



FIRENZE PARCHEGGI S.P.A.

Sede Legale: Via G. La Pira 21 - 50121 Firenze
Telefono 055/27.20.11 Fax 055/27.20.134

NUOVO EDIFICIO POLIVALENTE E NUOVO INGRESSO AL PLESSO DIDATTICO DELLA FACOLTA' DI ARCHITETTURA

VARIANTE AI PROGETTI:

Concessione Edilizia lotto 1 n. 81/2012

Concessione Edilizia lotto 2 n. 426/2013

SRT1

DESCRIZIONE ELABORATO

RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE

☐

PRELIMINARE

☐

DEFINITIVO

☒

ESECUTIVO

PROF. N.

DATA

NOVEMBRE 2012

SCALA

SCETTUSCE S. N.

FOG.

DATA

FIRMA

FOG.

DATA

FIRMA

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

☐

Responsabile del procedimento:

Dr. Arch. Richard A. Carminiani

Committente:

FIRENZE PARCHEGGI SPA
via G. La Pira 21 - Firenze

Progettisti:

Prof. Arch. Alberto Breschi, Prof. Arch. Guido Ferrara
Dr. Arch. Nicola Ferrara, Dr. Arch. Barbara Lami,
Dr. Arch. Giovanni Todesca, Dr. Arch. Matteo Zatti

Variante 2012 /2015:

Prof. Arch. Alberto Breschi

Strutture:

Prof. Arch. Giacomo Tempesta

Ingegneri:

P.I. Giovanni Ghini

Piano di sicurezza:

Arch. Tommaso Chiti

Collaboratori:

Arch. Claudia Giannoni, Arch. Michele Argioles, Arch. Gianluca Chiostri



Alberto Breschi

COMUNE DI FIRENZE

FIRENZE PARCHEGGI S.P.A.

Sede Legale: via G. La Pira 21 – 50121 Firenze

NUOVO EDIFICIO POLIVALENTE E NUOVO INGRESSO AL PLESSO DIDATTICO DELLA FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

Progetto Esecutivo delle Strutture

RELAZIONE TECNICA GENERALE

Indice

RELAZIONE GENERALE	2
• DESCRIZIONE GENERALE	3
• DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO	3
• INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA	8
NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)	8
MISURA DELLA SICUREZZA	8
MODELLI DI CALCOLO	9
• AZIONI SULLA COSTRUZIONE	10
AZIONI AMBIENTALI E NATURALI	10
DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE	11
AZIONE SISMICA	11
AZIONI DOVUTE AL VENTO	12
AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA	13
NEVE	13
AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI	13
COMBINAZIONI DI CALCOLO	13
COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE	14
• TOLLERANZE	15
• DURABILITÀ	15
• PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO	15
MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO	16
CARICHI VARIABILI DI NEVE	23
CARICHI VARIABILI DI VENTO	25
RELAZIONE - Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008	
ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L' AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	32
RISULTATI E VERIFICHE. Sintesi degli output grafici di verifica	41
Blocco A	42
Blocco B	63
Blocco C	82
Scala Esterna in acciaio su setto centrale in c.a	111
Scala interna in acciaio Blocco C	138
RELAZIONE DI CALCOLO. Solai Tipo 1 e Tipo 2	
Solaio Tipo 1 con lamiera grecata collaborante e connettori DIAPASON	146
Solaio Tipo 2 in acciaio e lamiera grecata	149

RELAZIONE GENERALE

NUOVO EDIFICIO POLIVALENTE E NUOVO INGRESSO AL PLESSO DIDATTICO DELLA FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

Per una immediata comprensione delle condizioni sismiche, si riporta il seguente:

RIEPILOGO PARAMETRI SISMICI

Vita Nominale	50
Classe d'Uso	3
Categoria del Suolo	B
Categoria Topografica	1
Latitudine del sito oggetto di edificazione	43.71141
Longitudine del sito oggetto di edificazione	11.21846

• DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

L'impianto strutturale del nuovo edificio di Largo Annigoni è fortemente condizionato dai limiti di contorno costituiti dal sistema delle paratie di contenimento del parcheggio sotterraneo e dagli edifici appartenenti all'attuale plesso didattico della Facoltà di Architettura.

Ulteriore elemento di forte condizionamento è costituito dall'ingresso al parcheggio da via Ferdinando Paolieri, sostanzialmente modificato rispetto al progetto iniziale. Al fine di evitare l'interazione con il sistema di diaframmi in c.a. che definiscono il perimetro del parcheggio interrato, la soluzione tecnica del sistema delle fondazioni del nuovo edificio si basa sull'uso di una tecnologia che prevede la messa in opera di una rete di pali trivellati posti al di sotto di piastre o travi continue.

La scelta di un sistema di fondazioni indirette è anche dipesa dalle caratteristiche proprie del sottosuolo che presenta una stratificazione nella quale il substrato superficiale di terreno eterogeneo di riporto si estende fino alla profondità di 3 metri prima di incontrare una stratificazione di ghiaia compatta e successivamente la presenza di un substrato roccioso di notevole spessore.

Il sistema di fondazioni indirette permette inoltre di evitare, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'inclusione in una categoria di suolo di tipo E in luogo di una tipologia di tipo B.

Per le strutture in elevato si possono distinguere tre parti distinte dell'edificio.

La prima, denominata come blocco A, è caratterizzata prevalentemente dalla presenza di setti armati con una gerarchia di importanza che definisce quelli trasversali come elementi portanti primari (sui quali trovano appoggio le orditure dei solai di impalcato) e quelli di perimetro con caratteristiche secondarie.

La seconda, denominata blocco B, corrisponde al gruppo degli elementi strutturali costituente il sistema pensilina della quale si dirà più avanti.

La terza parte, denominata blocco C, corrisponde ad un'area relativamente "leggera" dell'edificio e si caratterizza attraverso un vasto vuoto interno, che definisce un doppio volume, attestato da ballatoi interni ad un nucleo massiccio costituito da setti in c.a. e profili in acciaio, annegati nel getto dei setti, disposti a pettine ortogonalmente al fronte della piazza.

