + 0.30 \cdot \mathrm{E_y} + 0.30 \cdot \mathrm{E_z}$ (sisma secondo X)
$0.30 \cdot \mathrm{E_x} + 1.00 \cdot \mathrm{E_y} + 0.30 \cdot \mathrm{E_z}$ (sisma secondo Y)
dove:
Ex, Ey ed Ez[2] sono gli effetti (risposta del sistema) valutati con riferimento alla sola azione sismica agente rispettivamente secondo X, Y, e Z.

[2] La componente verticale agente secondo (Z) dovrà essere presa in considerazione solo in presenza di impalcati con luci superiori ai 20m, mensole con luci maggiori di 4m, strutture spingenti etc.

Ossia, considerando presente, oltre al carico permanete G_k, un'aliquota del carico di esercizio Q_k definita attraverso il coefficiente ψ_{2j} posto nel caso in esame a **0.6**
Definito il modello inerziale, la modellazione delle azioni sismiche è stata completata dalla definizione dello spettro di risposta in termini accelerazione, ovvero dalla individuazione della pericolosità sismica di base del sito in esame assunta in fase di progetto. Lo spettro di risposta fornito dalle NTC08 assume, senza fare esplicito riferimento, che tutte le strutture presentino uno smorzamento relativo del 5% e che siano dotate delle necessarie doti di duttilità per superare il sisma severo.
A tale riguardo occorre anche osservare che le NTC18 sanciscono, al par. 3.2, il principio per cui le azioni sismiche sulle costruzioni si stabiliscono in relazione alla pericolosità del sito, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di tipo A e del corrispondente spettro di risposta elastico Se(T). Viene inoltre superato il concetto di classificazione sismica del territorio in zone in quanto, come risultato di uno studio condotto in collaborazione tra il Dipartimento della Protezione Civile e l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), i parametri per la modellazione dell'azione sismica sono distribuiti in modo uniforme sul territorio nazionale. Quest'ultimo è infatti schematizzato attraverso una griglia regolare, con passo di circa 5 km, che definisce il reticolo di riferimento, i cui nodi sono identificati mediante le corrispondenti coordinate geografiche. La pericolosità sismica è quindi associata all'accelerazione massima che ha una certa probabilità P_{VR} di essere superata in un periodo di riferimento V_R. Secondo le NTC18, V_R è dato dal prodotto dalla vita nominale della costruzione (V_N) e del coefficiente d'uso (C_U). La vita nominale V_N (o vita di progetto) è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per il quale è stata progettata. Il valore del coefficiente d'uso C_U porta invece in conto " l'importanza " della struttura e dipende quindi dalla gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite. Nella tabella con riferimento all'edificio oggetto di studio, si riportano i parametri che definiscono il periodo di riferimento dell'azione.

Periodo di riferimento dell'azione dell'azione sismica

Vita nominale V_N (anni)	**Coefficiente d'uso** C_U	**Periodo di riferimento** V_R (anni)
50	1.5 (classe III)	75

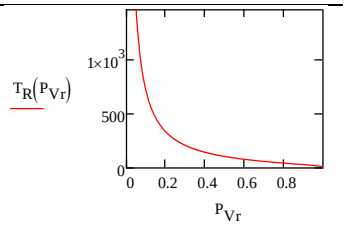
Si noti che la coppia {V_R; P_{VR}}, che identifica l'accelerazione massima di riferimento per le azioni, può essere sintetizzare in un unico parametro, definito periodo di ritorno T_R. Esso ha un preciso significato probabilistico e deriva dalla modellazione dell'occorrenza delle intensità dei terremoti come processi stocastici poissoniani con selezione casuale. Il periodo di ritorno rappresenta quindi l'intervallo di tempo che mediamente intercorre tra due eventi che producono una PGA maggiore di quella considerata. Il legame tra probabilità di superamento e periodo di ritorno è dato dalla nota espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{ln(1 - P_{V_R})}$$

Assegnata la probabilità di superamento per ogni stato limite e definito il periodo di riferimento dell'azione (ad es. per edifici residenziali classe d'uso II, V_R=50) si riporta nella tabella seguente il periodo di ritorno associato.

Azione sismica: Periodi di ritorno dell'evento per i diversi SL per V_R=75anni

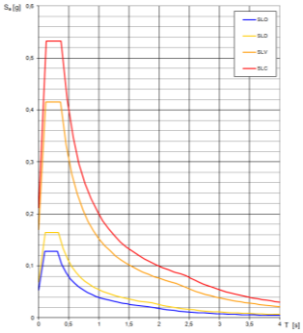
Stato Limite			Probabilità di superamento P_{VR}	Periodo di Ritorno T_R (anni)
SLE		SLO	81%	45
		SLD	63%	75
SLU		SLV	10%	715
		SLC	5%	1462



Andamento di T_R in funzione di P_{VR} per V_R=75anni

6.5 Fattore di struttura e spettri di progetto

Per l'intervento viene condotta un'analisi non dissipativa assumendo q=1.5.



Spettri di risposta elastici di riferimento per i diversi stati limite (Cat. A-T1, ξ = 5%)

7 ANALISI GLOBALE

7.1 GENERALITÀ

L'analisi delle strutture è condotta attraverso una modellazione spaziale agli elementi finiti, identificando la reale struttura in un insieme di elementi caratteristici del modello di calcolo; definite le proprietà intrinseche del materiale, ed assegnando a ciascuna delle parti del modello le proprietà geometriche e meccaniche che gli competono, si applicano ad ognuna parte del modello le azioni competenti, siano esse di tipo gravitazionale, derivanti quindi dai pesi propri dalle finiture, che dalle destinazioni d'uso delle aree, sia le azioni derivanti dalle azioni meteoriche (vento, neve).
A tali azioni si aggiungono quelle derivanti dagli effetti del sisma di progetto, combinando tra loro, secondo quanto indicato dalla vigente normativa, le varie condizioni di carico.

7.2 EFFETTI DELLE AZIONI

7.2.1 PREMESSA

Il modello fisico-matematico definito nei precedenti paragrafi consente di eseguire l'analisi globale. Questa può essere considerata come il processo attraverso il quale viene ricercata, mediante opportuni algoritmi, la risposta complessiva del sistema struttura in termini di sollecitazioni e spostamenti. Come già indicato in precedenza, l'analisi strutturale è stata eseguita con il metodo agli elementi finiti formulato in termini di spostamento. Gli effetti delle azioni di natura sismica sono stati valutati mediante un'analisi dinamica condotta con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione.
Tale metodologia consiste in primo luogo nel ricercare i modi di vibrazione della struttura, ovvero nell'analisi nel dominio delle frequenze del sistema strutturale a più gradi di libertà dinamici soggetto ad oscillazioni libere in assenza di smorzamento. Ricercati i modi di vibrare e le relative frequenze, per completare l'analisi dinamica in oggetto si è proceduto con l'analisi spettrale considerando tutti i

modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero complessivo di modi la cui massa attivata sia superiore all'85% della massa totale del sistema.
Per quanto concerne lo smorzamento strutturale, tale parametro è stato assunto costante per ciascun modo e comunque portato in conto direttamente nella definizione dello spettro di risposta[3].
Infine, per quanto riguarda la tecnica di combinazione modale si è fatto riferimento alla combinazione quadratica completa CQC *(Complete Quadratic Combination)*, trascurando il segno del modo principale.

CASI DI CARICO

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico) Platea	D3 :da 1609 a 2160 Azione : perm. platea-QV:unif - Qz - Area
3	Gk	CDC=G1k (permanente generico) Soletta intermedia	D3 :da 3073 a 3732 Azione : perm. soletta intermedia-QV:unif - Qz - Area
4	Gk	CDC=G1k (permanente generico) Copertura	D3 :da 2521 a 3072 Azione : perm. copertura-QV:unif - Qz - Area
5	Qk	CDC=Qk (variabile generico) Platea	D3 :da 1785 a 1828 Azione : acc. platea-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 1873 a 2048 Azione : acc. platea-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 2095 a 2128 Azione : acc. platea-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 2134 a 2153 Azione : acc. platea-QV:unif - Qz - Area
			D3 :da 2155 a 2156 Azione : acc. platea-QV:unif - Qz - Area
6	Qk	CDC=Qk (variabile generico) Copertura	D3 :da 2521 a 3072 Azione : acc. copertura-QV:unif - Qz - Area
7	Qk	CDC=Qk (variabile generico) Neve	D3 :da 2521 a 3072 Azione : neve. copertura-QV:unif - Qz - Area
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1k (permanente generico) Platea
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G1k (permanente generico) Soletta intermedia
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=G1k (permanente generico) Copertura
			partecipazione:0.80 per 5 CDC=Qk (variabile generico) Platea
			partecipazione:0.80 per 6 CDC=Qk (variabile generico) Copertura
			partecipazione:0.80 per 7 CDC=Qk (variabile generico) Neve
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
16	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
17	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
18	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
19	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico

LEGENDA TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

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	SLU	Comb. SLU A1 15	
16	SLU	Comb. SLU A1 16	

[3] Il parametro rappresentativo dello smorzamento strutturale contenuto nello spettro di risposta in termini accelerazione della norma vigente è $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55$. L'assunzione di considerare costante lo smorzamento è di norma adottato nell'analisi spettrali. In mancanza di più precise valutazioni si può assumere per ξ i seguenti valori: 0.5% per strutture in acciaio saldate con tasso di lavoro inferiore al limite elastico, 3÷5% per strutture in c.a. con qualche lesione o strutture in acciaio bullonate con tassi di lavoro pari a 50% o saldate con tassi di lavoro pari al 100% rapportati alla soglia di plasticizzazione, 7÷10% per strutture in c.a. a seguito della formazione di cerniere plastiche.

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
17	SLU	Comb. SLU A1 17	
18	SLU	Comb. SLU A1 18	
19	SLU	Comb. SLU A1 19	
20	SLU	Comb. SLU A1 20	
21	SLU	Comb. SLU A1 21	
22	SLU	Comb. SLU A1 22	
23	SLU	Comb. SLU A1 23	
24	SLU	Comb. SLU A1 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	
33	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 33	
34	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 34	
35	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 35	
36	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 36	
37	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 37	
38	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 38	
39	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 39	
40	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 40	
41	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 41	
42	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 42	
43	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 43	
44	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 44	
45	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 45	
46	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 46	
47	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 47	
48	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 48	
49	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 49	
50	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 50	
51	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 51	
52	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 52	
53	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 53	
54	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 54	
55	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo sism.) 55	
56	SLD(sis)	Comb. SLE (SLO Operativo 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	
65	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 65	
66	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 66	
67	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 67	
68	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 68	
69	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 69	
70	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 70	
71	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 71	
72	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 72	
73	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 73	
74	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 74	
75	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 75	
76	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 76	
77	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 77	
78	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 78	
79	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 79	
80	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 80	
81	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 81	
82	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 82	
83	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 83	
84	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 84	
85	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 85	
86	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 86	
87	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 87	

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
88	SLD(sis)	Comb. SLE (SLD Danno sism.) 88	
89	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 89	
90	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 90	
91	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 91	
92	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 92	
93	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 93	
94	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 94	
95	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 95	
96	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 96	
97	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 97	
98	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 98	
99	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 99	
100	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 100	
101	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 101	
102	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 102	
103	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 103	
104	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 104	
105	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 105	
106	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 106	
107	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 107	
108	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 108	
109	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 109	
110	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 110	
111	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 111	
112	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 112	
113	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 113	
114	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 114	
115	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 115	
116	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 116	
117	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 117	
118	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 118	
119	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 119	
120	SLU	Comb. SLU A1 (SLV sism.) 120	
121	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 121	
122	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 122	
123	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 123	
124	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 124	
125	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 125	
126	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 126	
127	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 127	
128	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 128	
129	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 129	
130	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 130	
131	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 131	
132	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 132	
133	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 133	
134	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 134	
135	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 135	
136	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 136	
137	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 137	
138	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 138	
139	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 139	

COMBINAZIONI

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...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
2	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
3	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
4	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
5	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
6	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
8	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
9	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									

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...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
10	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
11	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
12	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
13	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
14	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
15	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
16	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
17	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	0.0	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
19	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	1.50	0.75	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
21	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
22	1.30	1.30	1.30	1.30	1.05	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
24	1.00	1.00	1.00	1.00	1.05	0.0	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
25	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
26	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
27	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
28	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
29	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
30	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
31	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
32	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
33	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
34	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
36	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
37	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
38	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
39	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
40	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
41	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
42	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
43	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
44	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
45	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
46	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
47	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
48	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
49	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
51	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
52	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
53	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
54	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0

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...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
55	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
56	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
57	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
58	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
59	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
60	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
61	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
62	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
63	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
64	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0
	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
65	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
66	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
67	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	-0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
68	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.30
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
69	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
70	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.00	0.0
	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
71	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	-0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
72	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	0.0
	0.30	0.0	0.0	0.0	0.0									
73	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
74	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
75	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
76	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
77	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
78	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
79	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	-1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	1.00
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
81	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
82	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
83	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
84	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0	0.0
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
85	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
86	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.30	0.0
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
87	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	-1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
88	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.30	0.0
	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0									
89	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	-0.30	0.0									
90	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	0.30	0.0									
91	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	-0.30	0.0									
92	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	0.30	0.0									
93	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	0.0	-0.30									
94	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-1.00	0.0	0.0	0.30									
95	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	0.0	-0.30									
96	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	1.00	0.0	0.0	0.30									
97	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-1.00	-0.30	0.0									
98	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-1.00	0.30	0.0									

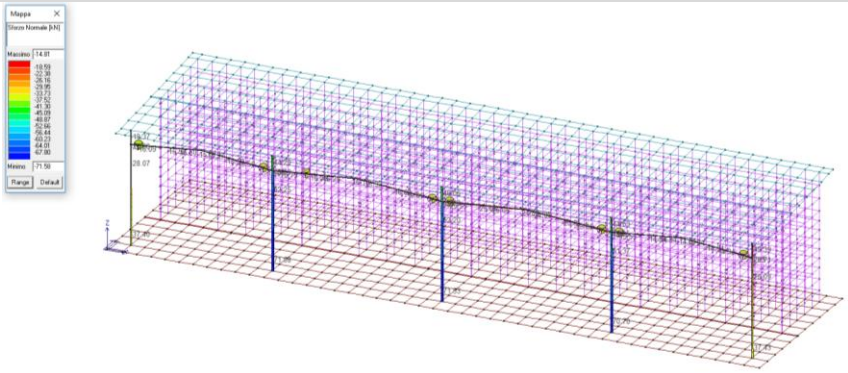
Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
99	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	-0.30	0.0									
100	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.30	0.0									
101	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-1.00	0.0	-0.30									
102	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-1.00	0.0	0.30									
103	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	-0.30									
104	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	1.00	0.0	0.30									
105	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	-1.00	0.0									
106	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	1.00	0.0									
107	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	-1.00	0.0									
108	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	1.00	0.0									
109	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-0.30	-1.00	0.0									
110	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-0.30	1.00	0.0									
111	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.30	-1.00	0.0									
112	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.30	1.00	0.0									
113	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	0.0	-1.00									
114	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	-0.30	0.0	0.0	1.00									
115	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	0.0	-1.00									
116	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.30	0.0	0.0	1.00									
117	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-0.30	0.0	-1.00									
118	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	-0.30	0.0	1.00									
119	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.30	0.0	-1.00									
120	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.30	0.0	1.00									
121	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
122	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
123	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
124	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
125	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
126	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
127	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
128	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
129	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
130	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	0.50	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
131	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
132	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
133	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
134	1.00	1.00	1.00	1.00	0.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
135	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
136	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
137	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
138	1.00	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									
139	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0									

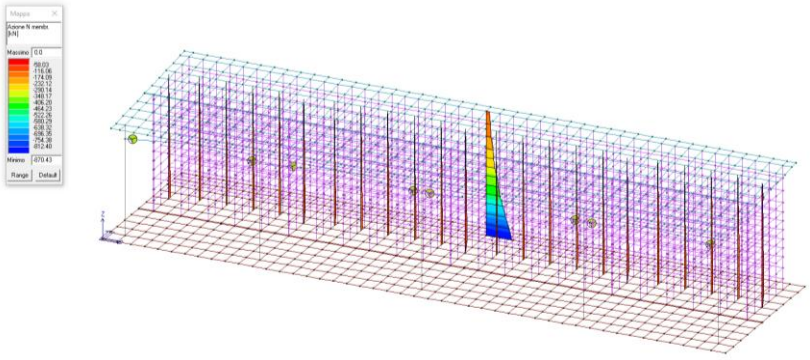
7.2.2 RISPOSTA ALLO SLU

La risposta allo Stato Limite Ultimo del sistema strutturale è fornita dallo stato di sforzo presente in ciascun elemento strutturale, ovvero dalle caratteristiche generalizzate della sollecitazione conseguenti alla teoria strutturale alla base di ciascun elemento finito (sollecitazioni per elementi monodimensionali D2, sollecitazioni per unità di lunghezza per elementi bidimensionali D3, tensioni per elementi solidi). Ciò premesso si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni relative alle combinazioni più gravose allo SLU per travi e pilastri prodotte dai carichi verticali. Lo stato di sforzo complessivo è inoltre rappresentato attraverso i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni che forniscono i valori massimi e minimi di ogni caratteristica elementare delle sollecitazioni. Le sollecitazioni flettenti e taglianti sono rappresentate attraverso le singole componenti cartesiane definite rispetto al sistema di riferimento locale degli elementi ovvero da M_{2-2} ed M_{3-3} e V_{2-2} e V_{3-3}.

DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI ALLO SLU PER COMBINAZIONI EMBLEMATICHE

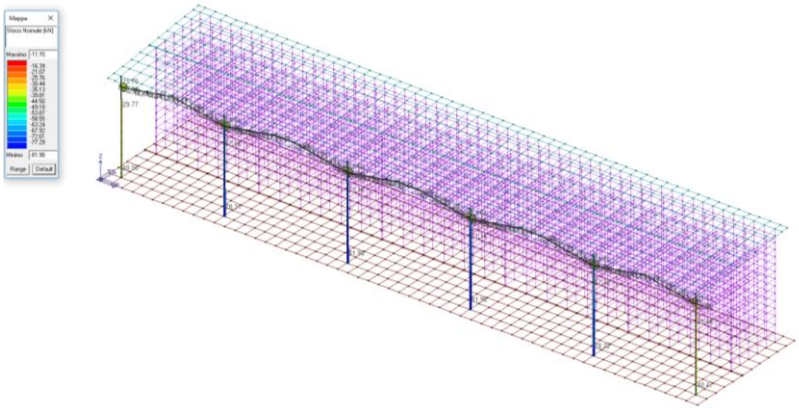
BLOCCO 1



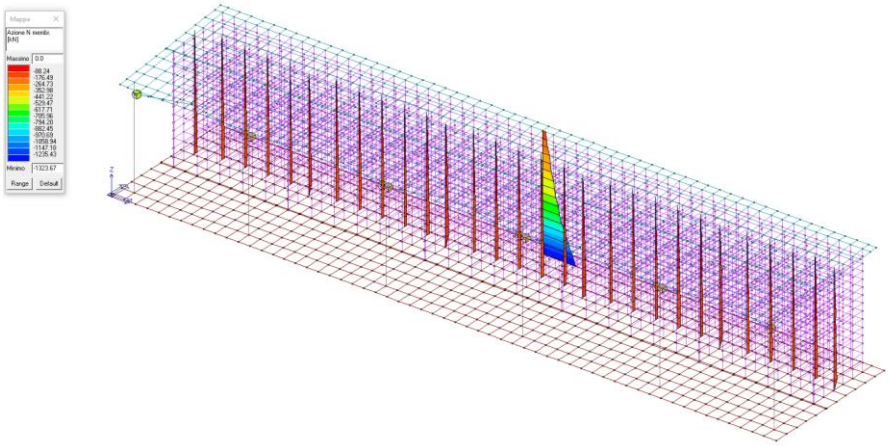


SFORZO NORMALE "N"
(condizione di tipo statico)

BLOCCO 2

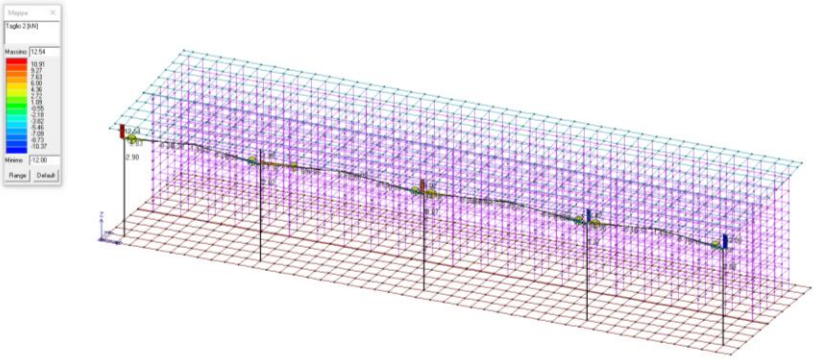


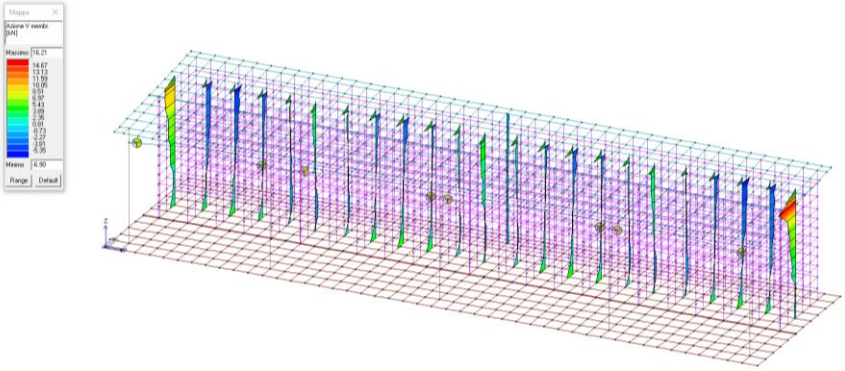
SFORZO NORMALE "N"
(condizione di tipo statico)



SFORZO NORMALE "N"
(condizione di tipo statico)

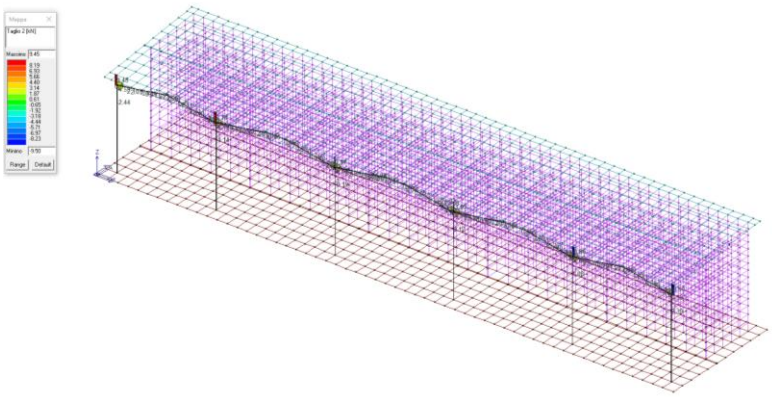
BLOCCO 1

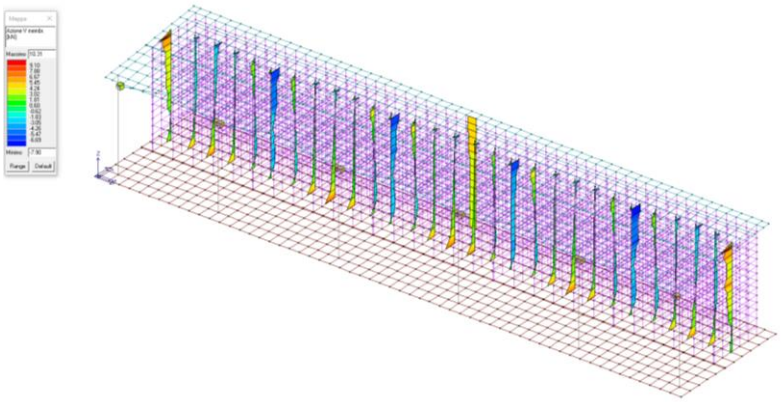




TAGLIO "V2"
(condizione di tipo statico)

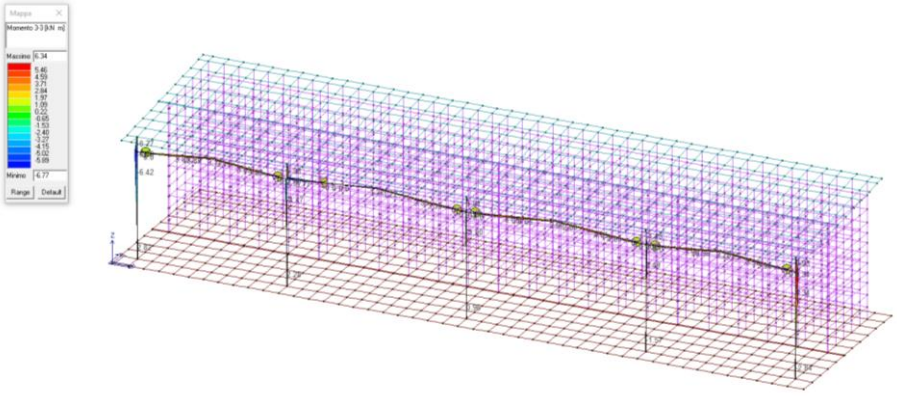
BLOCCO 2



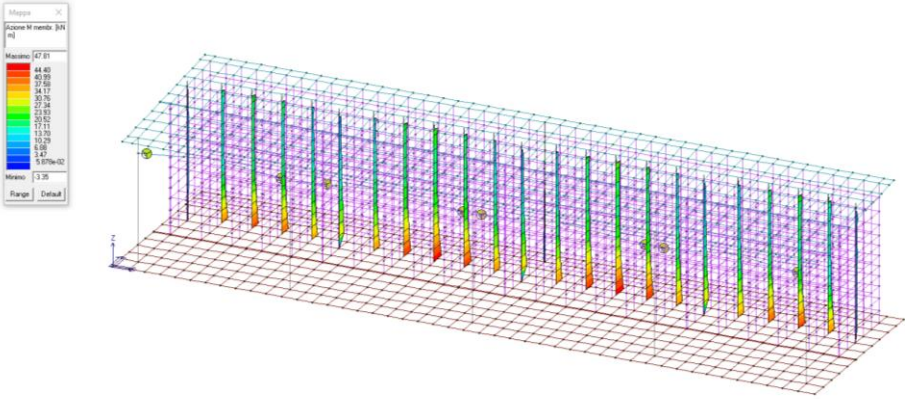


TAGLIO "V2"
(condizione di tipo statico)

BLOCCO 1

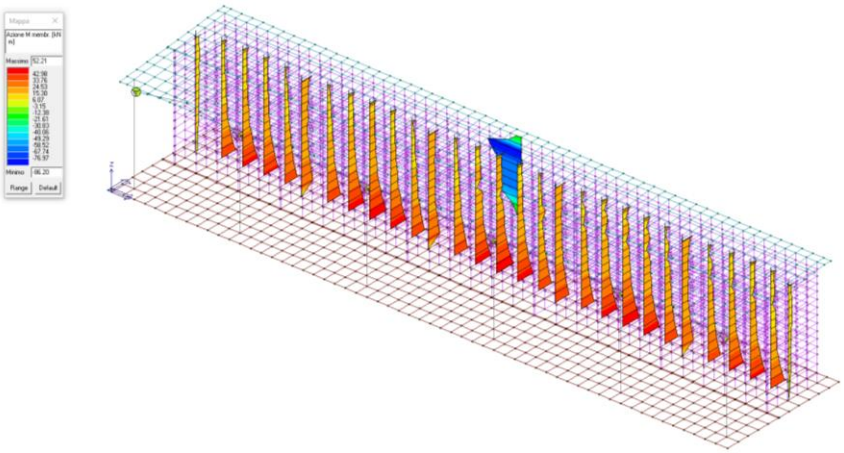


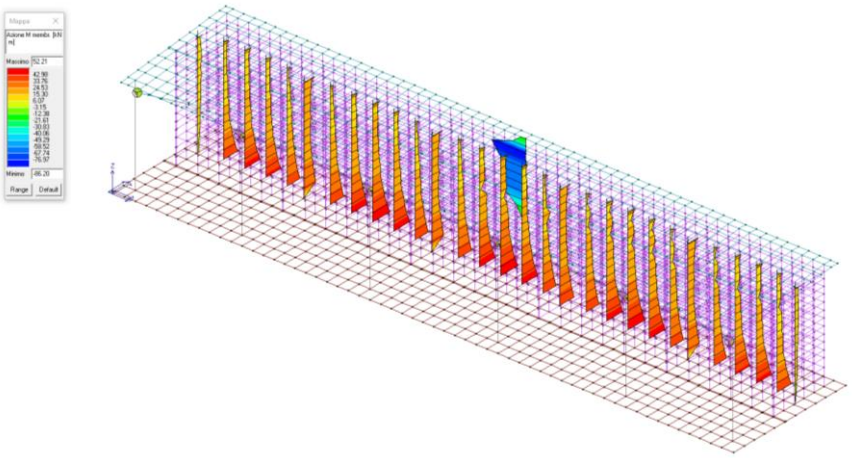
MOMENTO FLETTENTE ''M3''
(condizione di tipo statico)



MOMENTO FLETTENTE ''M3''
(condizione di tipo statico)

BLOCCO 2





MOMENTO FLETTENTE ''M3''
(condizione di tipo statico)

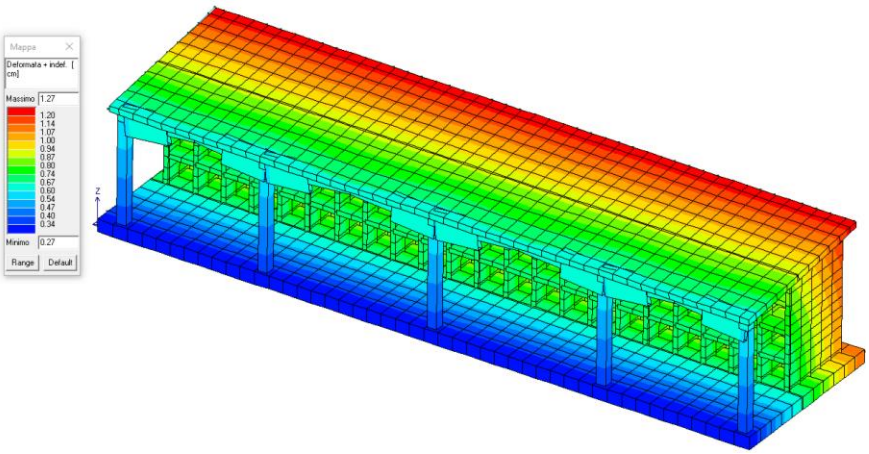
7.2.3 RISPOSTA STATICA E DINAMICA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO

Lo stato di spostamento è definito dalla configurazione deformata corrispondente alle azioni di progetto. Nel seguito si riporta la risposta statica e dinamica delle strutture.

7.2.4 SPOSTAMENTI VERTICALI

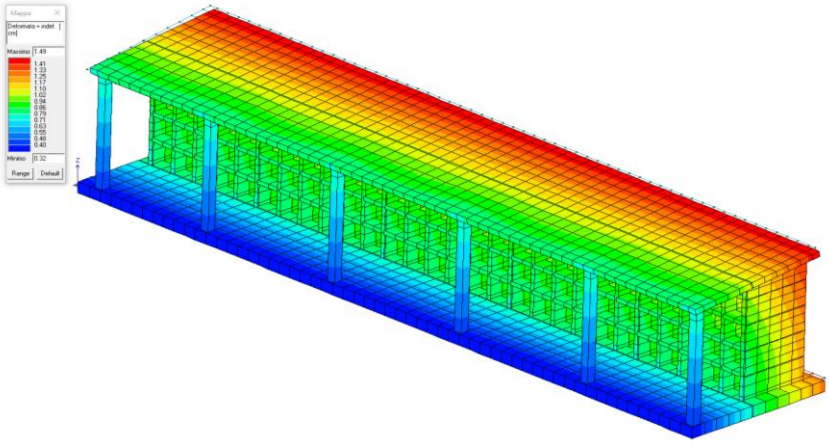
La configurazione deformata rappresentativa dello stato di spostamento verticale è fornita dal diagramma delle frecce che esprime lo spostamento verticale relativo (δmax in mm) valutato tra le estremità delle travi e le zona centrale. Le azioni agenti sono ovviamente quelle corrispondenti allo Stato Limite di Esercizio per combinazioni rare.

BLOCCO 1



Campo di spostamenti verticali in combinazione rara

BLOCCO 2



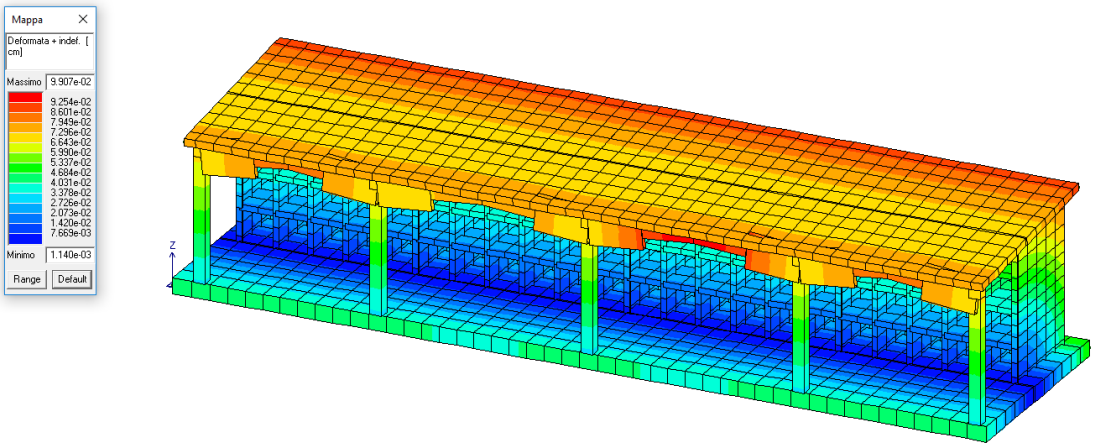
Campo di spostamenti verticali in combinazione rara

Tali spostamenti danno luogo ad una distorsione angolare inferiore al valore 0.003 che potrebbe indurre fessurazioni nelle strutture in elevazioni. Per maggiori dettagli si rinvia alla relazione geotecnica e sulle fondazioni.
Tutti gli spostamenti sono compatibili con le funzionalità dell'opera.

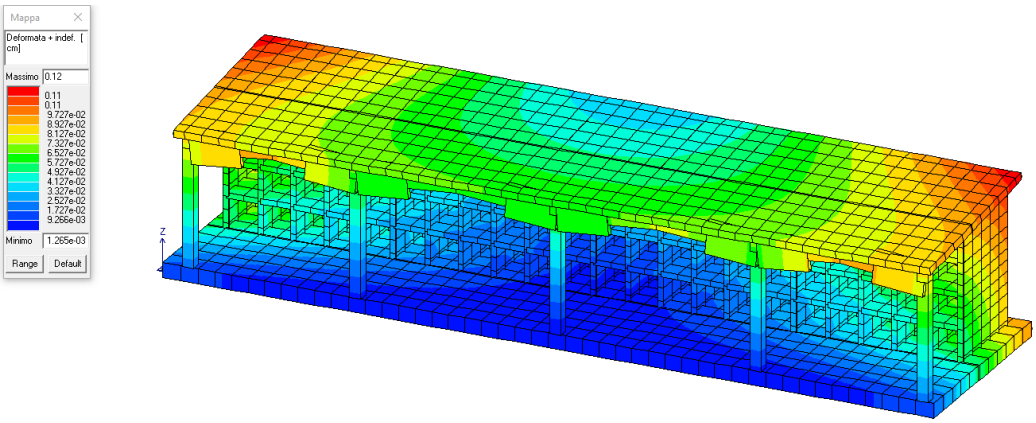
7.2.5 MODI DI VIBRARE

La risposta dinamica è caratterizzata dai modi di vibrare del sistema strutturale. Gli effetti delle azioni sono stati valutati combinando quelli prodotti da modi di vibrare, in grado di eccitare l'85% della massa del sistema secondo le due direzioni orizzontali x ed y.

BLOCCO 1

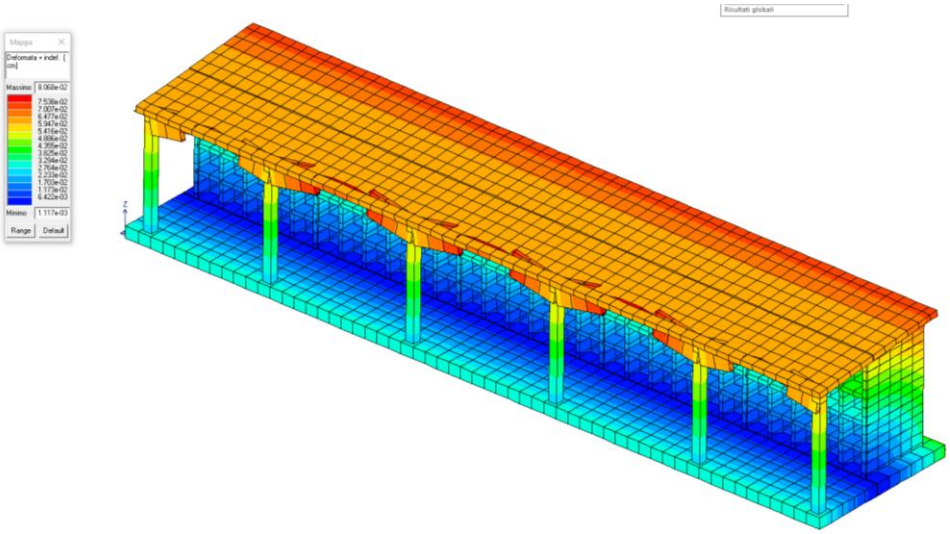


Modo fondamentale in direzione y T = 0.28s 62% DI MASSA ECCITATA

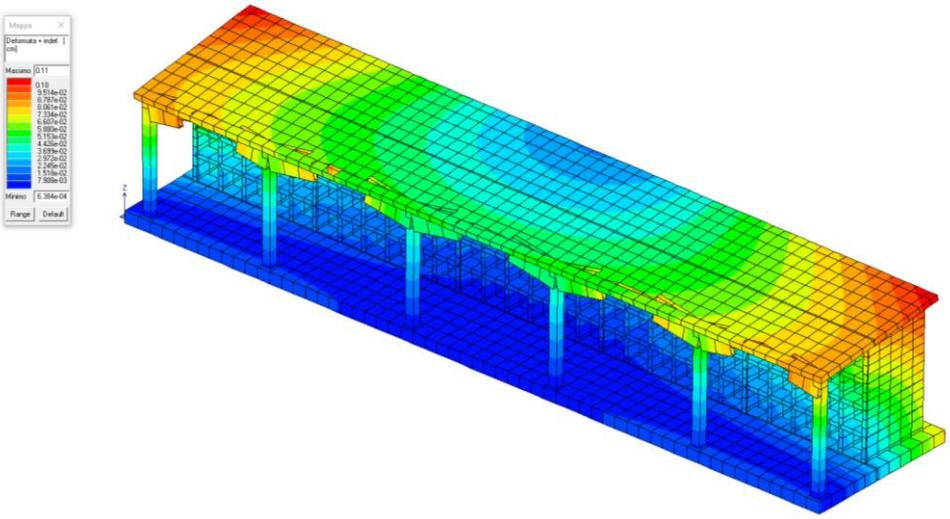


Modo fondamentale in direzione x T = 0.18s 26% DI MASSA ECCITATA

BLOCCO 2



Modo fondamentale in direzione y T = 0.33s 66% DI MASSA ECCITATA



Modo fondamentale in direzione x T = 0.21s 19% DI MASSA ECCITATA

8 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

8.1 Criteri di verifica per elementi in c.a.

8.1.1 Criteri di verifica per elementi soggetti a flessione e/o sforzo normale

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali in c.a. nei confronti di flessione e sforzo normale, si adottano le seguenti ipotesi:

conservazione delle sezioni piane;

perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo;

resistenza a trazione del calcestruzzo trascurabile;

rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;

rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il calcestruzzo si adopera un diagramma di calcolo tensione-deformazione di tipo parabola-rettangolo.

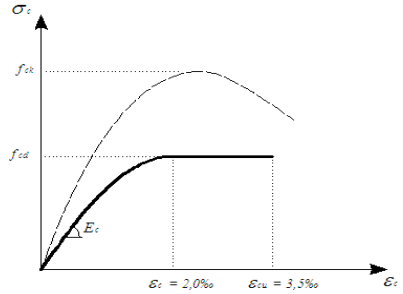


Diagramma tensione – deformazione di progetto del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd} è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ed è pari a 0.85;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo ed è pari a 1.5.

Per le armature in acciaio si assume un diagramma di calcolo tensione-deformazione bilineare elastico-perfettamente plastico indefinito.

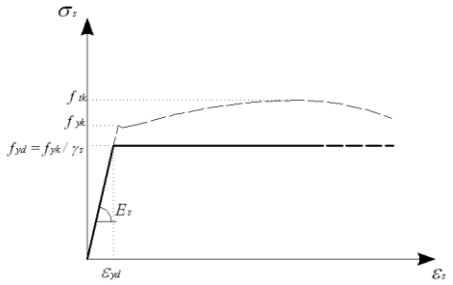


Diagramma tensione – deformazione di progetto dell'acciaio

La resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio f_{yd} è:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

in cui:

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio ed assume il valore 1.15.

Con riferimento alla sezione soggetta a sforzo normale e momento flettente, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.1.2 Criteri di verifica per elementi soggetti a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Rd} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento l'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (\nu_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

con:

$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{\frac{1}{2}} \leq 2$;

$\nu_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}$;

e dove:

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

In corrispondenza degli appoggi, è necessario disporre un quantitativo di armatura longitudinale a cui affidare l'assorbimento degli sforzi provocati dal taglio dovuti all'inclinazione (assunta pari a 45°) delle fessure rispetto all'asse della trave.

Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio viene valutata sulla base di un'adeguata schematizzazione a traliccio. La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove
V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente;
V_{Rd} è il valore della resistenza a taglio dell'elemento assunto pari al minore tra la resistenza di calcolo a "taglio trazione" e la resistenza di calcolo a "taglio compressione".

$$V_{Rd} = \min\left(V_{Rsd}, V_{Rcd}\right)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot \left(ctg\alpha + ctg\theta\right) \cdot sen\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\left(ctg\alpha + ctg\theta\right)}{1 + ctg\theta^2}$$

dove:
A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;
α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
θ è l'inclinazione dei puntoni compressi in cls rispetto all'asse della trave e deve essere tale da rispettare i seguenti limiti:

$1 \leq cotg\ \theta \leq 2.5$

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima $\left(f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}\right)$
α_c è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

8.1.3 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

Le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.
Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:
-resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature (Rs);
-resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso (Rc);
-ancoraggio delle armature (Rb);
-resistenza dei nodi (Rn);
Si rimanda ai paragrafi relativi a tali specifiche verifiche per i necessari riferimenti normativi.