I tre sistemi strutturali risultano sostanzialmente indipendenti attraverso due giunti sismici che, opportunamente, enucleano in modo definito il blocco pensilina che, per la sostanziale diversità del sistema strutturale, è destinato ad un diverso comportamento strutturale.

Il sistema degli impalcati calpestabili prevede la realizzazione diffusa di solai in acciaio, lamiera grecata e soletta in calcestruzzo resa collaborante mediante l'utilizzo di connettori metallici.

Elemento emergente dell'intervento strutturale, corrispondente come sopra ricordato al blocco B, è costituito dall'ampia pensilina che, sul fronte di Largo Annigoni, si attesta in corrispondenza del nuovo ingresso al plesso didattico di Santa verdiana.

L'impianto strutturale di sostegno parte da un unico elemento portante centrale costituito da un nucleo scatolare a struttura mista in acciaio e cemento armato, realizzato mediante un sistema intelaiato in profili in acciaio interamente annegati nel calcestruzzo.

Al di sopra di tale elemento si dispongono in sequenza verticale due impalcati orizzontali portanti predisposti a sostenere, sul perimetro esterno oltre che sulla verticale del nucleo centrale, quattro setti paralleli che proseguono fino alla quota della pensilina e che ne costituiscono il sistema di appoggio.

L'impalcato orizzontale di travi è costituito da una sequenza parallela di travi che nella zona centrale trovano appoggio sul nucleo portante e sui setti laterali, mentre risultano in aggetto sia verso il lato di Santa Verdiana che verso Piazza Annigoni.

La pensilina, la cui superficie di copertura è definita da una geometria rettangolare di dimensioni 12 x 14.20 m, è costituita, come sopra accennato, da un sistema di sette travi portanti disposte parallelamente rispetto all'asse trasversale del manufatto e realizzate con profili IPE 400 a sezione variabile con rastremazione verso i due lati aggettanti.

Un ulteriore sistema di travi IPE 200 è disposto ortogonalmente alle travi principali in modo da definire una geometria a maglia regolare costituita da riquadri rettangolari.

I bordi esterni della struttura, sui due lati più lunghi, sono sorretti da mensole in acciaio con profili IPE 200 predisposti a sorreggere, disposti lungo il perimetro, gli elementi di connessione del carter del rivestimento in lamiera.

Un sistema incrociato di profili IPE 120, disposti lungo gli assi diagonali di riquadri, costituisce il necessario sistema di controventamento finalizzato all'irrigidimento dell'impalcato di piano.

L'intera struttura del nuovo edificio si discosta nettamente dall'edificato adiacente attraverso la realizzazione di una intercapedine di 10 cm con funzioni di giunto sismico.

Le condizioni di carico prevedono per tutti i solai calpestabili, esclusi quindi quelli di

copertura **un carico di esercizio di 300 daN/mq**, relativo alla destinazioni d'uso di uffici aperti al pubblico ed un carico di esercizio di **400 daN/mq** per scale pianerottoli aggettanti.

In particolare i calcoli di verifica delle strutture riguardano:

- l'analisi sismica globale dell'edificio riportata per singolo blocco;
- il calcolo solai in travi miste acciaio/calcestruzzo con connettori in acciaio;
- il calcolo delle fondazioni.

In ingegneria sismica, il martellamento è un fenomeno distruttivo che si può verificare quando un evento sismico violento colpisce due edifici contigui. Se il giunto tecnico (cioè lo spazio libero) fra due corpi di fabbrica contigui non è sufficientemente ampio affinché questi elementi strutturali possano oscillare senza toccarsi, i due corpi di fabbrica urtano l'uno contro l'altro lesionandosi a vicenda.

Per evitare questo pericoloso fenomeno, le Norme Tecniche per le Costruzioni (disciplinate in Italia dal D.M. 14 gennaio 2008) prevedono che la distanza tra due costruzioni contigue d non sia inferiore alla somma degli spostamenti massimi orizzontali calcolati per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e, in ogni caso, non inferiore a:

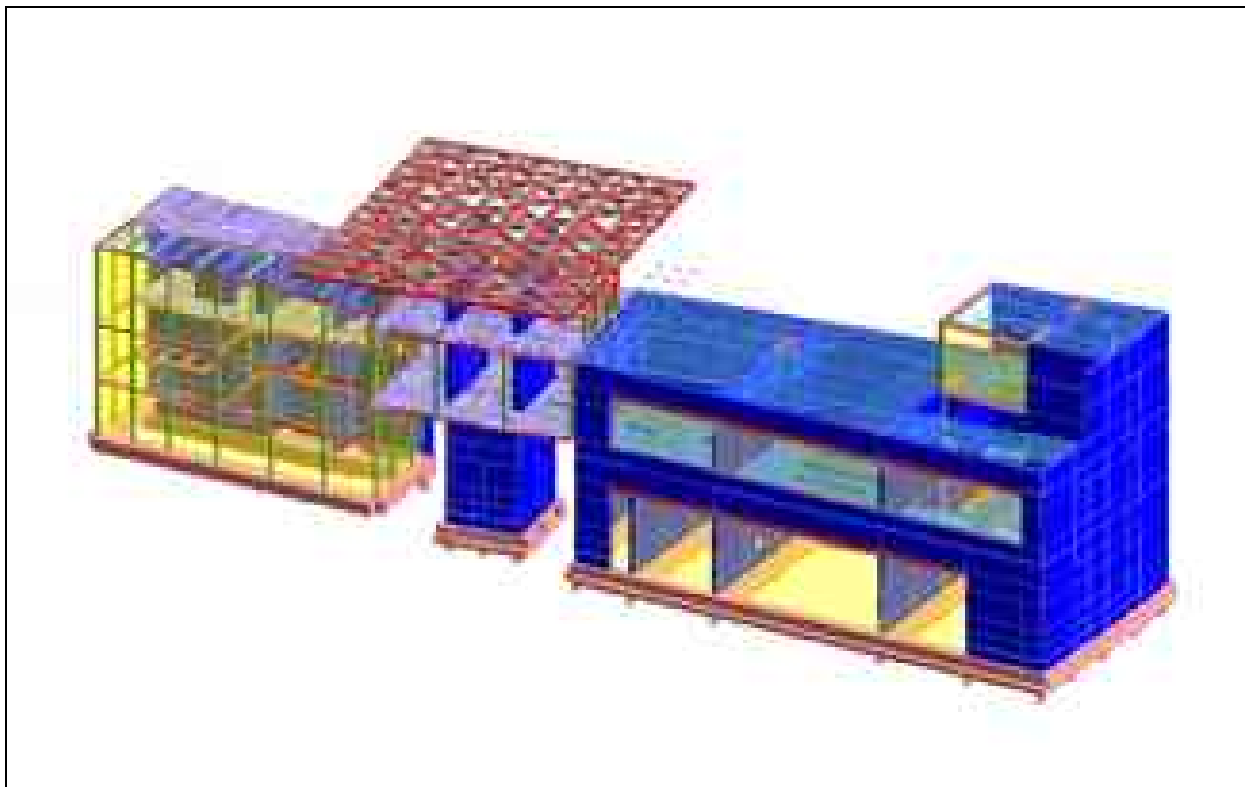
$$d = \frac{c \cdot h}{100}$$

dove:

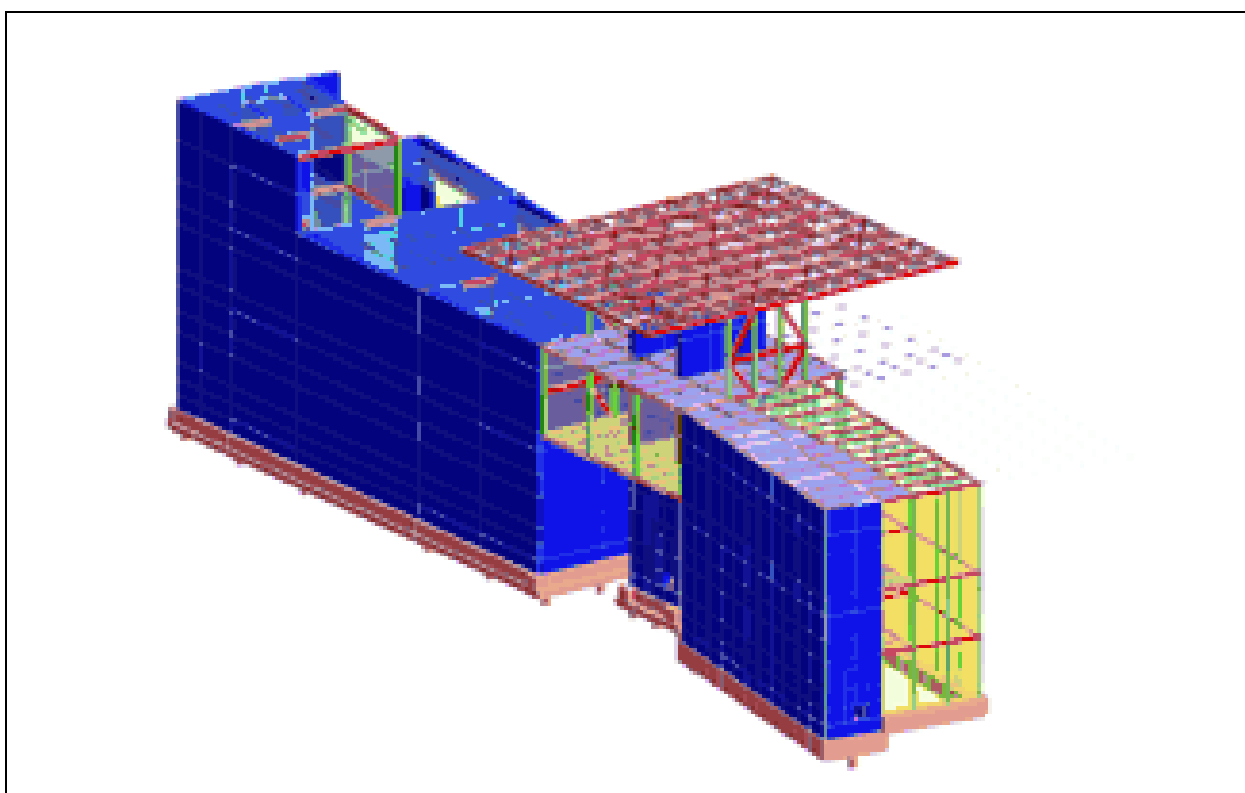
• h (in cm) è la quota dei punti affacciati misurata dal piano di fondazione;

• c è un coefficiente di merito sismico uguale o inferiore a 1, e calcolato come $\frac{a_g S}{0,5g}$