8.1.4 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Per la verifica di elementi strutturali soggetti a sollecitazioni torcenti deve risultare:

$$T_{Rd} \geq T_{Ed}$$

in cui
T_{Ed} rappresenta il valore di calcolo del momento torcente;
T_{Rd} rappresenta la resistenza di calcolo alla torsione.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Per questo schema resistente la resistenza di calcolo alla torsione può essere definita come la minore tra le resistenze valutate rispettivamente con riferimento al calcestruzzo, all'armatura trasversale e all'armatura longitudinale:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}; T_{Rsd}; T_{Rld})$$

-*Verifica a torsione - compressione del conglomerato*

Con riferimento al calcestruzzo, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / \left(1 + ctg^2\theta\right)$$

dove
A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
t è lo spessore del profilo periferico che, per sezioni piene, si assume pari al rapporto tra l'area della sezione A_c ed il suo perimetro *u*.

-*Verifica a torsione – trazione dell'armatura trasversale*

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$$

dove A_s è l'area dell'armatura trasversale (staffe);
s è il passo delle staffe.

-*Verifica a torsione – trazione dell'armatura longitudinale*

Con riferimento all'armatura longitudinale, la resistenza di calcolo si definisce come:

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / ctg\theta$$

dove SA_l è l'area complessiva delle barre longitudinali;
u_m è il perimetro medio del nucleo resistente.

L'inclinazione delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0.4 \le ctg\theta \le 2.5$$

Nel caso in cui si riscontri la presenza di azioni torcenti significative ai fini della stabilità e del collasso di parti dell'opera, è necessario integrare le armature longitudinali, derivanti dalle verifiche di presso flessione, con le barre derivanti dal calcolo a torsione.
Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, nel caso di presenza simultanea di sollecitazioni taglianti e torcenti, si dovrà verificare che:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \le 1$$

al fine di limitare lo stato di lavoro delle bielle compresse.

9 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

9.1 Verifiche agli sle in condizioni non sismiche

9.1.1 Verifiche di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture la normativa prescrive di non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alla sensibilità delle armature alla corrosione, alle combinazioni delle azioni analizzate. Le combinazioni delle azioni da prendere in considerazione sono quelle "quasi permanenti" e quelle "frequenti". Dalla *Tabella 4.1.IV del D.M. 17-01-2018* è possibile quindi dedurre le tipologie di verifiche da dover effettuare:

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite rispetto al quale effettuare le verifiche è quello relativo all'apertura delle fessure; più in dettaglio bisogna controllare che il valore di calcolo dell'ampiezza delle fessure w_d non superi il valore limite fissato in funzione della combinazione delle azioni analizzata e delle condizioni ambientali in cui ricade la struttura in esame. Tale verifica ha senso, ovviamente, soltanto nei casi in cui sia convenzionalmente avvenuta la formazione delle fessure, ossia in tutti quei casi in cui, per la combinazione delle azioni considerata, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata sia almeno pari a:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

Il valore di calcolo dell'ampiezza della fessura è dato da:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

ove l'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm}.

I valori di ε_{sm} e di Δ_{sm} possono essere calcolati utilizzando la procedura proposta dal D.M. 09.01.1996 oppure applicando la procedura riportata dalla Circolare del 02.02.2009, n. 617. In alternativa, la verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura (Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 02.02.2009, n. 617).

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	w_3 = 0,4 mm	w_2 = 0,3 mm	w_1 = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

9.1.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

Le verifiche tensionali agli stati limite di esercizio consistono nel controllare che, per le combinazioni caratteristiche (rare) e quasi permanenti delle azioni, le tensioni nel calcestruzzo e nelle armature, valutate adottando una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare, siano contenute nei limiti di seguito indicati:

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

Tensione massima dell'acciaio nelle condizioni di esercizio

$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

9.2 Verifiche agli SLE in condizioni sismiche

9.2.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

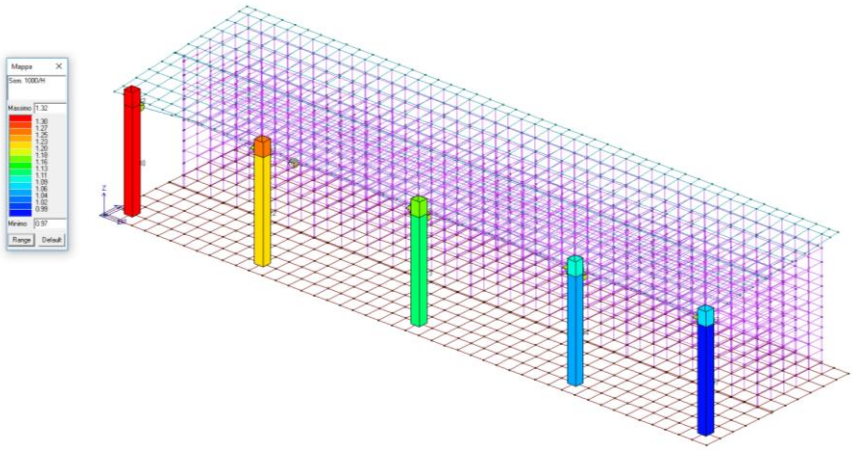
Per le costruzioni di classe III e IV, allo scopo di limitare i danneggiamenti strutturali, deve essere verificato che, per tutti gli elementi strutturali, il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (Ed) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (Rd) calcolato adottando i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali relativi alle situazioni di carico eccezionali ($\gamma_c = 1.0$ e $\gamma_s = 1.0$).

9.2.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

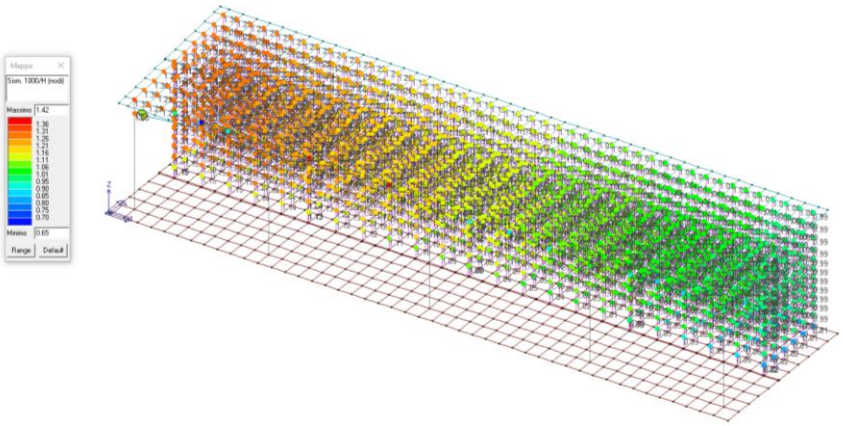
Il controllo sul danneggiamento indotto da terremoti frequenti sulle parti non strutturali (elementi di partizione esterni ed interni) è valutato analizzando la deformabilità laterale del sistema strutturale. Il parametro di performance assunto per tale tipo di verifica è il Drift (δ), ovvero lo spostamento relativo orizzontale tra due nodi consecutivi, allineati in verticale, appartenenti a due diversi impalcati. La verifica a danneggiamento risulta soddisfatta se il drift risulta inferiore ad un pre-assegnato valore limite rapportato all'altezza di interpiano (h).
In particolare tale controllo, è eseguito in modo automatico dal programma di calcolo che restituisce, per ciascuna combinazione sismica definita SLD restituisce, 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 per edifici con tamponamenti collegati elasticamente, 3 per edifici in muratura ordinaria, 4 per edifici in muratura armata).

Si riportano gli spostamenti d'interpiano nelle condizioni allo SLD ed SLO.
Nei fatti la struttura non presenta tamponamenti. In ogni caso si tratta di spostamenti esegui e trascurabili.

BLOCCO 1 - SLD

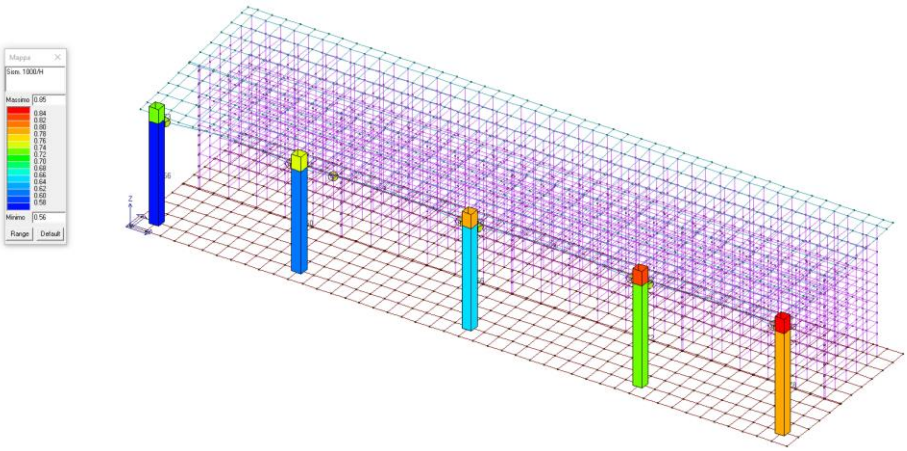


spostamenti interpiano normalizzati elementi pilastro

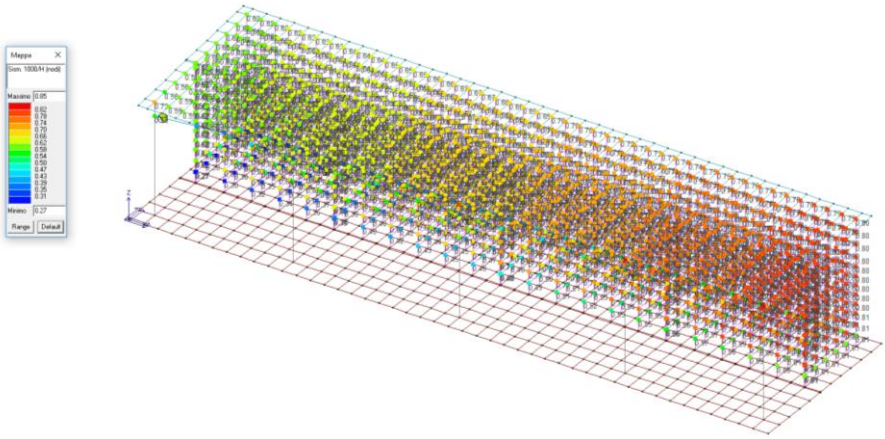


Spostamenti interpiano normalizzati elementi nodali

BLOCCO 1 – SL0

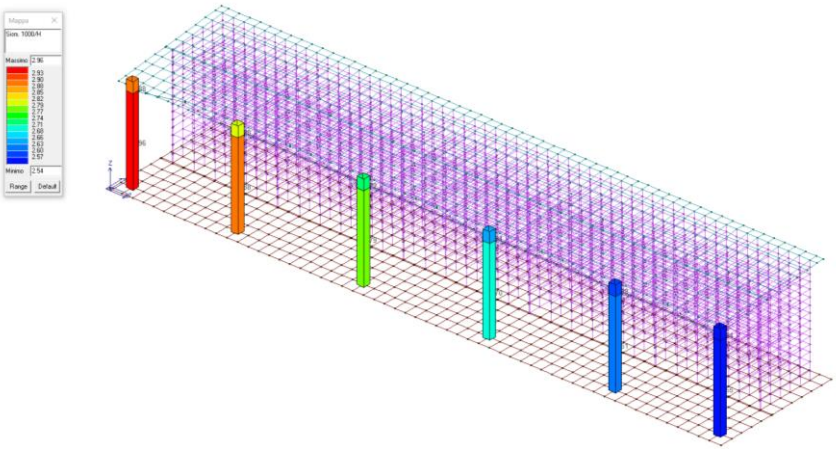


spostamenti interpiano normalizzati elementi pilastro

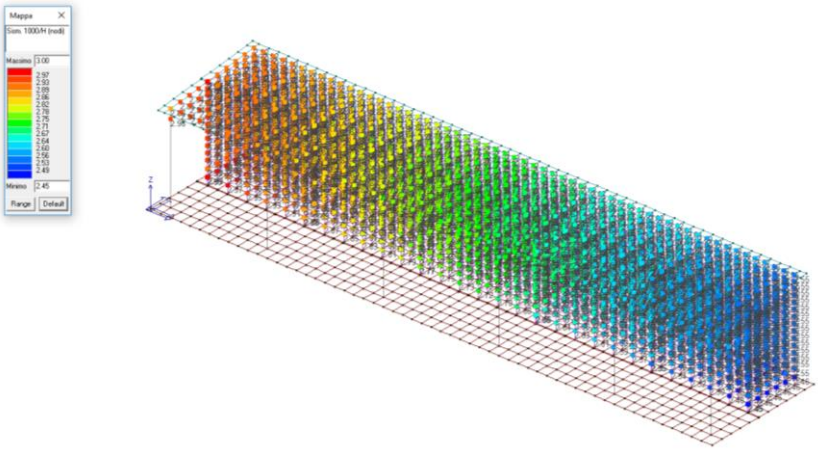


Spostamenti interpiano normalizzati elementi nodali

BLOCCO 2 - SLD

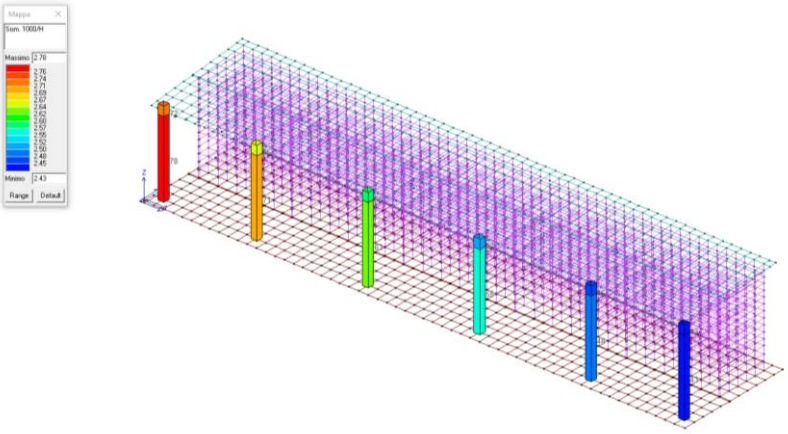


spostamenti interpiano normalizzati elementi pilastro

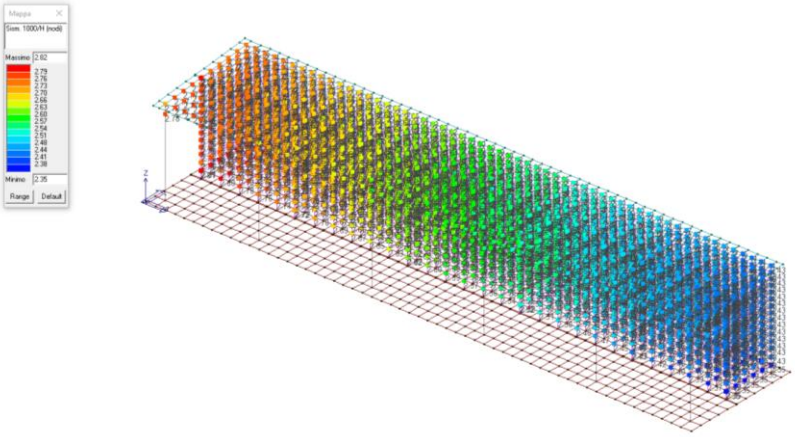


Spostamenti interpiano normalizzati elementi nodali

BLOCCO 2 – SL0



spostamenti interpiano normalizzati elementi pilastro



Spostamenti interpiano normalizzati elementi nodali

10 CONTROLLO TEORICO (VERIFICHE)

10.1 GENERALITÀ

Nota la risposta del sistema struttura (Domanda = D) occorre valutare se questa risulti compatibile con limiti prestazionali (Capacità = C), definiti sia in termini di resistenza che deformabilità.

Le verifiche di sicurezza sono state eseguite in accordo al metodo semiprobabilistico agli stati limite, monitorando il livello di sfruttamento percentuale delle membrature del sistema strutturale nei riguardi due livelli prestazionali considerati come esplicitato ai paragrafi precedenti .(SLU e SLE).

In particolare, il livello di sicurezza allo SLU e allo SLE è sinteticamente rappresentato dal rapporto tra la domanda (Sollecitazione E_d o spostamento D_d) e la capacità (Resistenza R_d o spostamento limite D_{lim}), ovvero dal tasso di lavoro o sfruttamento di ciascun livello prestazionale.

In buona sostanza, le verifiche sono da ritenersi soddisfatte se:

$$s_{SLU} = \frac{E_d}{R_d} \leq 1 \qquad s_{SLE} = \frac{D_d}{D_{lim}} \leq 1$$

Tutte le verifiche sono svolte in modo semiautomatico attraverso i post-processori del software di calcolo utilizzato.

Si riportano le verifiche degli elementi verticali, pareti e pilastri rinviando la verifica degli elementi travi alla relazione di calcolo del prefabbricatore delle travi miste.

10.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

10.2.1 PILASTRATE E TRAVATE

Per i pilastri, il controllo dello SLU è condizionato dalle verifiche a presso-flessione deviata ($(\mathrm{N_{Ed}}; \mathrm{M_{Ed}}) \subseteq \mathrm{Dominio\ N-M}$), nell'ipotesi di crescita proporzionale delle sollecitazioni, e dalle verifiche taglio-torsione ($V_{Ed} \leq V_{Rd}$ e $T_{Ed} \leq T_{Rd}$). Le verifiche sono presentate nel presente paragrafo, attraverso diagrammi a mappe di colori che indicano il tasso di lavoro (domanda/capacita) di ciascuna membratura dell'intero organismo strutturale , i risultati, per ogni elemento attraverso, sono inoltre riporati nelle tabelle che seguono.
In particolare vengono riportati il rapporto x/d, le verifiche per sollecitazioni proporzionali e la verifica per compressione media con l'indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

Per gli elementi tipo pilastro sono riportati numero e diametro dei ferri di vertice, numero e diametro di ferri disposti lungo i lati L1 (paralleli alla base della sezione) e lungo i lati L2 (paralleli all'altezza della sezione).

Per gli elementi tipo trave sono riportati infine le quantità di armatura inferiore e superiore.
Verifiche a flessione (M_Ed≤M_Rd) e taglio (V_Ed≤V_Rd). Le verifiche sono presentate attraverso diagrammi a mappe di colori che indicano il tasso di lavoro (domanda su capacita) di ciascuna membratura dell'intero organismo strutturale. SLU Struttura avente calcestruzzo con resistenza nominale.

In tabella vengono riportati per ogni elemento il numero dello stesso ed il codice di verifica. Sono riportati il rapporto x/d, le verifiche per sollecitazioni proporzionali e la verifica per compressione media con l'indicazione delle combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori. Per gli elementi tipo pilastro sono riportati numero e diametro dei ferri di vertice, numero e diametro di ferri disposti lungo i lati L1 (paralleli alla base della sezione) e lungo i lati L2 (paralleli all'altezza della sezione). Per gli elementi tipo trave sono riportati infine le quantità di armatura inferiore e superiore.

Per le verifiche agli S.L. dei pilastri è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

M_P X Y	Numero della pilastrata (P) e posizione in pianta (X,Y)
Pilas.	numero identificativo dell'elemento D2
Note	Codici identificativi delle sezione (s) e materiale (m) pilastro
Stato	Codici relativi all'esito delle verifiche effettuate appresso descritte
Quota	Quota sezione di verifica
%Af	Percentuale di area di armatura rispetto a quella di calcestruzzo
r. snell.	Rapporto di snellezza λ su λ^*: valore superiore a 1 per elementi snelli nel caso in cui viene effettuata la verifica con il metodo diretto dello stato di equilibrio
Armat. long.	Numero e diametro (d) dei ferri di armatura longitudinale distinti in ferri di vertice + ferri di lato nelle posizioni nL1 e nL2, come da schemi in figura precedente
V N/M	Verifica a pressoflessione con rapporto Ed/Rd: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
V N sis	Verifica a compressione solo calcestruzzo con rapporto Nsd/Nrd ed Nrd calcolato come al punto 7.4.4.2.1: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Staffe	Dati tratto di staffatura oggetto di verifica, nello specifico: numero delle braccia, diametro, passo, lunghezza L tratto
V V/T cls	Verifica a taglio/torsione con rapporto Ved/Vrd: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Rif. cmb.	Riferimento combinazioni da cui si generano le verifiche più gravose per il pilastro

Per le verifiche alla G.R. dei pilastri è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Pilas.	numero identificativo dell'elemento D2 pilastro
sovr. Xi (Xf)	Verifica sovraresistenza come da formula 7.4.4 in direzione X, alla base (i) ed alla sommità (f): rapporto tra i momenti resistenti dei pilastri e delle travi. La verifica è positiva se maggiore del γ_{Rd} adottato
sovr. Yi (Yf)	Verifica sovraresistenza come da formula 7.4.4 in direzione Y, alla base (i) ed alla sommità (f): rapporto tra i momenti resistenti dei pilastri e delle travi. La verifica è positiva se maggiore del γ_{Rd} adottato
M 2-2 i (f)	Valore del momento resistente 2-2 alla base (i) ed alla sommità (f) con massimo momento in presenza dello sforzo normale di calcolo
M 3-3 i (f)	Valore del momento resistente 3-3 alla base (i) ed alla sommità (f) con massimo momento in presenza dello sforzo normale di calcolo
Luce per V	Luce di calcolo per la definizione del taglio (generato dai momenti resistenti)

V M2-2 (M3-3)	Valore del taglio generato dai momenti resistenti 2-2 (3-3)

Per le verifiche dei dettagli costruttivi per la duttilità è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:
(Non presente nel caso di comportamento strutturale non dissipativo)

Pilas	Numero identificativo D2 pilastro
ni	Sforzo assiale adimensionalizzato di progetto relativo alla combinazione sismica SLV
alfaomega	Prodotto tra il coefficiente di efficacia del confinamento e il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno del nodo
V.7.4.29 2-2 (3-3)	Rapporto tra la domanda di staffe minima nel nodo e il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento inserito all'interno del nodo in direzione 2 (3)
V. 7.4.29 Stato	Codici relativi all'esito della verifica 7.4.29
dmu_fi 2-2 (3-3)	Domanda in duttilità di curvatura in direzione 2 (3)
cmu_fi 2-2 (3-3)	Capacità in duttilità di curvatura in direzione 2 (3)
V. dutt. 2-2 (3-3)	Rapporto tra la domanda in duttilità di curvatura e la capacità in duttilità di curvatura in direzione 2 (3)

Per le verifiche nodi trave-pilastro è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

Nodo	Numero identificativo del nodo trave-pilastro
Stato	Esito delle verifiche
Pilastro	Numero identificativo D2 pilastro
Diam st	Diametro staffe nodo
Passo	Passo staffe nodo
n. br. 2 (3)	Numero braccia staffe per il taglio in direzione 2 (3)
Bj2 (3)	Larghezza effettiva del nodo per il taglio in direzione 2 (3)
Hjc2 (3)	Distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro per il taglio in direzione 2 (3)
V. 7.4.8	Rapporto tra il taglio Vjbd e il taglio resistente come da formula 7.4.8
V. Ash	Rapporto tra il passo staffe calcolato secondo il capitolo 7.4.4.3.1. e il passo staffe effattivamente inserita nel nodo. Nel caso di valore indica passo staffe utilizzato deriva dalle formule presenti nel paragrafo 7.4.4.3.1. Nel caso di valore minore di 1 il passo staffe utilizzato deriva del pilastro superiore o inferiore al nodo
7.4.10	Check passo staffe valutato in funzione della formula 7.4.10: • SI il passo staffe è calcolato utilizzando la formula 7.4.10; • NO il passo staffe è calcolato utilizzando le formule 7.4.11 e/o 7.4.12; • NR calcolo passo staffe non richiesto;
Rif. comb.	Riferimento combinazioni da cui si generano le verifiche più gravose per il nodo

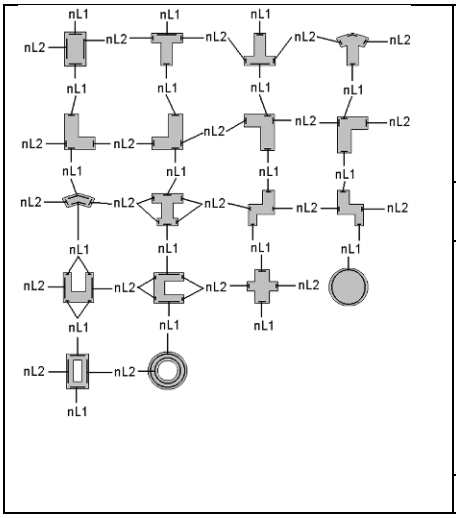
Per le verifiche agli S.L. delle travi è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

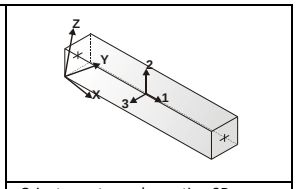
M_T Z P P	Numero della travata (T), quota media (Z), n° pilastrata iniziale (P) e finale (P) (nodo in assenza di pilastrata)
Trave	numero identificativo dell'elemento D2
Note	Codici identificativi sezione (s) e materiale (m) trave; sono inoltre presenti le sigle relative all'esito delle verifiche effettuate appresso descritte
%Af	Percentuale di area di armatura rispetto a quella di calcestruzzo
Af inf.	Area di armatura longitudinale posta all'intradosso
Af sup	Area di armatura longitudinale posta all'estradosso
Af long.	Area complessiva armatura longitudinale
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile
V N/M	Verifica a pressoflessione rapporto Ed/Rd: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
V N sis	Verifica a compressione solo calcestruzzo rapporto Nsd/Nrd con Nrd calcolato come al punto 7.4.4.2.1: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Staffe	Dati tratto di staffatura oggetto di verifica, nello specifico: numero delle braccia, diametro, passo, lunghezza L tratto
V V/T cls	Verifica a taglio/torsione con rapporto Ved/Vrd: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Rif. cmb.	Riferimento combinazioni da cui si generano le verifiche più gravose per la trave

Per le verifiche alla G.R. delle travi è presente una tabella con i simboli di seguito descritti:

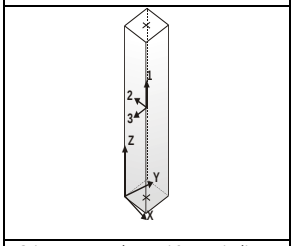
Trave	numero identificativo dell'elemento D2 trave
M negativo i (f)	Valore del momento resistente negativo all' estremità iniziale i (finale f) della trave
M positivo i (f)	Valore del momento resistente positivo all' estremità iniziale i (finale f) della trave
Luce per V	Luce di calcolo per la definizione del taglio (generato dai momenti resistenti)
V M-i M+f	Taglio generato dai momenti resistenti negativo i e positivo f
V M+i M-f	Taglio generato dai momenti resistenti positivo i e negativo f
VEd, min	Valore di taglio minimo per verifica condizioni p.to 7.4.4.1.1 armatura diagonale (solo per CD "A")
VEd, max	Valore di taglio massimo per verifica condizioni p.to 7.4.4.1.1 armatura diagonale (solo per CD "A")
Vr1	Valore di taglio come da formula 7.4.1 per armatura diagonale (solo per CD "A")
As	Area singolo ordine armature diagonali come da formula 7.4.2 (solo per CD "A")

Schema della distribuzione delle armature longitudinali





Orientamento elementi 2D non verticali



Orientamento elementi 2D verticali

BLOCCO 1

M_P= 1X=50.0Y=55.0

Pilas.	Note	Stato	Quota cm	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe L=cm	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
4	s=1,m=1	ok,ok	0.0	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.24	0.05	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	115,120,95,92
			159.5	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.07	0.05	3+3d8/15 L=229	0.08	0.04	114,120,95,92
	[b=1.0;1.0]		319.0	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.16	0.04	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	108,120,95,92
10	s=1,m=1	ok,ok	319.0	1.37	0.03	4d14 2+2 d14	0.23	0.03	3+3d8/15 L=45	0.10	0.07	95,120,95,95
	[b=1.0;1.0]		364.0	1.37	0.03	4d14 2+2 d14	0.17	0.03	3+3d8/15 L=45	0.10	0.07	108,120,95,95
					M_P= 2	**X=505.0**	**Y=55.0**					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
5	s=1,m=1	ok,ok	0.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.22	0.10	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	92,120,92,92
			159.5	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.07	0.09	3+3d8/15 L=229	0.08	0.05	94,120,92,92
	[b=1.0;1.0]		319.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.14	0.09	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	108,120,92,92
11	s=1,m=1	ok,ok	319.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.20	0.07	3+3d8/15 L=45	0.19	0.10	114,120,115,115
	[b=1.0;1.0]		364.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.22	0.07	3+3d8/15 L=45	0.19	0.10	114,120,115,115
					M_P= 3	**X=1050.0**	**Y=55.0**					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
3	s=1,m=1	ok,ok	0.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.23	0.09	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	92,114,92,92
			159.5	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.06	0.09	3+3d8/15 L=229	0.08	0.05	94,114,92,92
	[b=1.0;1.0]		319.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.13	0.09	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	92,114,92,92
17	s=1,m=1	ok,ok	319.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.20	0.07	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	108,114,92,96
	[b=1.0;1.0]		364.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.20	0.07	3+3d8/15 L=45	0.08	0.05	114,114,92,96
					M_P= 4	**X=1595.0**	**Y=55.0**					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
2	s=1,m=1	ok,ok	0.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.22	0.09	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	94,106,94,94
			159.5	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.06	0.09	3+3d8/15 L=229	0.08	0.04	92,106,94,94
	[b=1.0;1.0]		319.0	1.37	0.37	4d14 2+2 d14	0.13	0.09	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	114,106,94,94
8	s=1,m=1	ok,ok	319.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.20	0.07	3+3d8/15 L=45	0.10	0.06	114,110,92,92
	[b=1.0;1.0]		364.0	1.37	0.04	4d14 2+2 d14	0.19	0.07	3+3d8/15 L=45	0.10	0.06	108,110,92,92
					M_P= 5	**X=2050.0**	**Y=55.0**					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
1	s=1,m=1	ok,ok	0.0	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.24	0.05	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	105,110,89,94
			159.5	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.07	0.05	3+3d8/15 L=229	0.08	0.04	108,110,89,94
	[b=1.0;1.0]		319.0	1.37	0.27	4d14 2+2 d14	0.16	0.04	3+3d8/15 L=45	0.08	0.04	89,110,89,94
22	s=1,m=1	ok,ok	319.0	1.37	0.03	4d14 2+2 d14	0.23	0.03	3+3d8/15 L=45	0.10	0.06	89,110,89,97
	[b=1.0;1.0]		364.0	1.37	0.03	4d14 2+2 d14	0.17	0.03	3+3d8/15 L=45	0.10	0.06	114,110,89,97

Pilas.	**%Af**	**r. snell.**	**V N/M**	**V N sis**	**V V/T cls**	**V V/T acc**
	1.37	0.37	0.24	0.10	0.19	0.10

Pilas.	**nid**	**alfaomega**	**V. 7.4.29 2-2**	**V. 7.4.29 3-3**	**V. 7.4.29 Stato**	**dmu_fi 2-2**	**dmu_fi 3-3**	**cmu_fi 2-2**	**cmu_fi 3-3**	**V. dut. 2-2**	**V. dut. 3-3**
			2-2	**3-3**						**2-2**	**3-3**

Nodo	**Stato**	**Pilas.**	**Diam st** mm	**Passo** cm	**n. br. 2**	**Bj2** cm	**Hjc2** cm	**n. br. 3**	**Bj3** cm	**Hjc3** cm	**V. 7.4.8**	**V. Ash**	**7.4.10**	**Rif. cmb**
3368	ok	4	8	15.0	3	30.0	23.0	3	30.0	23.0	0.4	0.6	NO	94,101
3369	ok	5	8	12.5	3	30.0	23.0	3	30.0	23.0	0.6	1.0	NO	98,101
3373	ok	2	8	12.5	3	30.0	23.0	3	30.0	23.0	0.6	1.0	NO	94,99
3374	ok	1	8	15.0	3	30.0	23.0	3	30.0	23.0	0.4	0.6	NO	100,99
3379	ok	3	8	12.5	3	30.0	23.0	3	30.0	23.0	0.6	1.0	NO	90,95

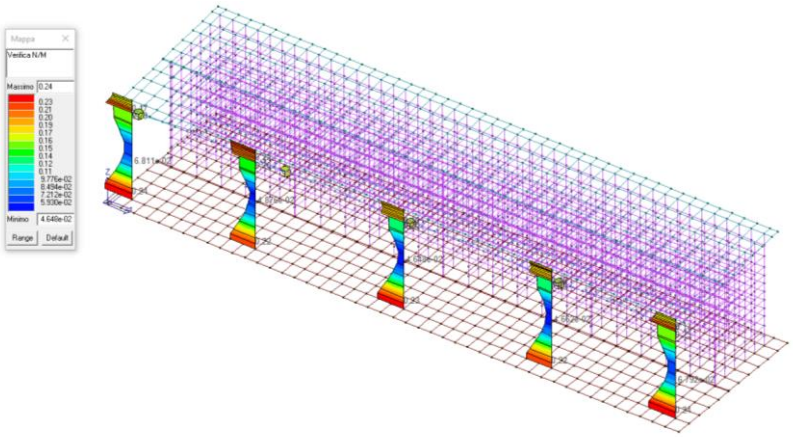
Nodo	**Passo**	**V. 7.4.8**	**V. Ash**
	12.50		
		0.64	0.98

M_T= 1 Z=330.9 P=1 P=5

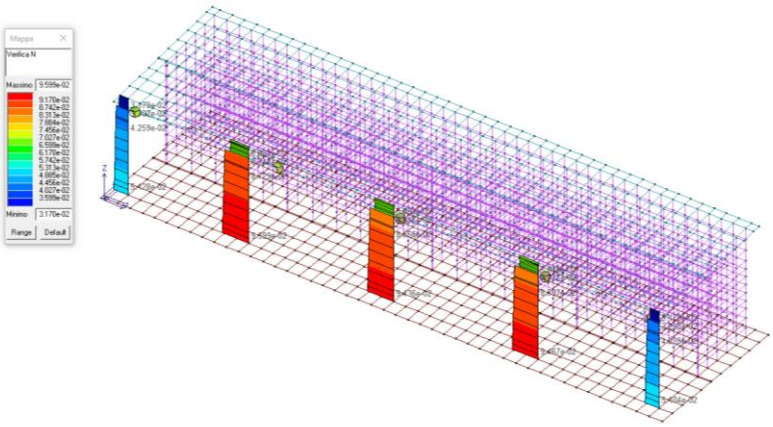
Trave	Note	Pos.	%Af	Af inf.	Af. sup	Af long.	x/d	V N/M	V V/T cls	V V/T acc	Staffe	Rif. cmb

		cm									L=cm	
6	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	8.18e-03	0.03	0.01	2d8/15 L=123	91,116,10
	s=2,m=1	138.2	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.02	1.65e-03	2d8/15 L=123	10,113,115
7	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.04	1.97e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
	s=3,m=1	90.4	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.14	0.05	0.01	2d8/20 L=40	10,0,3
23	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.14	0.08	0.01	2d8/20 L=40	10,0,3
	s=3,m=1	90.4	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.06	2.05e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
9	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.02	1.64e-03	2d8/15 L=123	10,115,115
	s=2,m=1	138.2	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	7.93e-03	0.04	0.01	2d8/15 L=123	107,114,10
16	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.04	0.03	0.01	2d8/15 L=123	10,108,10
	s=2,m=1	138.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	7.43e-03	0.02	4.76e-03	2d8/15 L=123	114,108,108
18	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.02	0.05	0.01	2d8/15 L=50	94,0,10
	s=3,m=1	135.5	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.05	0.04	4.41e-03	2d8/20 L=85	10,0,0
26	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.05	0.06	0.02	2d8/20 L=85	10,0,3
	s=3,m=1	135.5	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.14	0.04	5.01e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
19	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.02	0.02	1.88e-03	2d8/15 L=123	10,114,105
	s=2,m=1	138.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	9.33e-03	0.03	9.41e-03	2d8/15 L=123	94,115,10
21	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.01	0.04	0.01	2d8/15 L=123	113,108,10
	s=2,m=1	138.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.02	1.22e-03	2d8/15 L=123	10,105,105
13	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.07	1.89e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
	s=3,m=1	135.5	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.11	0.08	0.02	2d8/20 L=85	10,0,3
24	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.11	0.07	0.02	2d8/20 L=85	10,0,3
	s=3,m=1	135.5	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.05	1.77e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
20	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.02	1.25e-03	2d8/15 L=123	10,107,105
	s=2,m=1	138.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.01	0.03	0.01	2d8/15 L=123	113,106,10
12	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	7.93e-03	0.04	0.01	2d8/15 L=123	113,108,10
	s=2,m=1	138.2	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.02	1.55e-03	2d8/15 L=123	10,105,105
14	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.06	2.35e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
	s=3,m=1	90.4	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.14	0.08	0.01	2d8/20 L=40	10,0,3
25	ok,ok	0.0	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.14	0.04	0.01	2d8/20 L=40	10,0,3
	s=3,m=1	90.4	0.50	2.3	2.3	0.0	0.15	0.17	0.03	2.17e-03	2d8/15 L=50	10,0,0
15	ok,ok	0.0	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	0.03	0.01	1.57e-03	2d8/15 L=123	10,107,105
	s=2,m=1	138.2	0.34	4.5	4.5	0.0	0.06	8.39e-03	0.03	0.01	2d8/15 L=123	93,106,10
Trave			**%Af**	**Af inf.**	**Af. sup**	**Af long.**	**x/d**	**V N/M**	**V V/T cls**	**V V/T acc**		
			0.50	4.52	4.52	0.0	0.15	0.17	0.08	0.02		