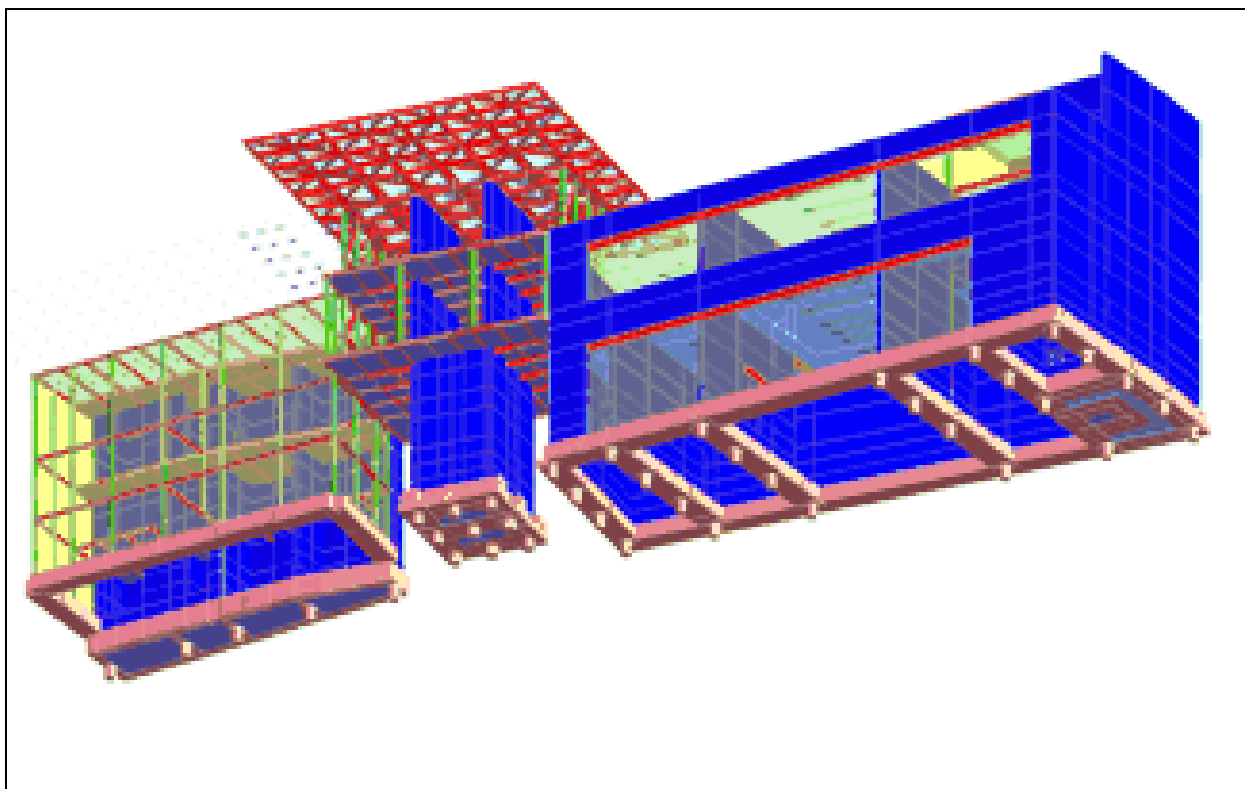
Nella formula del coefficiente, a_g è l'accelerazione orizzontale massima al suolo indotta dal sisma, S è un coefficiente di amplificazione sismica che tiene conto delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del terreno, g mentre è l'accelerazione di gravità.



Modello complessivo della struttura



Modello complessivo della struttura



Modello complessivo della struttura

• DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE DEL SITO

L'opera oggetto di progettazione strutturale ricade in un'area immediatamente prossima al centro storico di Firenze, all'interno della cerchia dei viali di circumsollazione.

Le caratteristiche geologiche del sito prevedono la presenza di depositi fluviali di ghiaie, ciottoli e argille sabbione datati Quaternario recente, tipiche della intera piana alluvionale di Firenze.

Il modello stratigrafico del sottosuolo è stato ricostruito facendo riferimento ai dati acquisiti con i sondaggi "G3-G4-G5-G6" eseguiti dalla Soil Test di Arezzo (ottobre 1988) e con quelli "SN3-SN4-SN5" della Songeo di Ferrara (agosto 2000). Vengono individuati i seguenti 3 livelli stratigrafici:

Livello 1 – m 0.0 → 2/3	Limo sabbioso con inclusi elementi litoidi eterometrici e resti lateritici
Livello 2 – m 2/3 → 12/14	Ghiaia eterometrica con ciottoli in matrice sabbiosa e limosa
Livello 3 – m 12/14 → 30	Substrato costituito da alternanze di argilliti marne, arenarie e calcareniti (formazione della Pietraforte)

Per la caratterizzazione geotecnica si è fatto riferimento alla relazione geologica redatta dallo Studio di Geologia Applicata, Geologi Dott. G. Francini e Dott. F. Bulgarelli.

L'esatta individuazione del sito è riportata nei grafici di progetto.

- **INFORMAZIONI GENERALI SULL'ANALISI SVOLTA**

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M 14/01/2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;

REFERENZE TECNICHE (Cap. 12 D.M. 14.01.2008)

- UNI ENV 1992-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
UNI EN 1993-1-1 - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
UNI EN 1995-1 – Costruzioni in legno
UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14/01/2008 e successive modifiche ed integrazioni.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;

la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni;

la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;

robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani;

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

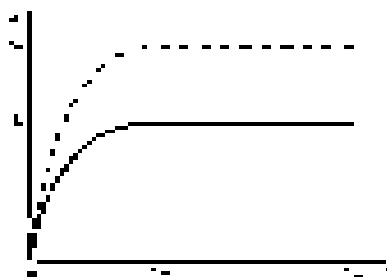
MODELLI DI CALCOLO

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14/01/2008.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 14/01/08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

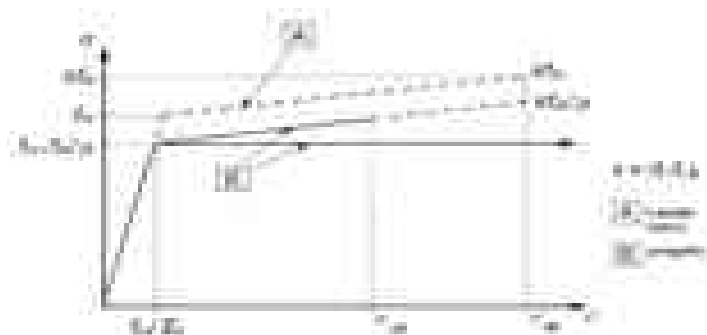
La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:



Legame costitutivo di progetto parabola-rettangolo per il calcestruzzo.

Il valore ε_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.