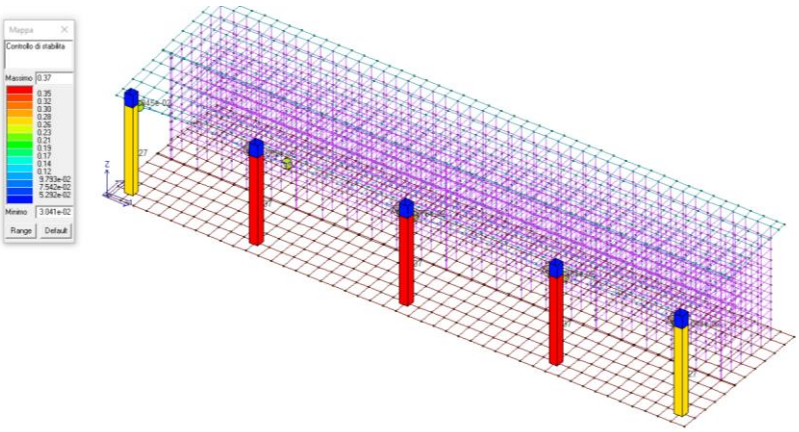
BLOCCO 1 PILASTRI



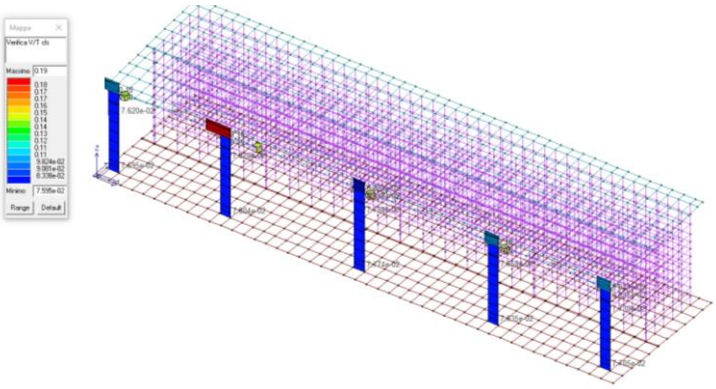
Verifica M/N



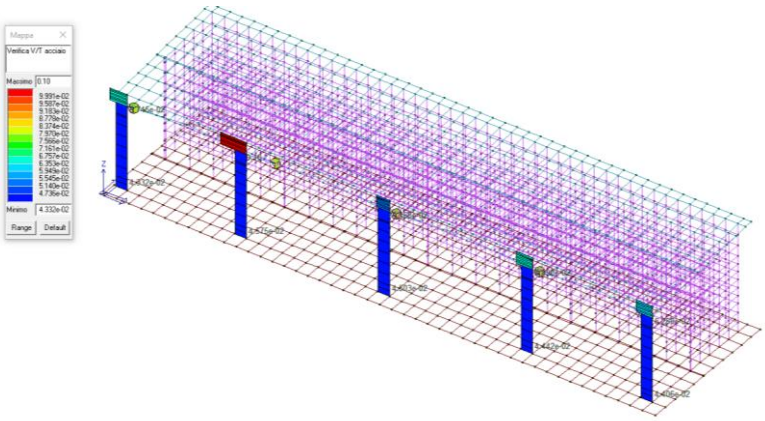
Verifica N



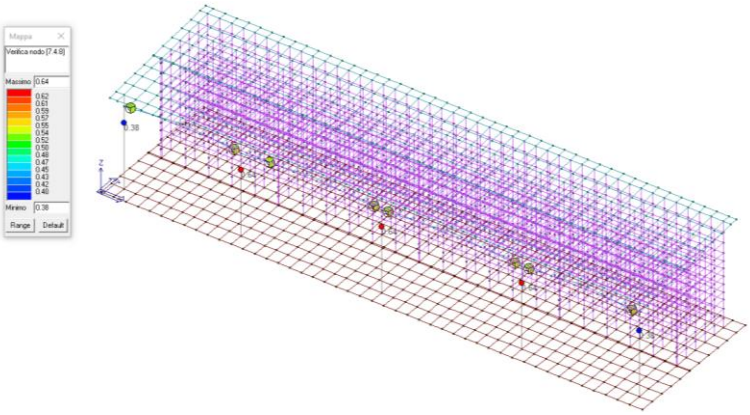
Controllo di stabilità



Taglio$_{cls}$

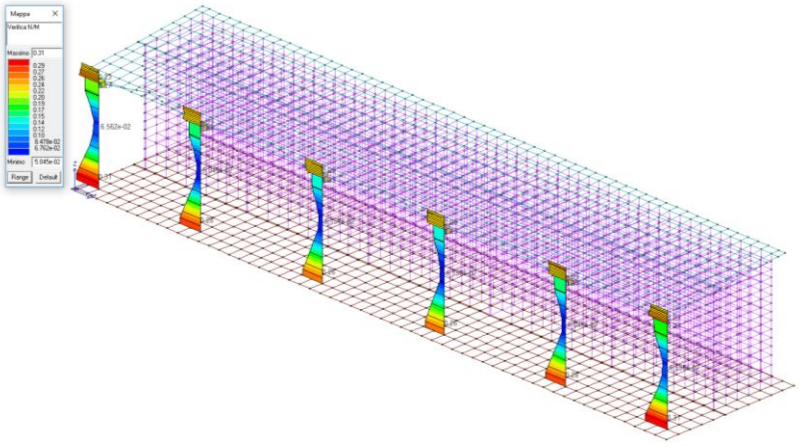


Taglio$_{acciaio}$

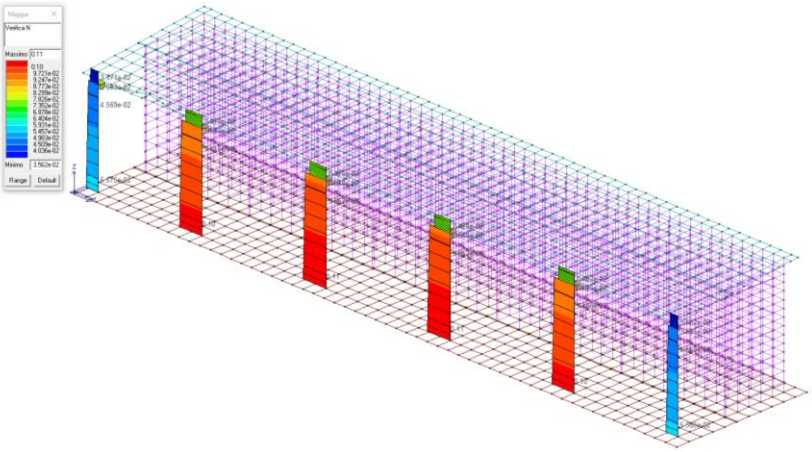


Verifica dei nodi

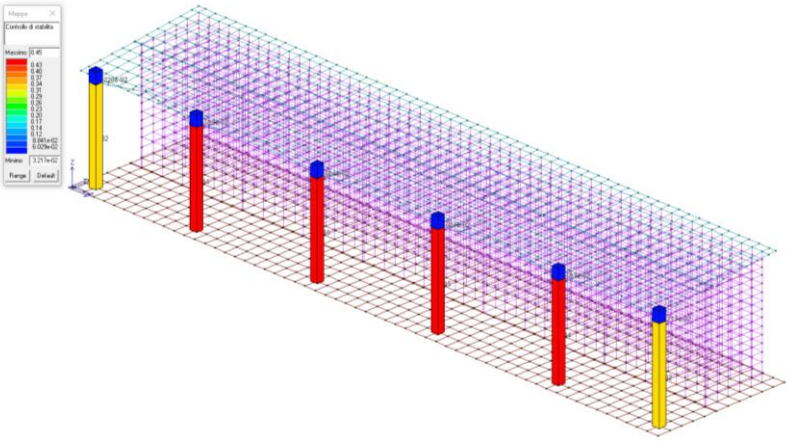
BLOCCO 2 PILASTRI



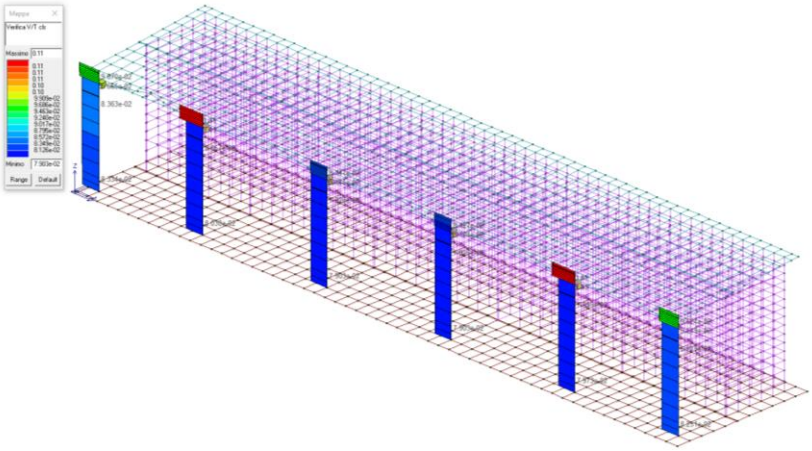
Verifica M/N



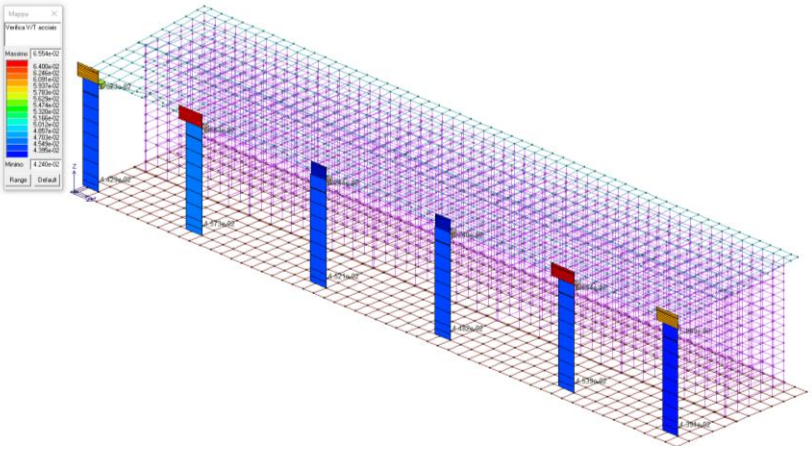
Verifica N



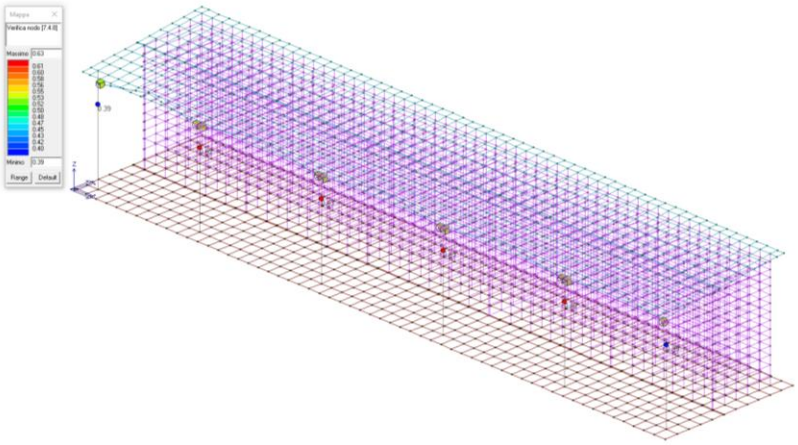
Controllo di stabilità



Taglio$_{cls}$

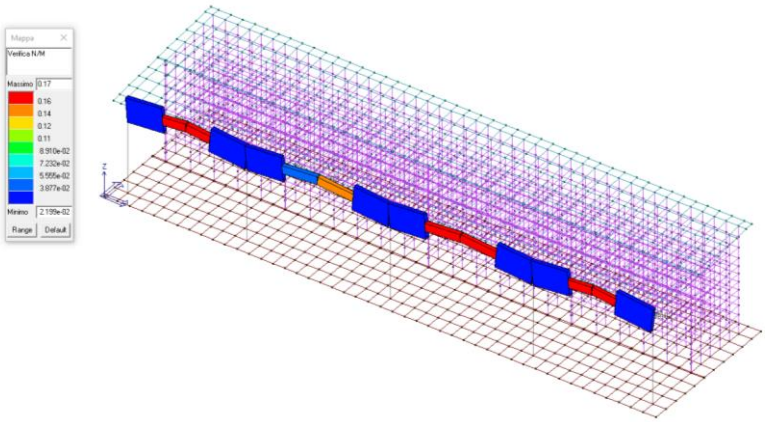


Taglio$_{acciaio}$

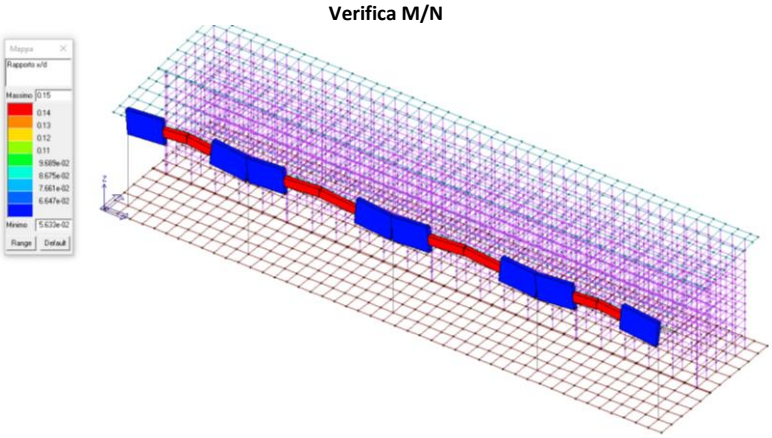


Verifica dei nodi

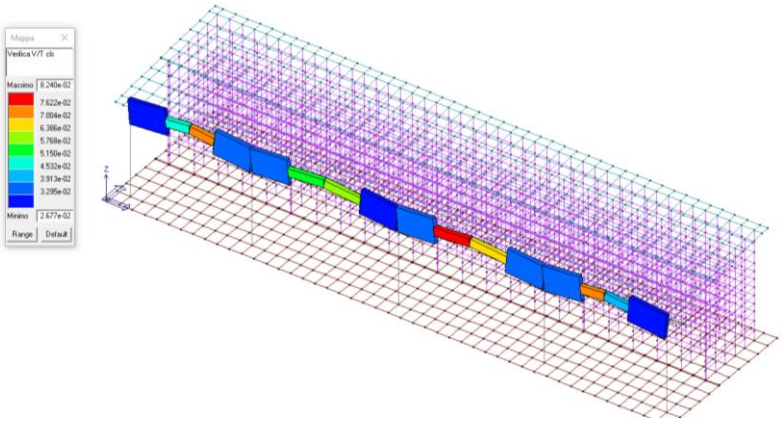
BLOCCO 1 - TRAVI



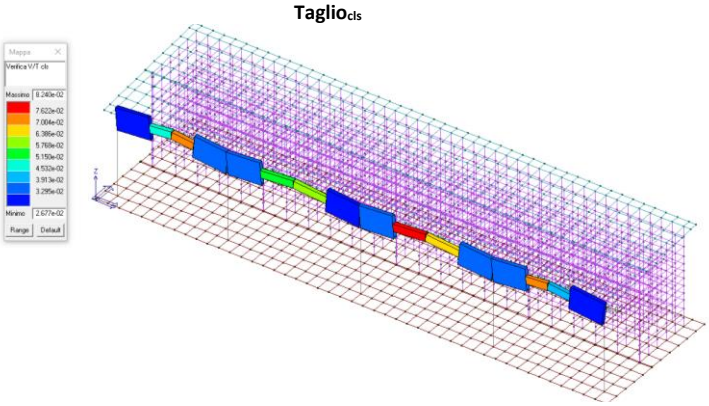
Verifica M/N



Rappordo X/d

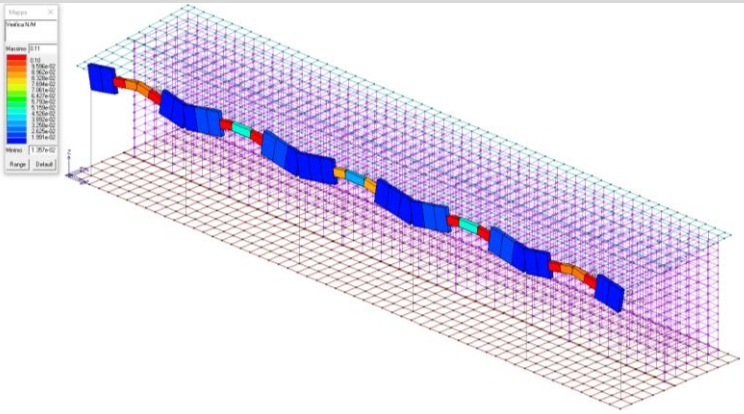


Taglio$_{cls}$

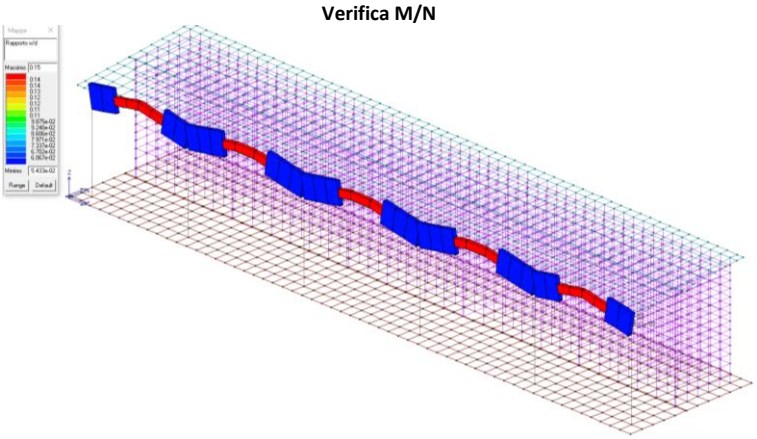


Taglio$_{acciaio}$

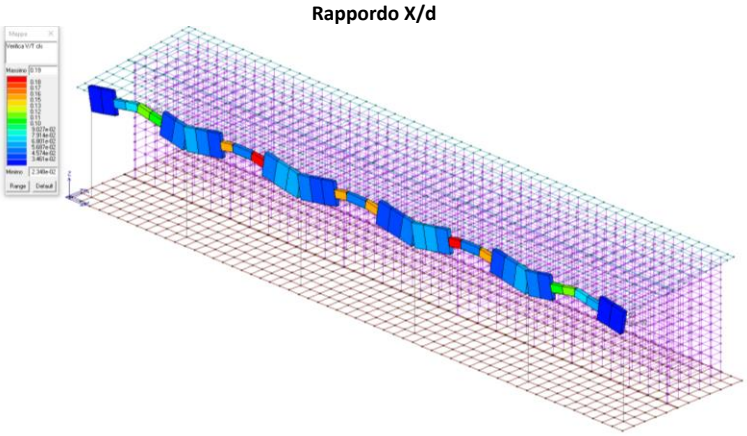
BLOCCO 2 - TRAVI



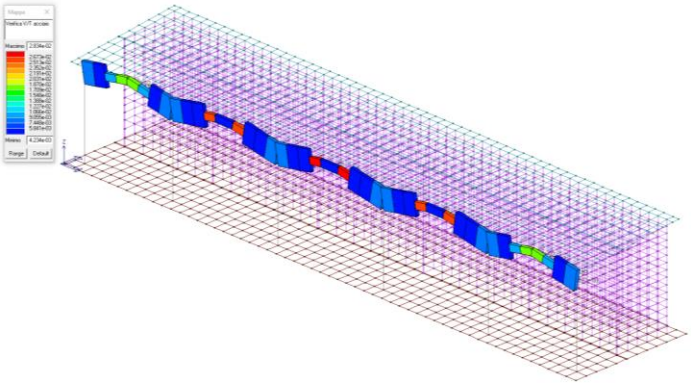
Verifica M/N



Rappordo X/d



Taglio$_{cls}$

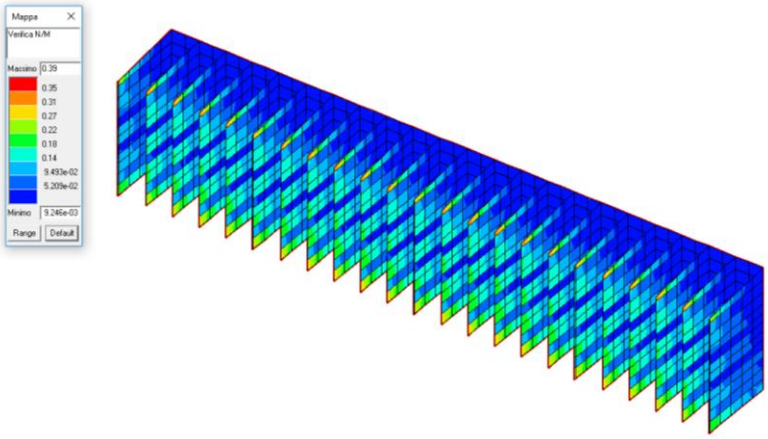


Taglio$_{acciaio}$

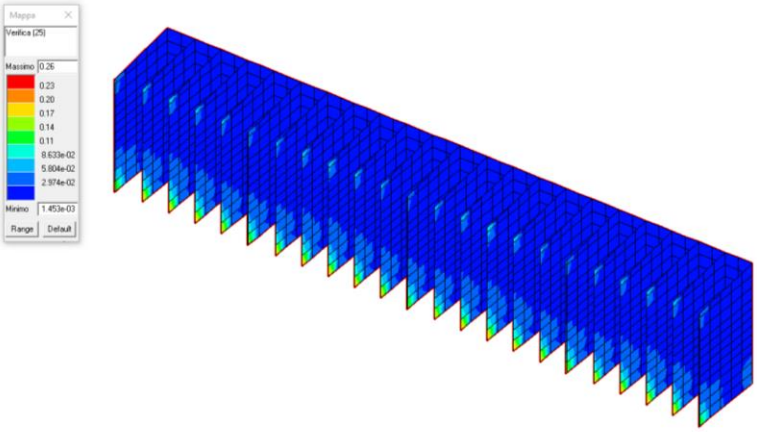
10.2.2 ELEMENTI BIDIMENSIONALI PARETI – GUSCI

Pareti: Per i setti, il controllo dello SLU è condizionato dalle verifiche a presso-flessione deviata ($(\mathrm{N_{Ed}}; \mathrm{M_{Ed}}) \subseteq \mathrm{Dominio\ N-M}$), nell'ipotesi di crescita proporzionale delle sollecitazioni, e dalle verifiche taglio-torsione ($V_{Ed} \leq V_{Rd}$ e $T_{Ed} \leq T_{Rd}$). Per i setti, le verifiche illustrate nel presente paragrafo, sono presentate, attraverso le tabelle di seguito riportate. Si specifica che laddove per gli elementi oggetto di verifica, viene superato il valore di resistenza a taglio per un elemento sprovvisto di armatura a taglio, si procede alla verifica a taglio dell'elemento attraverso un foglio elettronico. I risultati sono distinti per singola parete.

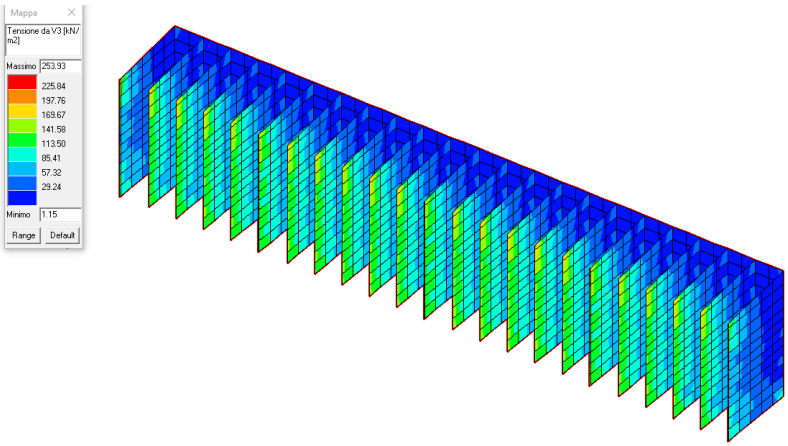
BLOCCO 1



M/N



Verifica 25



Tensione da v3

BLOCCO 1 PARETI TRASVERSALI

Verifiche a taglio - D.M. 17-01-2018

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	30
fck [Mpa]	24,9
fcd [Mpa]	14,1

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391,3

Geometria sezione

b [mm]	1000
h [mm]	150
c [mm]	30
d [mm]	120

Armatura longitudinale

n° barre	5
diametro	12
Area [mm^2]	565,2

Parametri di verifica

k	2,00
v_{min}	0,49
ρ_l	0,005
σ_{cp}	0,205

Sollecitazioni di calcolo

N_{Ed} [kN]	30,81
V_{Ed} [kN]	13,5

VERIFICA

Sezione non armata a taglio	
V_{Rd} [kN]	69,13
	Verificato

verifiche eseguite a metro lineare

BLOCCO 1 PARETE LONGITUDINALE

Verifiche a taglio - D.M. 17-01-2018

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	30
fck [Mpa]	24,9
fcd [Mpa]	14,1

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391,3

Geometria sezione

b [mm]	1000
h [mm]	150
c [mm]	30
d [mm]	120

Armatura longitudinale

n° barre	5
diametro	12
Area [mm^2]	565,2

Parametri di verifica

k	2,00
v_{min}	0,49
ρ_l	0,005
σ_{cp}	0,201

Sollecitazioni di calcolo

N_{Ed} [kN]	30,13
V_{Ed} [kN]	14,69

VERIFICA

Sezione non armata a taglio	
V_{Rd} [kN]	69,05
	Verificato

verifiche eseguite a metro lineare

BLOCCO 2 PARETI TRASVERSALI

Verifiche a taglio - D.M. 17-01-2018

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	30
fck [Mpa]	24,9
fcd [Mpa]	14,1