Legame costitutivo di progetto elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Legame rigido plastico per le sezioni in acciaio di classe 1 e 2 e elastico lineare per quelle di classe 3 e 4;

Legame elastico lineare per le sezioni in legno;

Legame elastico viscoso per gli isolatori.



Legame costitutivo per gli isolatori.

Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

• AZIONI SULLA COSTRUZIONE

AZIONI AMBIENTALI E NATURALI

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite PVR :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14/01/2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale del fabbricato;
- Classe d'Uso del fabbricato;
- Categoria del Suolo;
- Coefficiente Topografico;
- Latitudine e Longitudine del sito oggetto di edificazione.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla neve, dal vento e dalla temperatura secondo quanto previsto dal cap. 3 del D.M. 14/01/08 e dlla Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

DESTINAZIONE D'USO E SOVRACCARICHI PER LE AZIONI ANTROPICHE

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14/01/2008 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Dalla Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B1	Uffici aperti al pubblico	3,00	3,00	1,00
C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
H2	Coperture praticabili	Secondo categoria di appartenenza		

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2008. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

In particolare si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

AZIONE SISMICA

Ai fini delle N.T.C. 2008 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

L'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. In allegato alle N.T.C. 2008, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 14/01/08 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr. § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle N.T.C. 2008.

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

in cui si ha:

q_s = carico neve sulla copertura;

μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle N.T.C. 2008 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14/01/2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2008. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con". I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.1. Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2008.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17). I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.1. La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme. Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali. La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

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 D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	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 ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle NTC 2008 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

- **TOLLERANZE**

Nelle calcolazioni si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle euronorme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

- Copriferro – 5 mm (EC2 4.4.1.3)
 - Per dimensioni $\leq 150\text{mm}$ $\pm 5\text{ mm}$
 - Per dimensioni $\leq 400\text{ mm}$ $\pm 15\text{ mm}$
 - Per dimensioni $\geq 2500\text{ mm}$ $\pm 30\text{ mm}$

Per i valori intermedi interpolare linearmente.

- **DURABILITÀ**

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

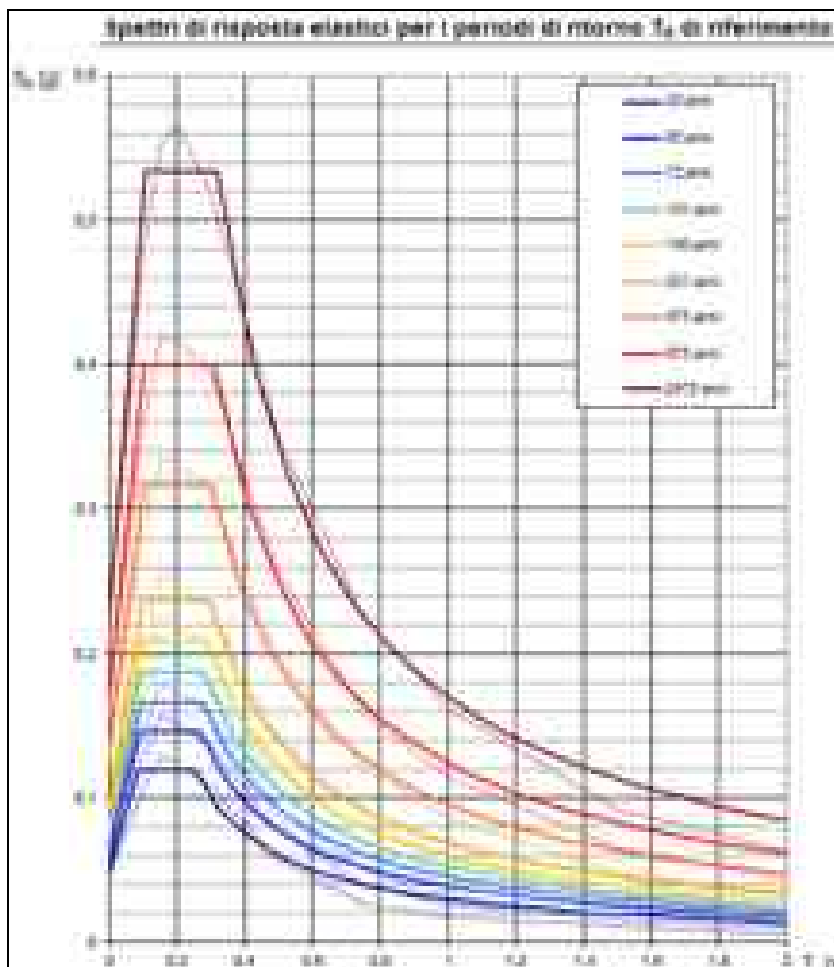
Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14/01/2008 e relative Istruzioni.

- **PRESTAZIONI ATTESE AL COLLAUDO**

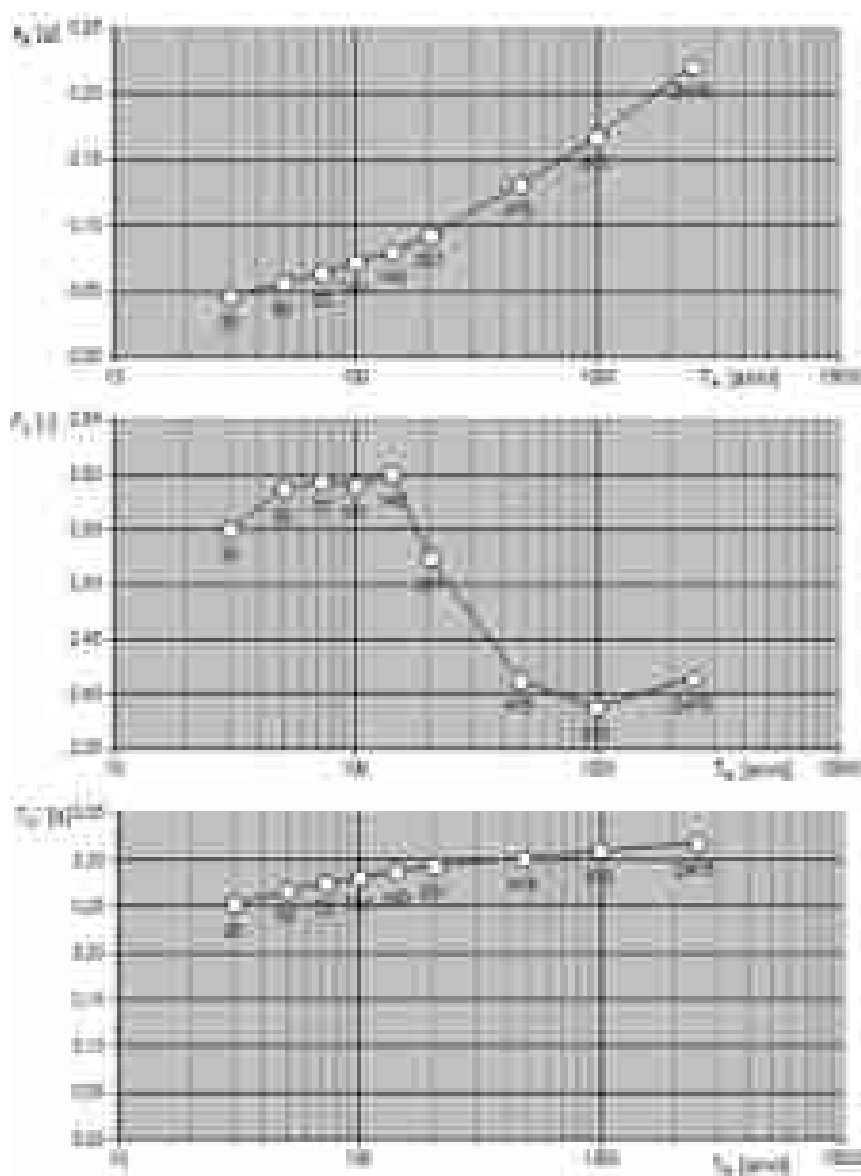
La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14/01/2008.

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.

- MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO



Valori di progetto dei parametri a_g, F_g, T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R .

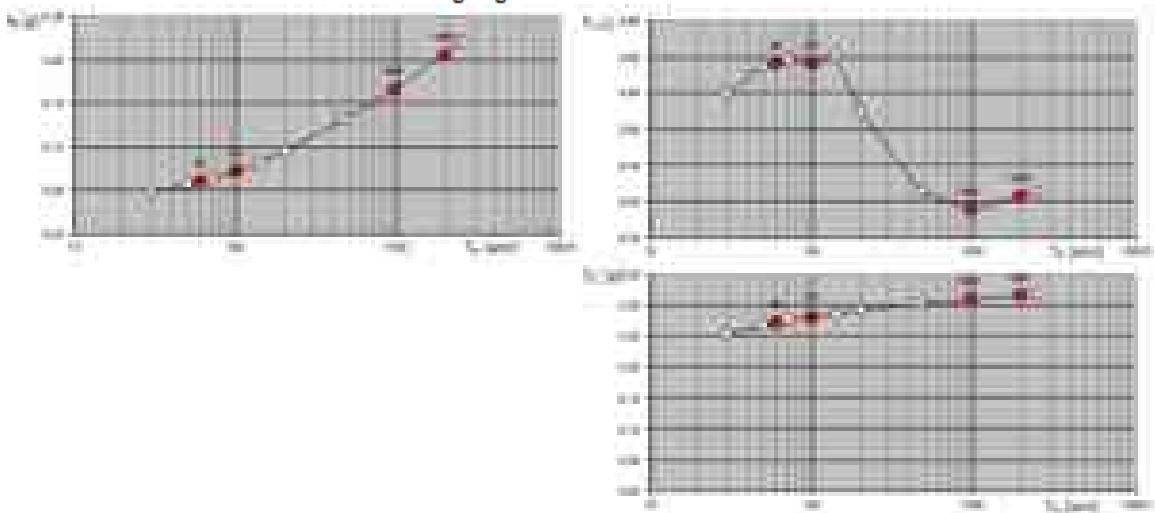


Valori di progetto dei parametri a_g, F_g, T_C^* per periodi di ritorno T_R di riferimento.

T_R [anni]	a_g [m/s ²]	F_g [H]	T_C^* [H]
30	0.041	2.001	0.253
60	0.056	2.006	0.250
72	0.059	2.004	0.246
100	0.070	2.000	0.250
150	0.080	2.000	0.247
200	0.084	2.024	0.254
300	0.101	2.413	0.202
400	0.107	2.388	0.211
500	0.111	2.418	0.210