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391,3

Geometria sezione

b [mm]	1000
h [mm]	150
c [mm]	30
d [mm]	120

Armatura longitudinale

n° barre	5
diametro	12
Area [mm^2]	565,2

Parametri di verifica

k	2,00
v_{min}	0,49
ρ_l	0,005
σ_{cp}	0,311

Sollecitazioni di calcolo

N_{Ed} [kN]	46,6
V_{Ed} [kN]	18,82

VERIFICA

Sezione non armata a taglio

V_{Rd} [kN]	71,03
	Verificato

verifiche eseguite a metro lineare

BLOCCO 2 PARETE LONGITUDINALE

Verifiche a taglio - D.M. 17-01-2018

Materiali

Calcestruzzo	
Rck [Mpa]	30
fck [Mpa]	24,9
fcd [Mpa]	14,1

Acciaio	
fyk [Mpa]	450
fyd [Mpa]	391,3

Geometria sezione

b [mm]	1000
h [mm]	150
c [mm]	30
d [mm]	120

Armatura longitudinale

n° barre	5
diametro	12
Area [mm^2]	565,2

Parametri di verifica

k	2,00
v_{min}	0,49
ρ_l	0,005
σ_{cp}	0,292

Sollecitazioni di calcolo

N_{Ed} [kN]	43,84
V_{Ed} [kN]	19,5

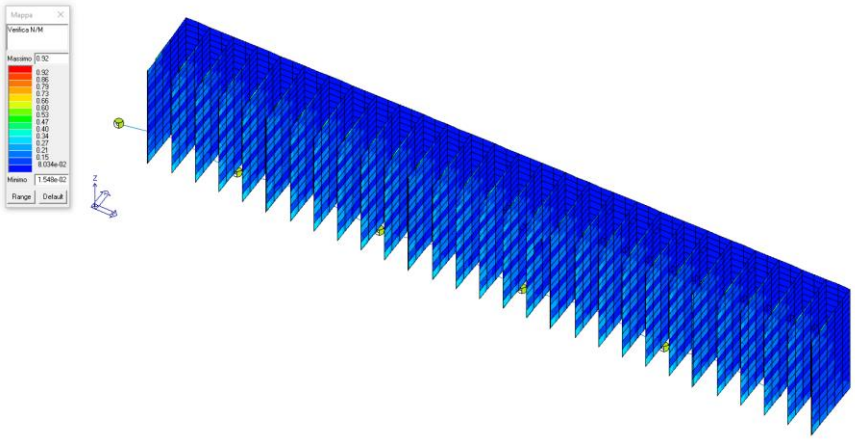
VERIFICA

Sezione non armata a taglio

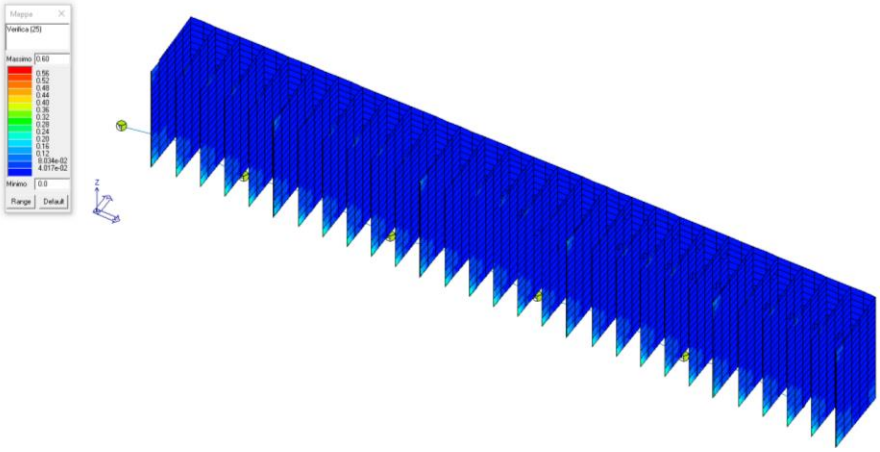
V_{Rd} [kN]	70,69
	Verificato

verifiche eseguite a metro lineare

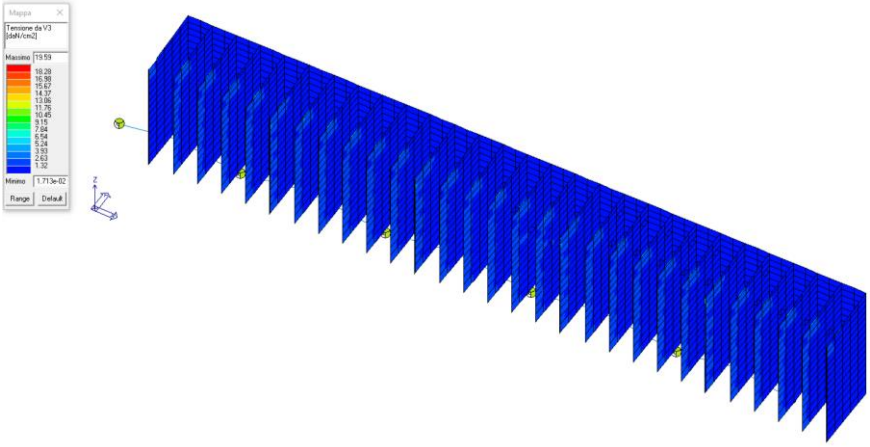
BLOCCO 2



M/N



Verifica 25



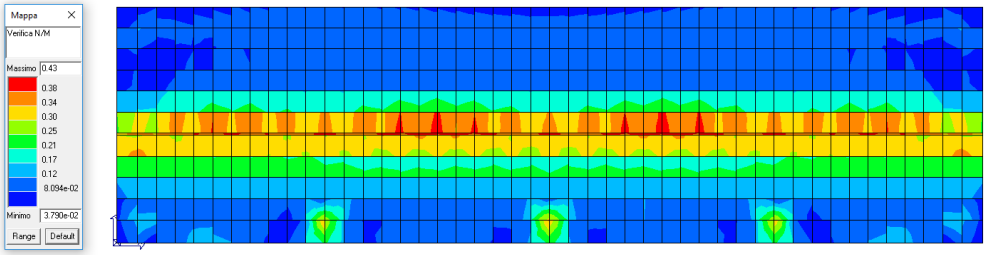
Tensione da v3

10.2.3 RESISTENZA ELEMENTI ORIZZONTALI

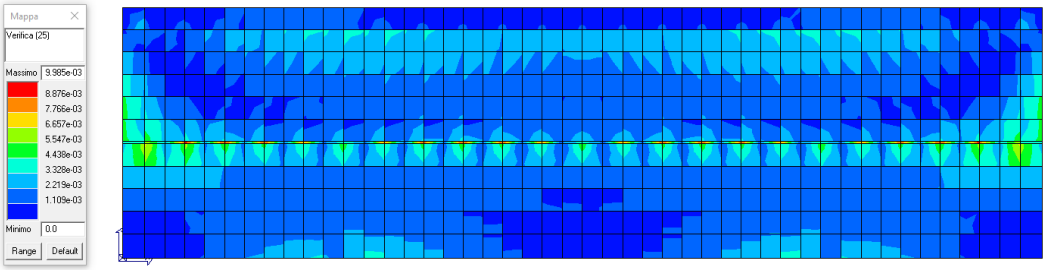
Nel presente paragrafo vengono eseguiti i controlli per la soletta di piano. Nel dettaglio la soletta presenta uno spessore pari a 0.15m ai piani intermedi è pari 0.20m in copertura. Le armature sono costituite da barre ϕ10/10+ϕ10/100 sup ed inf nelle due direzioni integrate e ϕ12/20+ϕ12/100 sup ed inf nelle due direzioni in copertura dove è presente in direzione longitudinale e trasversale anche un'armatura integrativa come da grafico.
Le verifiche sono condotte in automatico dal post processore interno del codice di calcolo adottato e vengono riprodotte nel corpo della presente attraverso le color maps.