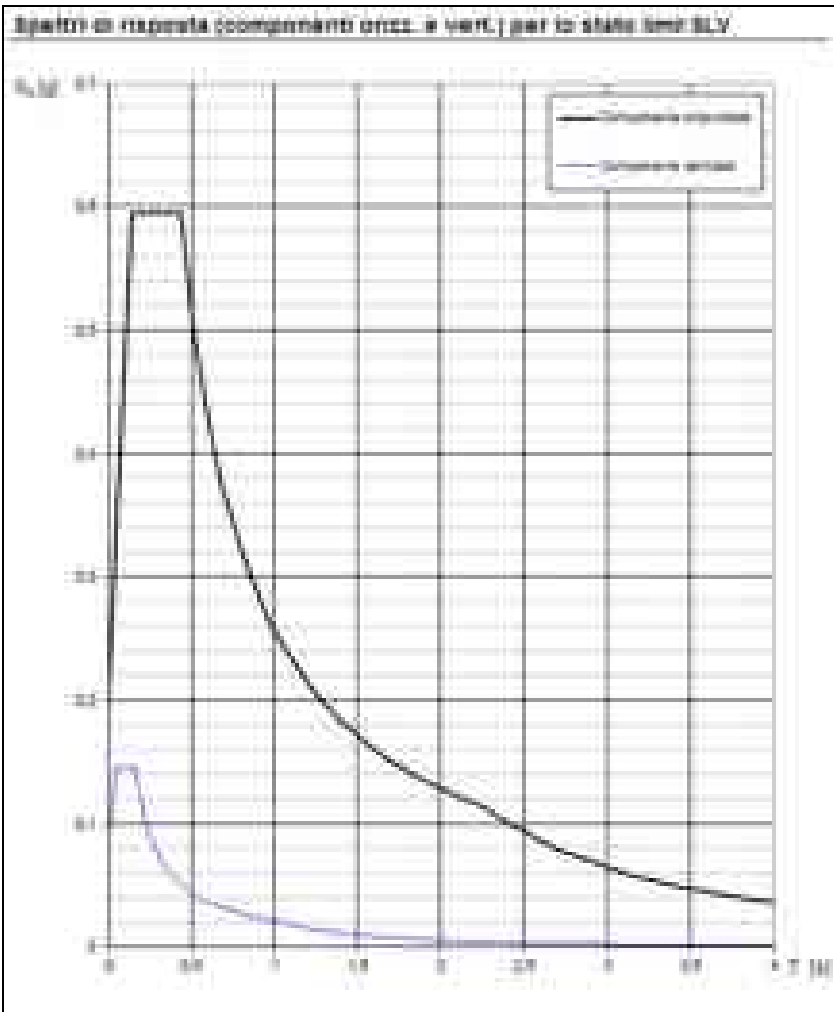


Valori di progetto dei parametri a_g, F_g, T_C^* in funzione del periodo di ritorno.



Valori di progetto dei parametri a_g, F_g, T_C^* per periodi di ritorno T_R , associati a ciascun stato limite.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [m/s²]	F_g [-]	T_C^* [s]
SLO	50	0.365	2.549	0.272
SLE	100	0.672	2.349	0.282
SLV	340	0.188	2.288	0.310
SLE	1050	0.208	2.407	0.317



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
β	0.90 g
τ_0	2.500
τ_1	0.787 s
τ_2	1.200
τ_3	1.250
τ_4	1.000
τ_5	0.600

Parametri dipendenti

τ_6	1.200
τ_7	1.250
τ_8	0.944 s
τ_9	0.433 s
τ_{10}	2.254 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$\begin{aligned} \tau_1 &= \beta_1 \cdot \tau_0 & \text{NTC-00 E4 3.2.3)} \\ \eta &= \sqrt{\beta(T_0 - T_1)} \geq 0,05, \eta \leq 1,0 & \text{NTC-00 E4 3.2.6.8 3.2.1.7)} \\ T_0 &= T_1 / 3 & \text{NTC-07 E4 3.2.8)} \\ T_1 &= C_0 - T_0 & \text{NTC-07 E4 3.2.8)} \\ T_2 &= 4/9 \cdot \beta_2 / (g + 1,0) & \text{NTC-07 E4 3.2.8)} \end{aligned}$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 E4 3.2.4)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_0 & \quad S_d(T) = a_1 \cdot S + \eta \cdot T_0 \cdot \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\eta \cdot T_0} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right] \\ T_0 \leq T < T_1 & \quad S_d(T) = a_1 \cdot S + \eta \cdot T_0 \\ T_1 \leq T < T_2 & \quad S_d(T) = a_1 \cdot T_1 + \eta \cdot T_2 \cdot \left(\frac{T - T_1}{T_2 - T_1} \right) \\ T_2 \leq T & \quad S_d(T) = a_1 \cdot T_2 + \eta \cdot T_3 \cdot \left(\frac{T - T_2}{T_3 - T_2} \right) \end{aligned}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ulteri è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con β_1 , dove β_1 è il fattore di smorzamento (NTC-00 E4 3.2.3.1).

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_d
0.000	0.000
0.100	0.000
0.194	0.000
0.433	0.000
0.588	0.454
0.600	0.423
0.693	0.370
0.760	0.329
0.808	0.296
0.955	0.269
1.043	0.246
1.129	0.223
1.217	0.211
1.304	0.187
1.391	0.164
1.478	0.143
1.566	0.124
1.653	0.105
1.740	0.087
1.827	0.080
1.915	0.074
2.002	0.078
2.089	0.073
2.176	0.118
2.264	0.110
2.348	0.105
2.433	0.090
2.518	0.090
2.594	0.080
2.677	0.081
2.760	0.076
2.842	0.072
2.925	0.068
3.008	0.064
3.090	0.061
3.173	0.058
3.256	0.055
3.339	0.052
3.421	0.050
3.504	0.047
3.587	0.045
3.669	0.043
3.752	0.041
3.835	0.039
3.917	0.038
4.000	0.036

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale

per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

γ	0.5
β	0.091 g
α	1.000
λ	1.000
μ	1.000
ν	0.000 s
ρ	0.000 s
σ	1.000 s

Parametri dipendenti

τ	1.24
ξ	0.000
η	0.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$\tau = \tau_0 \cdot \beta \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.10})$$

$$\eta = 1 - \beta \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.10})$$

$$\xi = 1.1 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^{0.4} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.10})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.11)

$$0.5T < T_0 \quad S_d(T) = a_y \cdot \beta \cdot \tau \cdot \left[\frac{T}{T_0} + \frac{1}{\tau} \left(1 - \frac{T}{T_0} \right) \right]$$

$$T_0 \leq T < T_1 \quad S_d(T) = a_y \cdot \beta \cdot \tau \cdot T$$

$$T_1 \leq T < T_2 \quad S_d(T) = a_y \cdot \beta \cdot \tau \cdot \left(\frac{T_1}{T} \right)$$

$$T_2 \leq T \quad S_d(T) = a_y \cdot \beta \cdot \tau \cdot \left(\frac{T_1}{T} \right)^{2.5}$$