BLOCCO 1

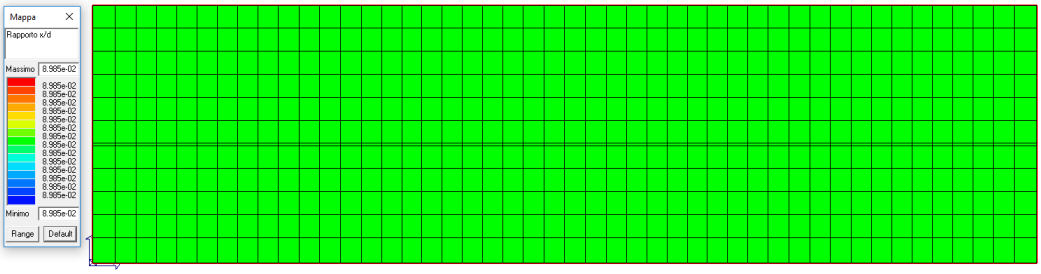
ELEMENTI DI FONDAZIONE



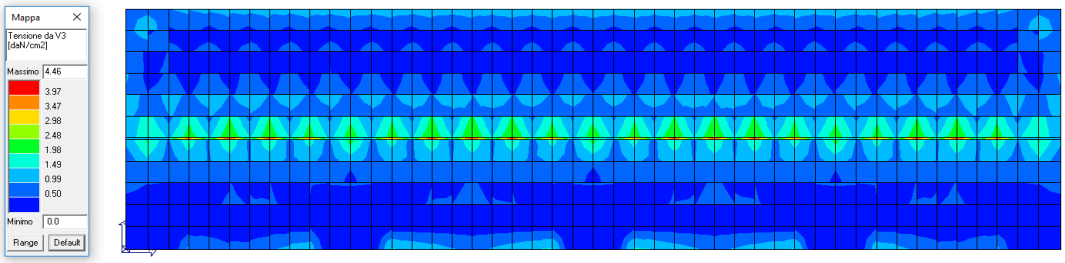
Verifica a pressoflessione



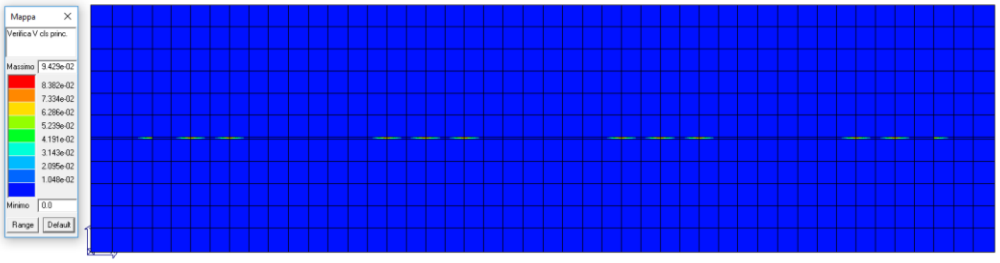
verifica 25



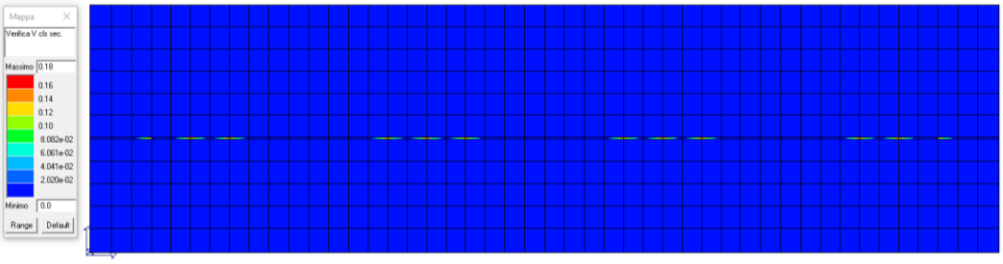
rapporto x/d



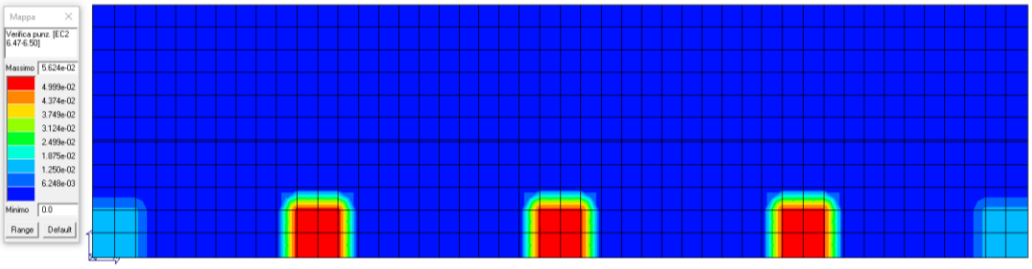
tensioni da v3



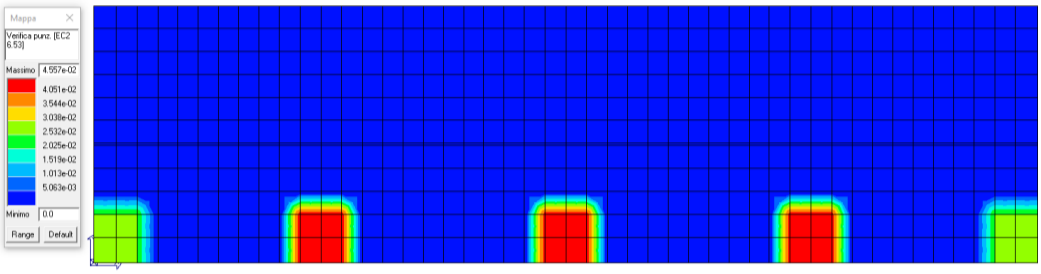
verifica cls princiaple



verifica cls secondarie

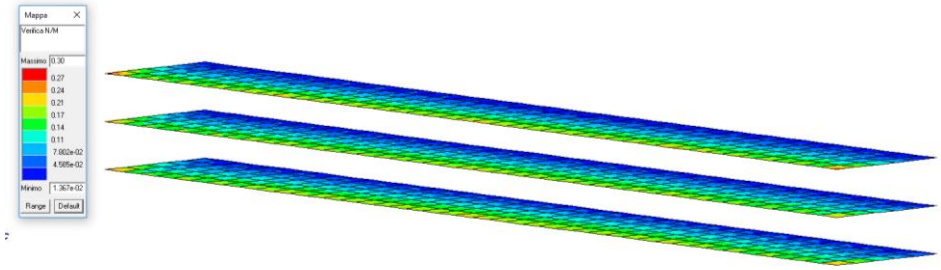


verifica punzonamento ec2 6.4.7 – 6.50

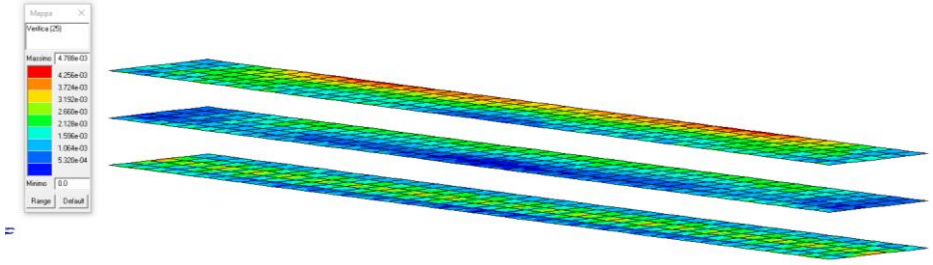


verifica punzonamento ec2 6.5.3

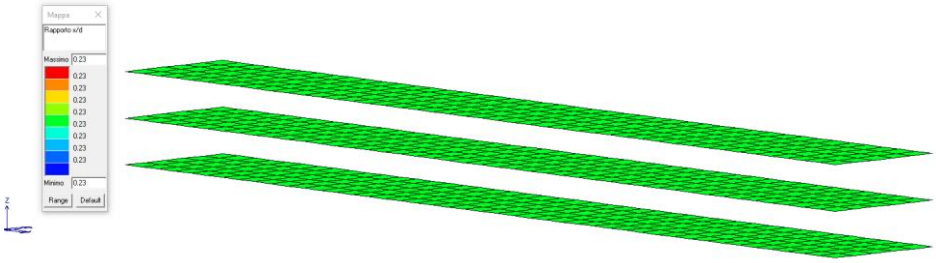
SOLETTE DI PIANO



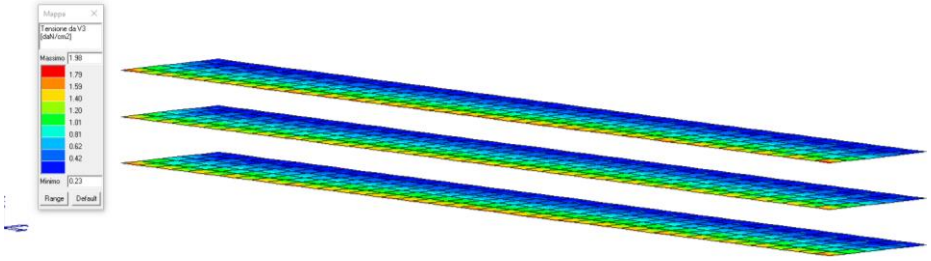
Verifiche M/N



verifica 25

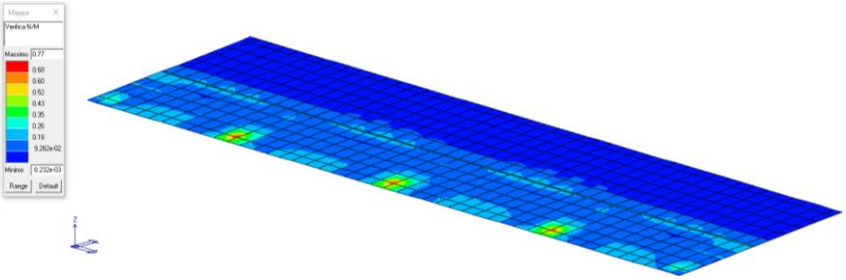


rapporto x/d

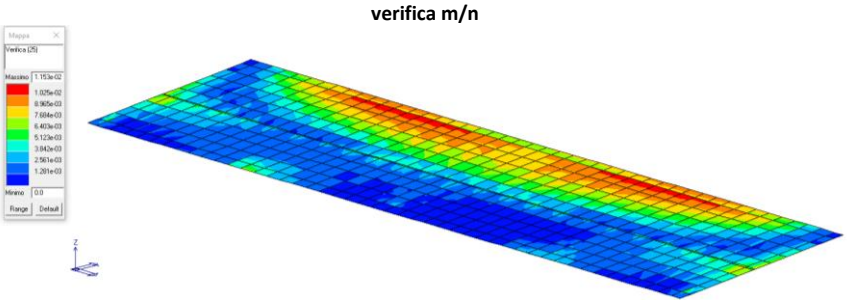


tensione da v3

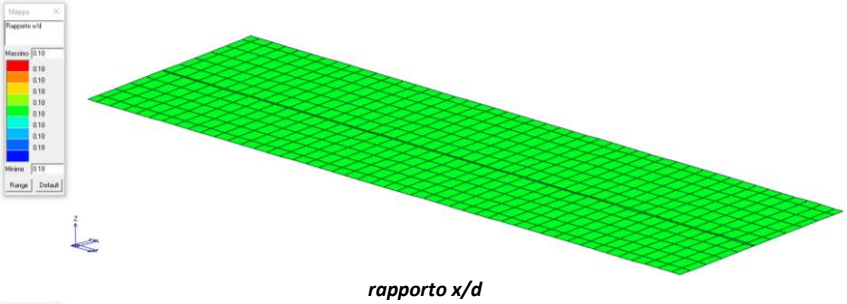
SOLETTA DI COPERTURA



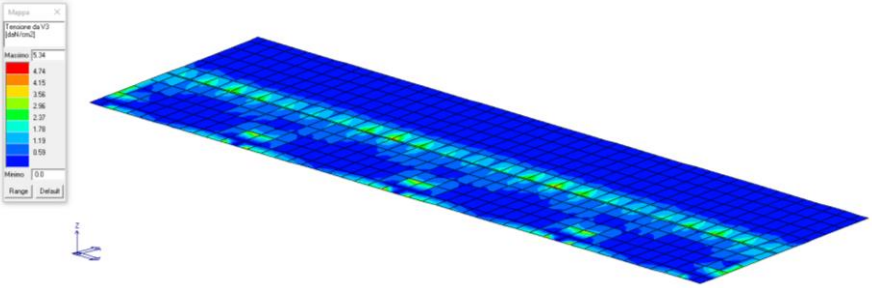
verifica m/n



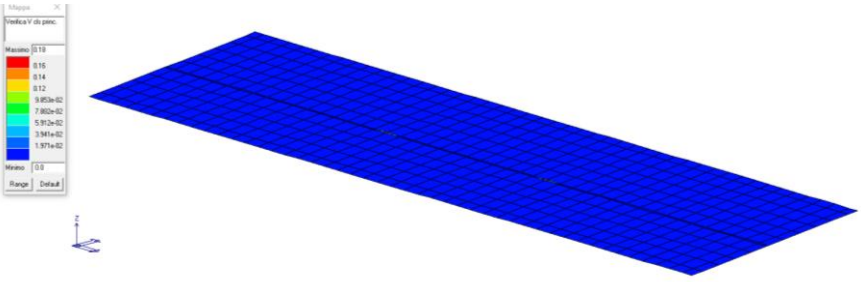
verifica 25



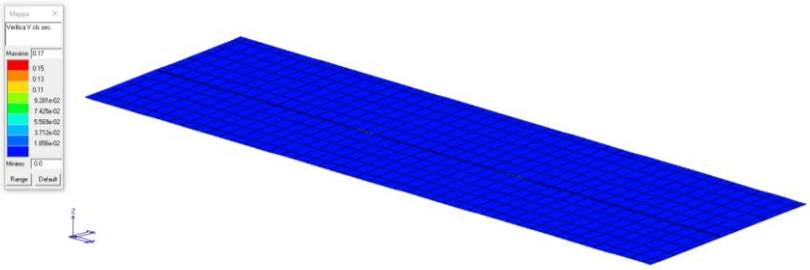
rapporto x/d



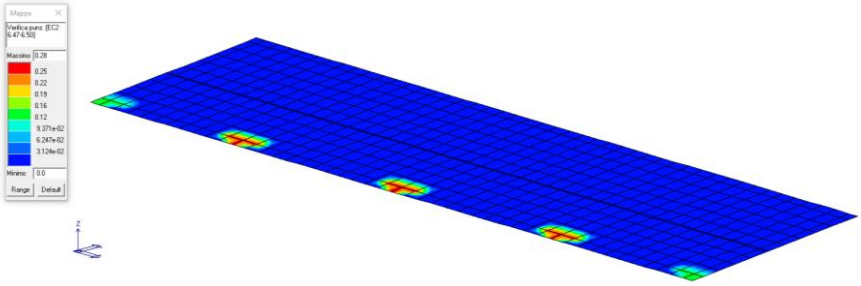
tensioni da v3



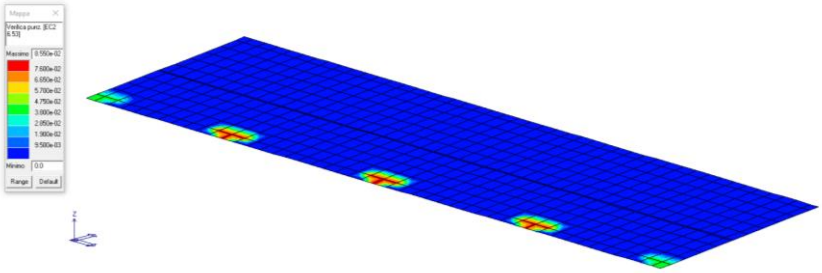
verifica v cls principlae



verifica v cls seconaria



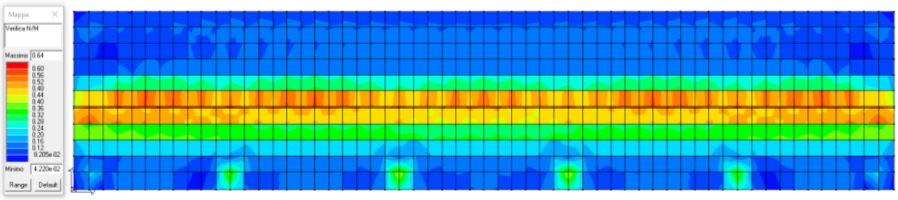
punzonamento ec2 6.47-6.50



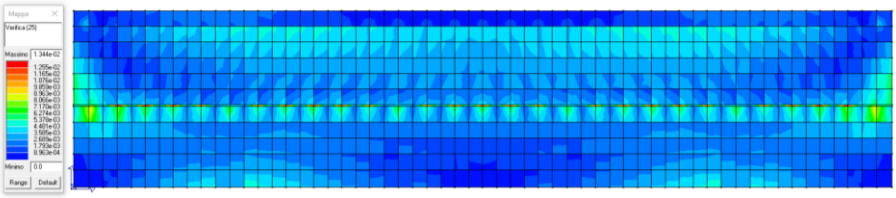
punzonamento ec2 6.5.3

BLOCCO 2

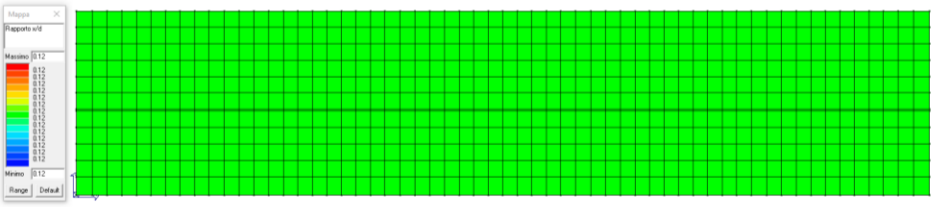
ELEMENTI DI FONDAZIONE



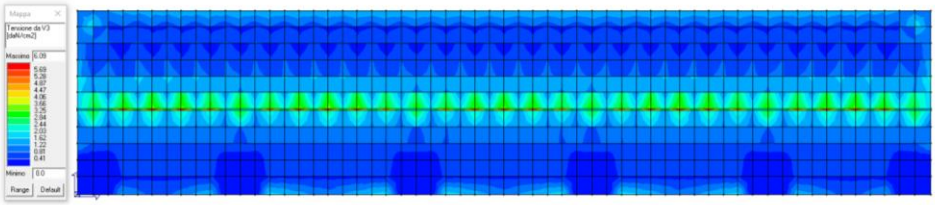
Verifica a pressoflessione



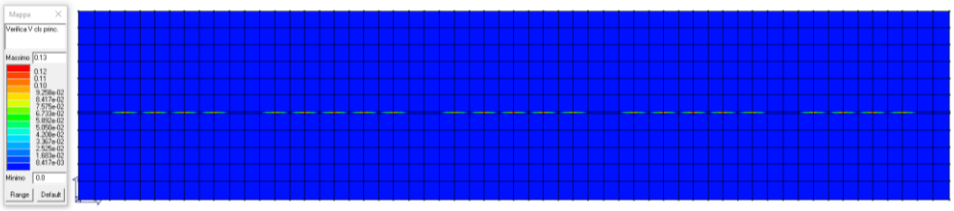
verifica 25



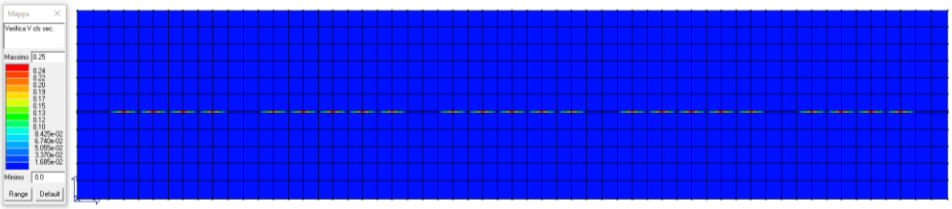
rapporto x/d



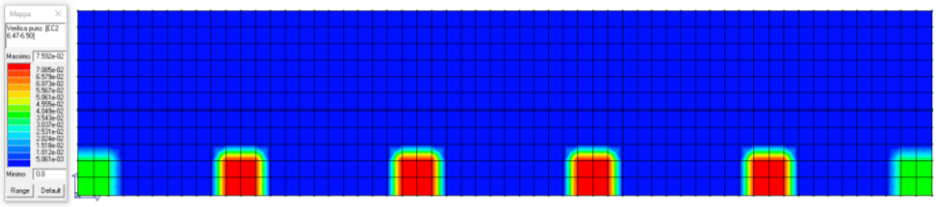
tensioni da v3



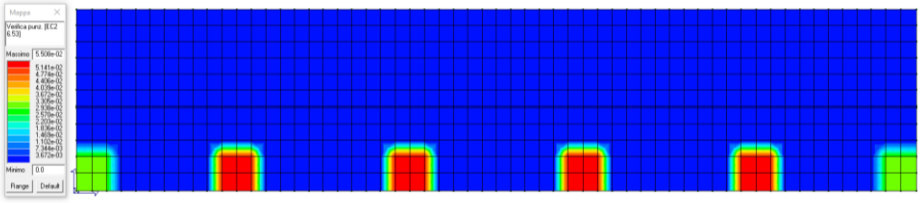
verifica cls princiaple



verifica cls secondarie

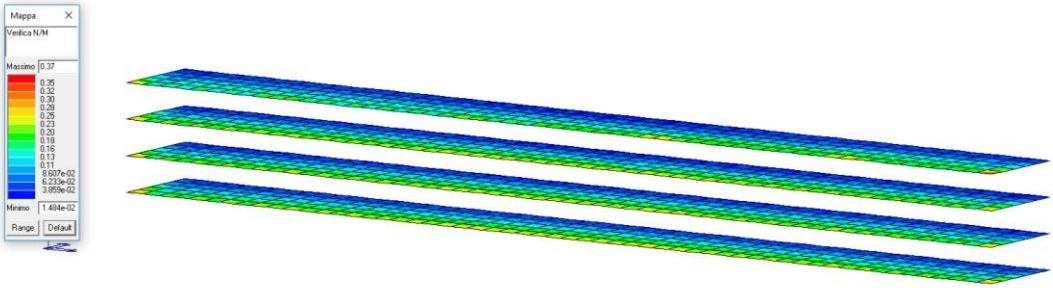


verifica punzonamento ec2 6.4.7 – 6.50

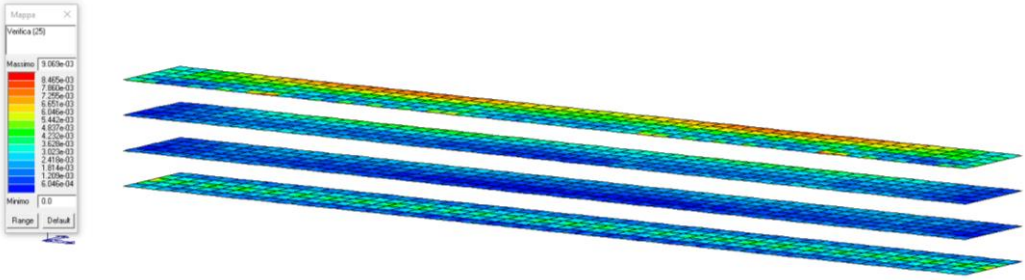


verifica punzonamento ec2 6.5.3

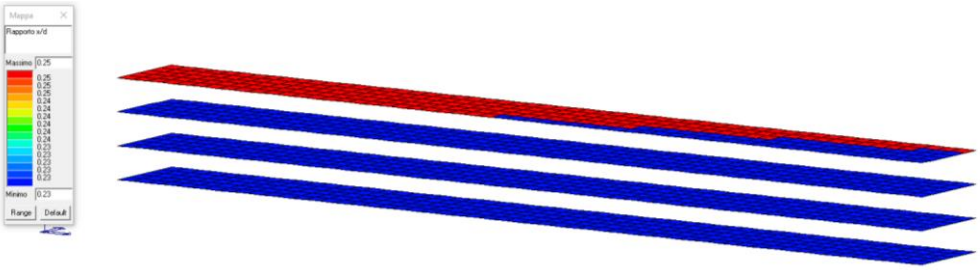
SOLETTE DI PIANO



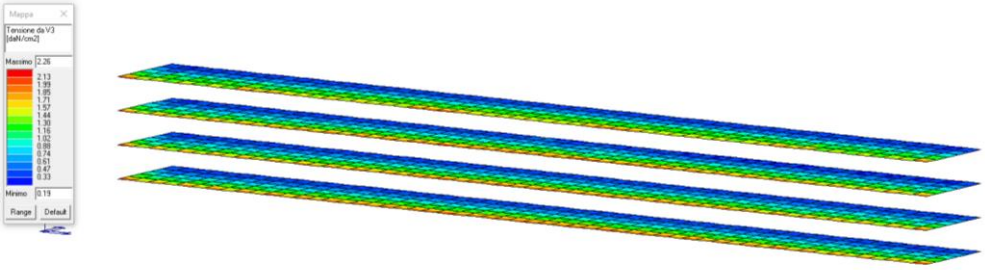
Verifiche M/N



verifica 25

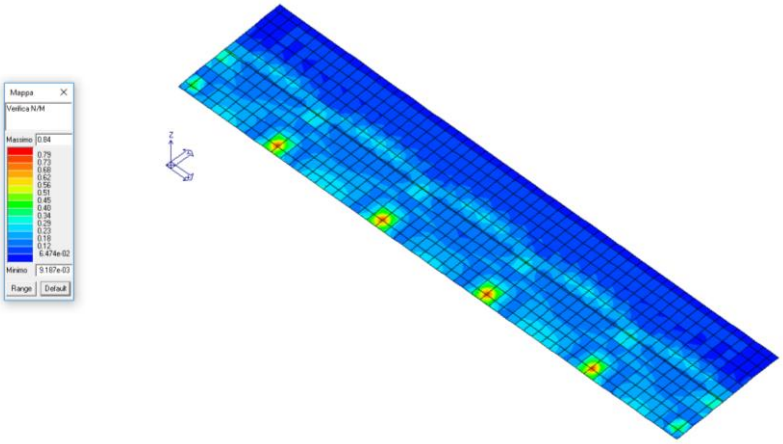


rapporto x/d

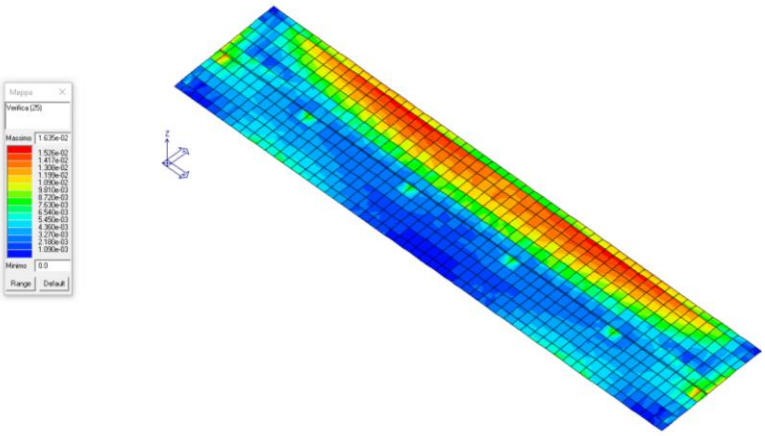


tensione da v3

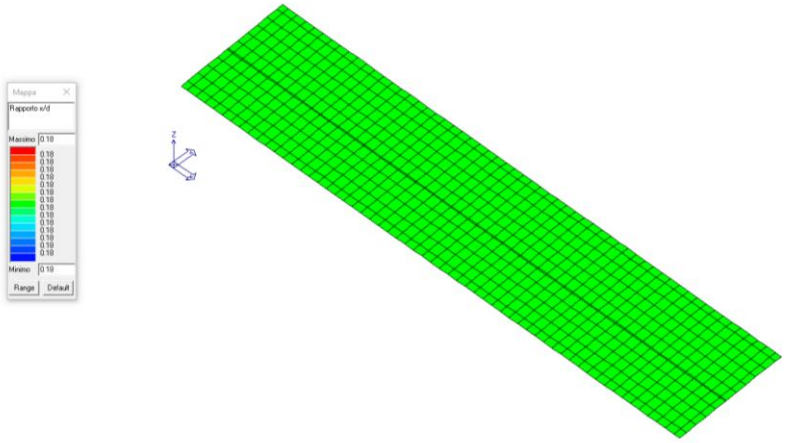
SOLETTA DI COPERTURA



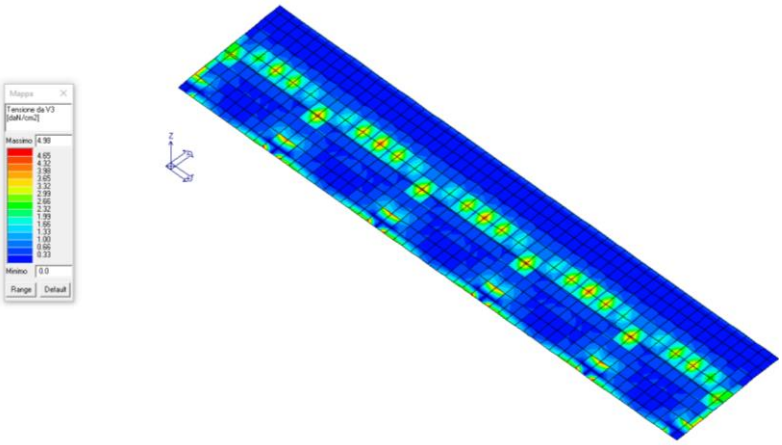
verifica m/n



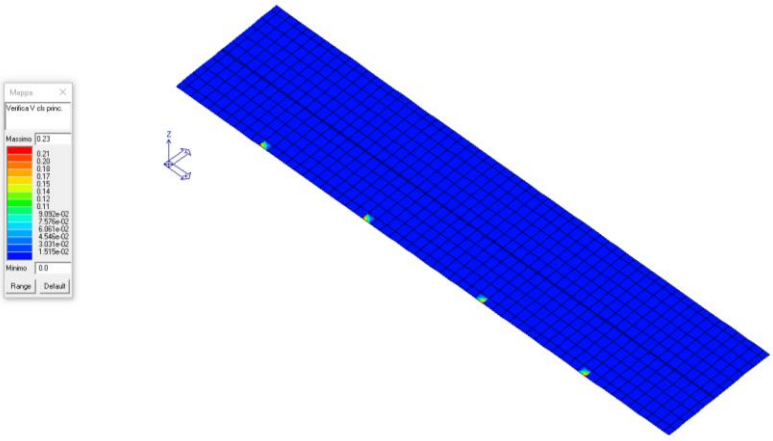
verifica 25



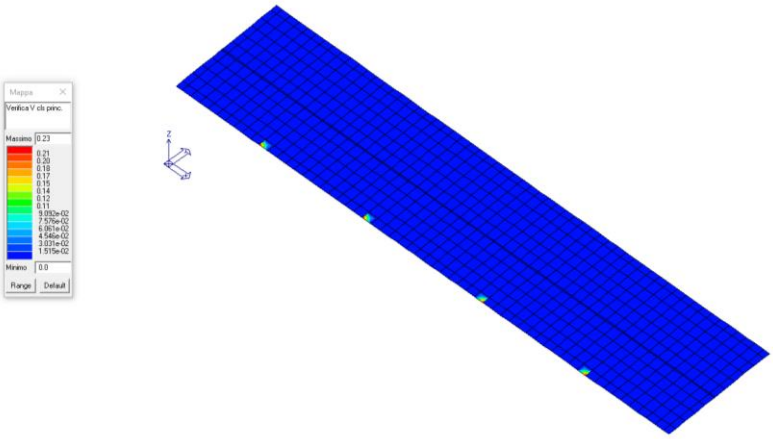
rapporto x/d



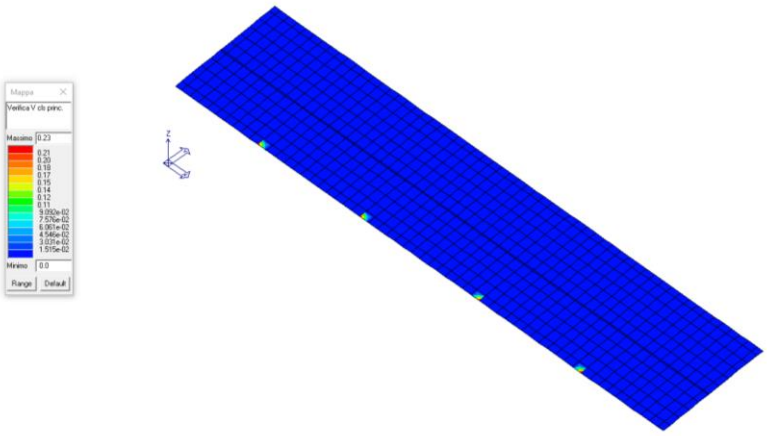
tensioni da v3



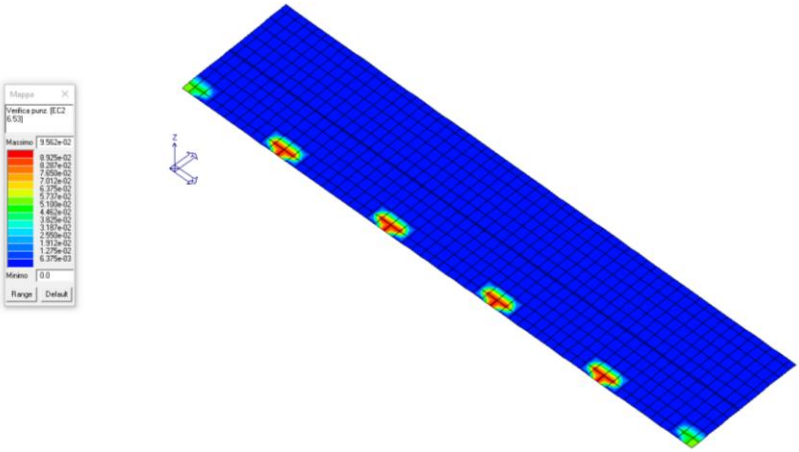
verifica v cls principlae



verifica v cls seconaria



punzonamento ec2 6.47-6.50



punzonamento ec2 6.5.3

BLOCCO TIPO - Verifica taglio soletta di piano H=15cm

Verifica a TAGLIO allo SLU - elementi privi di staffe

Piastre, travi e pilastri - Normativa: NTC2018 - D.M. 17/01/2018

Leggi l'articolo dal blog >>

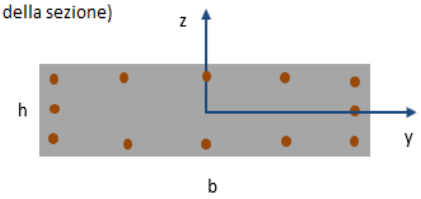
Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	15,00	cm	Altezza della sezione
d' =	3,00	cm	Copriferro

Materiali

Cls:	C25/30
Acciaio:	B450C

Aggiungi...



Strutture nuove o esistenti:

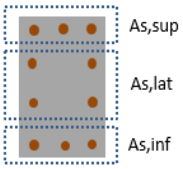
Nuova costruzione

Leggi l'articolo dal blog

Armatura longitudinale tesa

Inserire solo i ferri di armatura in trazione

	n	ϕ	A_s [mm^2]
$A_{s,sup}$	6	10	471
$A_{s,inf}$	6	12	679
$A_{s,lat}$	0	10	0



Sollecitazioni

$V_{Ed,z}$ =	45,00	kN	Taglio sollecitante direz. Z
N_{Ed} =	4,00	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)

Tagli resistenti in direzione Z

$V_{Rd,1}$ =	83,50	kN	
$V_{Rd,2}$ =	59,88	kN	
$V_{Rd,z}$ =	83,50	kN	Resistenza a taglio di progetto - min($V_{Rd,1}$; $V_{Rd,2}$)

STAMPA RELAZIONE

Verifica di resistenza a taglio							Ed/Rd	Esito
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z}$ =	45,00	≤	$V_{Rd,z}$ =	83,50	kN	0,54	Positivo

BLOCCO TIPO - Verifica taglio soletta di piano H=20cm

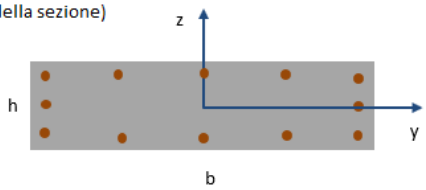
Verifica a TAGLIO allo SLU - elementi privi di staffe

Piastre, travi e pilastri - Normativa: NTC2018 - D.M. 17/01/2018

Leggi l'articolo dal blog >>

Dati geometrici

b =	100,00	cm	Base della sezione (larghezza minima della sezione)
h =	20,00	cm	Altezza della sezione
d' =	3,00	cm	Copriferro



Materiali

Cls:	C25/30
Acciaio:	B450C

Aggiungi...

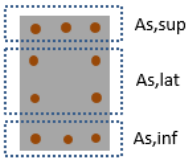
Strutture nuove o esistenti:

Nuova costruzione — Leggi l'articolo dal blog

Armatura longitudinale tesa

Inserire solo i ferri di armatura in trazione

	n	ϕ	A_s [mm^2]
$A_{s,sup}$	6	12	679
$A_{s,inf}$	6	12	679
$A_{s,lat}$	0	12	0



Sollecitazioni

$V_{Ed,z}$ =	58,94	kN	Taglio sollecitante direz. Z
N_{Ed} =	21,36	kN	Sforzo normale (solo per i pilastri)

Tagli resistenti in direzione Z

$V_{Rd,1}$ =	113,39	kN	
$V_{Rd,2}$ =	86,87	kN	
$V_{Rd,z}$ =	113,39	kN	Resistenza a taglio di progetto - min($V_{Rd,1}$; $V_{Rd,2}$)

STAMPA RELAZIONE

Verifica di resistenza a taglio							Ed/Rd	Esito
Verifica a taglio direz. Z	$V_{Ed,z}$ =	58,94	≤	$V_{Rd,z}$ =	113,39	kN	0,52	Positivo

10.3 FESSURAZIONE

Nel fascicolo dei calcoli vengono riportati i valori di interesse per il controllo degli stati limite d'esercizio.In particolare vengono riportati, in relazione al tipo di elemento strutturale, i risultati relativi alle tre categorie di combinazione considerate: I valori di interesse sono i seguenti:

rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare	[*normalizzato a 1*]
rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare	[*normalizzato a 1*]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck 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*]
dR	massima deformazione in combinazioni rare	
dF	massima deformazione in combinazioni frequenti	
dP	massima deformazione in combinazioni quasi permanenti	

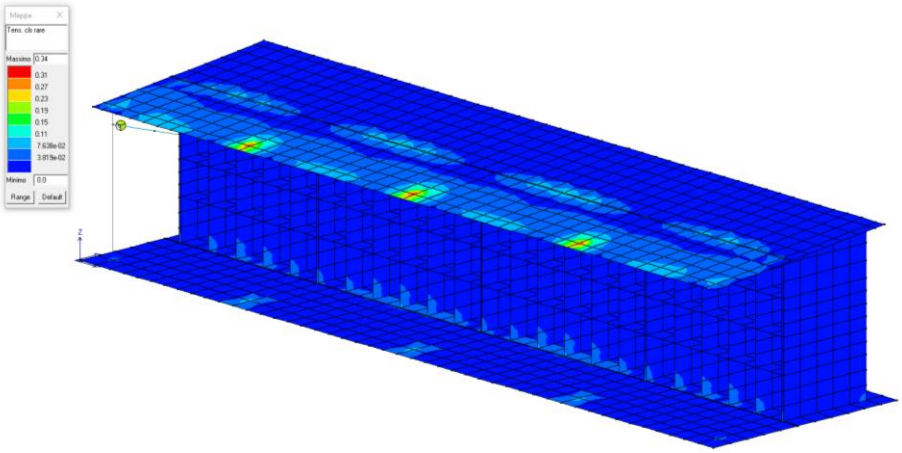
Per ognuno dei nove valori soprariportati viene indicata (Rif.cmb) la combinazione in cui si è verificato.
In relazione al tipo di elemento strutturale i valori sono selezionati nel modo seguente:

pilastri	**rRfck**	**rRfyk**	**rPfck**	per sezioni significative
travi	**rRfck**	**rRfyk**	**rPfck**	per sezioni significative
	wR	**wF**	**wP**	per sezioni significative
	dR	**dF**	**dP**	massimi in campata
setti e gusci	**rRfck**	**rRfyk**	**rPfck**	massimi nei nodi dell'elemento
	wR	**wF**	**wP**	massimi nei nodi dell'elemento

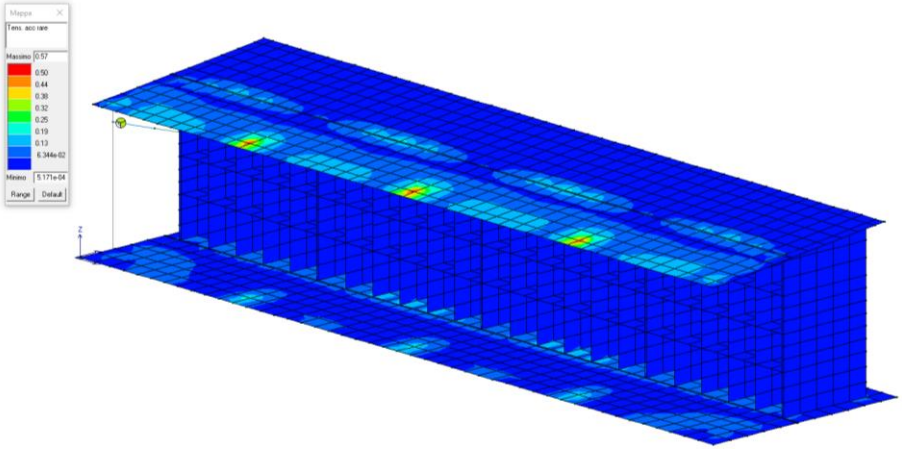
Si precisa che i valori di massima deformazione per travi sono riferiti al piano verticale (piano locale 1-2 con momenti flettenti 3-3).

Nella presente vengono indicati gli screen shot relativi alle tensioni nel cls e nnell'acciaio per combinazione rara, frequente e permanente. Vengono inoltre indicate le ampiezze delle fessure tutte inferiori ai limiti di norma.

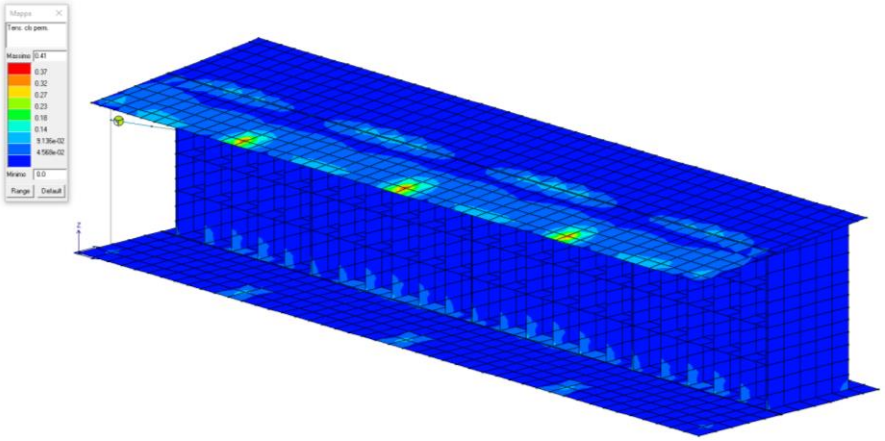
BLOCCO 1



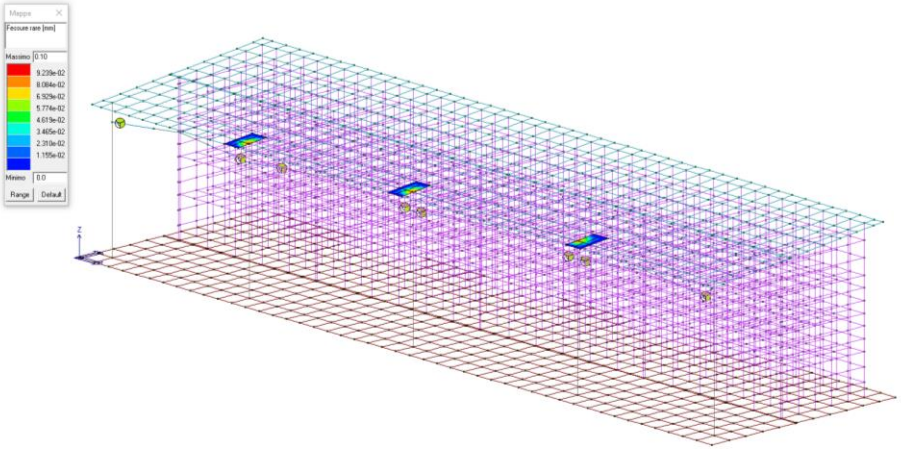
Tensioni nel cls per combinazione rara



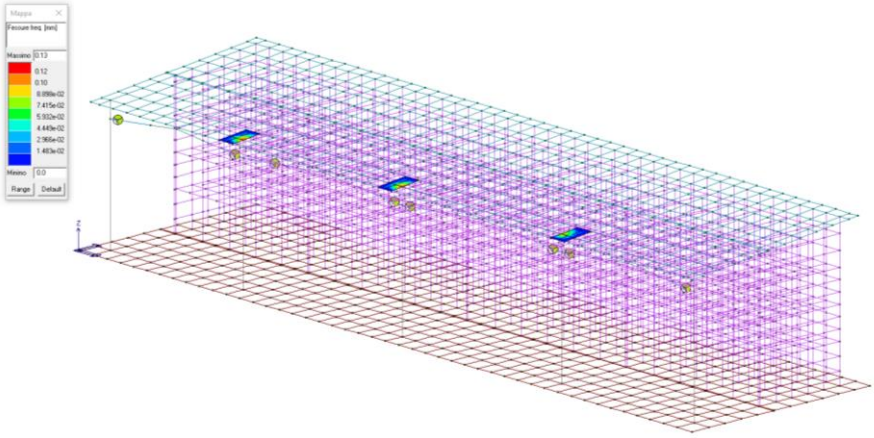
Tensioni nell'acciaio per combinazione rara



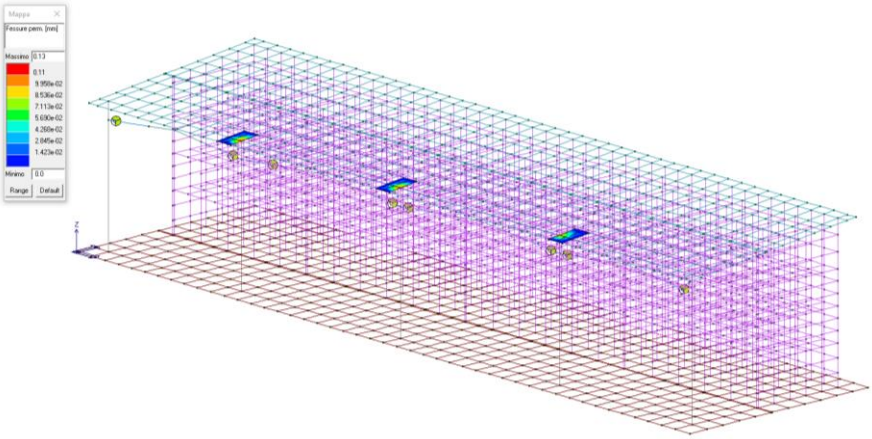
Tensioni nel cls per combinazione permanente



Fessure per combinazione rare

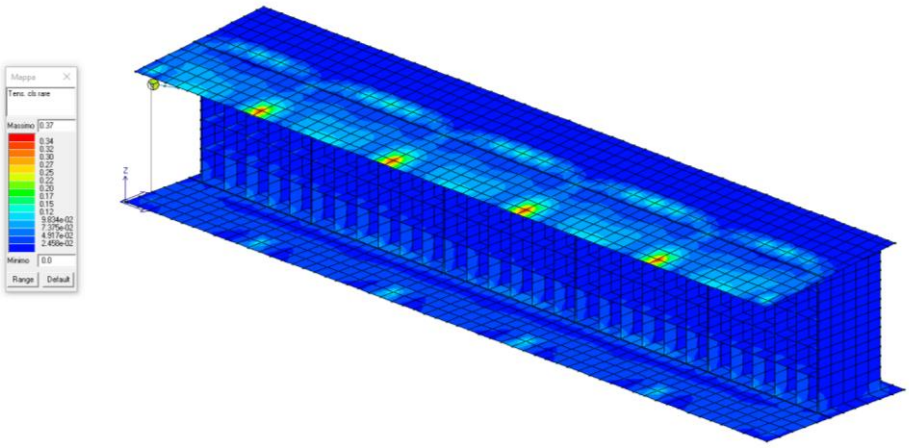


Fessure per combinazione frequente

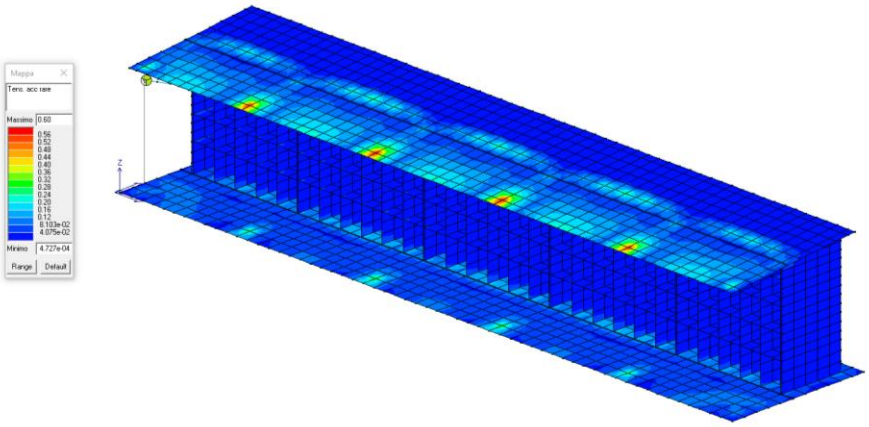


Fessure per combinazione permanenti

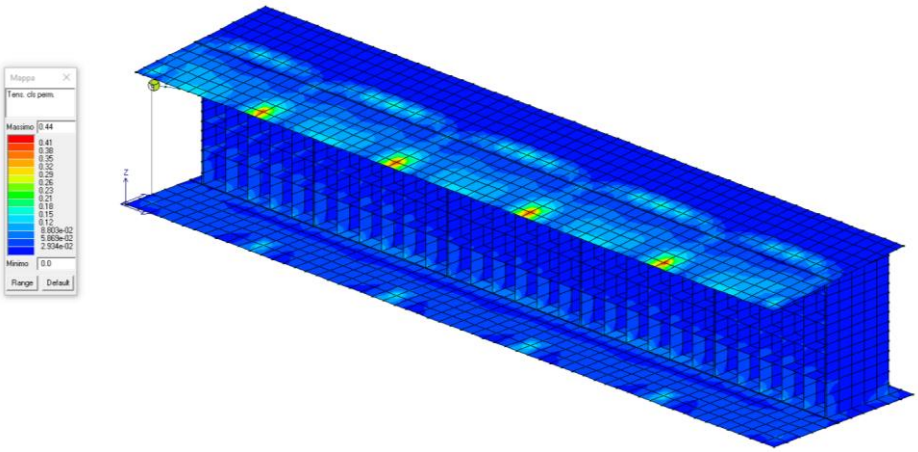
BLOCCO 2



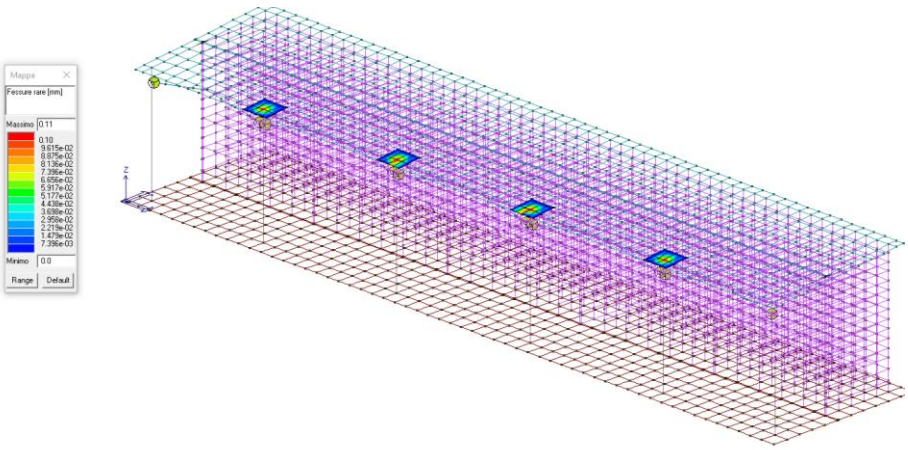
Tensioni nel cls per combinazione rara



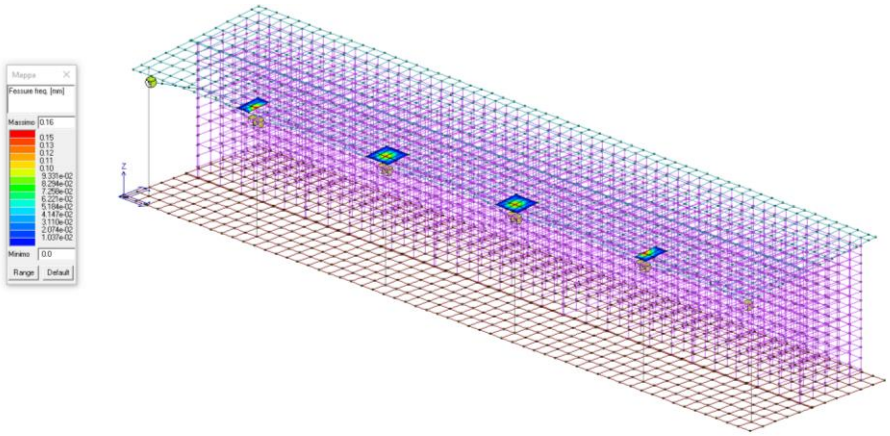
Tensioni nell'acciaio per combinazione rara



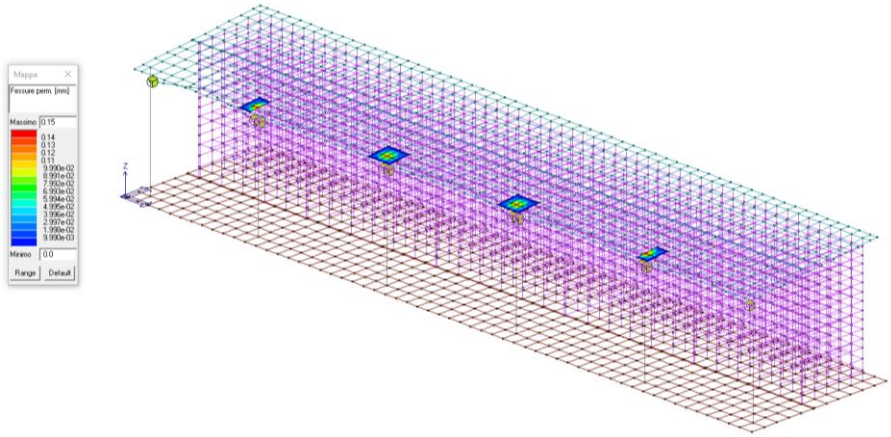
Tensioni nel cls per combinazione permanente



Fessure per combinazione rare



Fessure per combinazione frequente



Fessure per combinazione permanenti

Tutti i valori sono inferiori a quelli previsti per legge

11 CONTROLLO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DEL COMPLESSO FONDAZIONE-TERRENO

Il controllo della sicurezza strutturale è demandato alla specifica relazione geotecnica sulle opere di fondazione.

12 PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO

La struttura all'atto del collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre, relativamente alle prestazioni attese, dovranno essere rispettati i dettami di cui al cap. 9 del D.M. 17.01.2018 in merito a:

1. adempimento delle prescrizioni formali di cui agli artt. 58 e 65 del D.P.R. n. 380/01 ed s.m.i;
2. controllo degli adempimenti specifici per le opere eseguite con materiali diversi da quelli regolamentati dal D.P.R. n. 380/01;
3. sorveglianza ed ispezione dell'opera durante le fasi costruttive maggiormente significative.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti

desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle azioni pari a quelle di esercizio.

All'atto delle eventuali prove di carico che il Sig. Collaudatore in C.O. vorrà disporre, si dovrà verificare che:

1. le deformazioni si accrescano linearmente con i carichi applicati;
2. nel corso della prova non si producano lesioni, dissesti o danneggiamenti di sorta;
3. la deformazione residua sia trascurabile in merito alla preventiva valutazione degli inevitabili assestamenti anelastici della struttura;
4. la deformazione elastica misurata non ecceda quella teorica.

13 CONGRUITÀ ED ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Nel presente paragrafo, conformemente a quanto indicato al §10.2 del DM 17.01.2018 per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo, si sottopongono i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità. Nello specifico Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti. Le molteplici funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. Tali controlli, consistono sia nel confronto con i risultati ottenuti da schemi semplificati di calcolo utilizzati in fase di dimensionamento di massima sia nel rispetto di condizioni di equilibrio tra carichi applicati e reazioni vincolari. Definita la geometria della sezione d'impalcato, si è proceduto alla modellazione agli elementi finiti portando in conto gli effetti trascurati in fase di predimensionamento ed eseguendo un'analisi sismica di tipo dinamico lineare. Si premette che prima di procedere alle verifiche degli elementi verticali, è stato eseguito il controllo dell'Input con riferimento alla geometria delle sezioni, agli spessori, alle caratteristiche dei materiali, ai vincoli per poi passare al confronto tra carichi applicati e alla risposta dei vincoli (equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale). Considerato, che, le azioni assunte nel progetto sono quelle assegnate, che le ipotesi di calcolo assunte nel proporzionamento degli elementi strutturali rispondono ai principi fondamentali della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, che i valori delle resistenze in rapporto ai materiali impiegati e previsti in progetto sono maggiori di quelle delle relative azioni risultanti dalle analisi, che gli stati limite di servizio sono rispettati, si può ritenere, alla luce dei raffronti eseguiti, che le scelte operate sono congrue e che le relative schematizzazioni di calcolo e le elaborazioni eseguite sono attendibili ed affidabili.

14 CONCLUSIONI

L'analisi strutturale è stata condotta sulla base di consolidati modelli teorici della Tecnica delle Costruzioni portando in conto le diverse azioni che possono interessare il sistema strutturale nell'arco della propria vita utile. Le verifiche di sicurezza hanno permesso di constatare, che le sollecitazioni di calcolo sono compatibili con le resistenze di calcolo. Gli spostamenti in condizioni di esercizio sono compatibili con quelli massimi ammessi. Il progetto è stato redatto in conformità alla Legge n°1086 del 05.11.1971, al Decreto del Presidente della Repubblica n°380 del 06.06.2001, della Legge n°186 del 27.07.2004, dell'art.17 della Legge n°64 del 02.02.1974, e dei Decreti Ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi. Dai risultati ottenuti si evince che la struttura è verificata secondo la normativa vigente.

Napoli, Marzo 2019

Il Progettista
ing.Pasquale Fusco