Punti dello spettro di risposta

T (s)	S_d (g)
0.000	0.000
0.005	0.000
0.010	0.000
0.020	0.000
0.030	0.000
0.040	0.000
0.050	0.000
0.060	0.000
0.070	0.000
0.080	0.000
0.090	0.000
0.100	0.000
0.125	0.000
0.150	0.000
0.175	0.000
0.200	0.000
0.225	0.000
0.250	0.000
0.275	0.000
0.300	0.000
0.325	0.000
0.350	0.000
0.375	0.000
0.400	0.000
0.425	0.000
0.450	0.000
0.475	0.000
0.500	0.000
0.525	0.000
0.550	0.000
0.575	0.000
0.600	0.000
0.625	0.000
0.650	0.000
0.675	0.000
0.700	0.000
0.725	0.000
0.750	0.000
0.775	0.000
0.800	0.000
0.825	0.000
0.850	0.000
0.875	0.000
0.900	0.000
0.925	0.000
0.950	0.000
0.975	0.000
1.000	0.000
1.025	0.000
1.050	0.000
1.075	0.000
1.100	0.000
1.125	0.000
1.150	0.000
1.175	0.000
1.200	0.000
1.225	0.000
1.250	0.000
1.275	0.000
1.300	0.000
1.325	0.000
1.350	0.000
1.375	0.000
1.400	0.000
1.425	0.000
1.450	0.000
1.475	0.000
1.500	0.000
1.525	0.000
1.550	0.000
1.575	0.000
1.600	0.000
1.625	0.000
1.650	0.000
1.675	0.000
1.700	0.000
1.725	0.000
1.750	0.000
1.775	0.000
1.800	0.000
1.825	0.000
1.850	0.000
1.875	0.000
1.900	0.000
1.925	0.000
1.950	0.000
1.975	0.000
2.000	0.000



- CARICHI VARIABILI NEVE

Carico neve

Il carico neve sarà valutato con l'espressione :

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

q_s = Carico neve sulla copertura

μ_i = Coefficiente di forma della copertura

q_{sk} = Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo di cui al punto 3.4.2 della Normativa/2008

C_E = Coefficiente di esposizione di cui al punto 3.4.3 della Normativa/2008

C_t = Coefficiente termico di cui al punto 3.4.4 della Normativa/2008

Carico neve al suolo

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali del clima e dalla zona di appartenenza.

Si riporta di seguito la zona di appartenenza del sito su cui sorge la costruzione :

La Normativa 2008 individua le seguenti zone riguardo al valore caratteristico del carico neve al suolo :

Zona I - Alpina

Zona I - Mediterranea

Zona II

Zona III

Inoltre il carico neve al suolo può variare in funzione del tempo di ritorno che secondo la legislazione tecnica vigente è pari a 50 anni .

La costruzione sarà realizzata in Provincia di Firenze .

Zona di neve : II



a_s = Quota sul livello del mare del sito di realizzazione della costruzione (≤ 1500 m)

$a_s = 50$ metri

$q_{sk} = 1$ kN/mq

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali del clima e di esposizione utilizzando comunque valori del carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

$C_E = 1$

NORMALE : Costruzione situata in aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.

$C_t = 1$

Coefficiente Termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura, ed in assenza di opportuna valutazione può essere assunto pari ad 1.

Coefficienti di forma per il carico neve e condizioni di carico su coperture a falde piane

Ai fini del calcolo si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Se l'estremità più bassa della singola falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma della falda non potrà essere assunto inferiore a 0.80, indipendentemente dall'angolo di inclinazione della copertura.

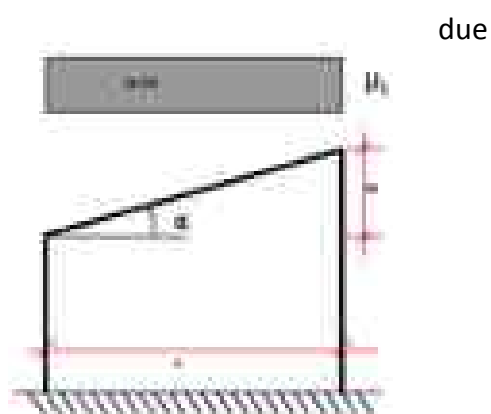
Per il calcolo del carico neve si devono considerare le seguenti principali disposizioni di carico :

- Carico da neve non accumulata sul piano della copertura
- Carico da neve accumulata sul piano della copertura, conseguente ad azioni quali il vento

La copertura è del tipo a falda unica , e si riportano di seguito i coefficienti di forma :

Altezza della falda $H = 0$ metri

Lunghezza della falda $L = 20$ metri



Pendenza della falda $\alpha = 0^\circ - (0\%)$

$$\mu_1 = 0,8$$

Si considera solamente la condizione di carico seguente, valida per entrambi i casi di carico neve accumulata e non accumulata.

$$q_{s11} = 80 \text{ daN/mq}$$

Carico da neve sporgente all'estremità di una copertura

Per le porzioni di copertura aggettanti sulle pareti perimetrali, in aggiunta al carico neve previsto per la falda, si tiene conto anche di in carico di estremità per tenere conto della possibilità che la neve si accumuli nella parte inferiore della copertura :



Carico di estremità per falda sinistra $Q_{e1} = 0 \text{ daN/m}$

Carico di estremità per falda destra $Q_{e2} = 0 \text{ daN/m}$

• CARICO VARIABILE VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che sono funzione del tempo e dello spazio e provocano in genere effetti dinamici. Per particolari configurazioni strutturali per cui i modi propri di oscillazione della struttura possono dar luogo a fenomeni di risonanza, può essere necessario uno studio delle interazioni mediante la teoria dell'aeroelasticità o su modelli in scala in galleria del vento. Per costruzioni di forma e tipologia ordinarie, semplici e di limitata estensione, ovvero poco sensibili all'azione dinamica del vento, è possibile descrivere le azioni indotte dal vento caricando la struttura con sistemi di forze o di pressioni i cui effetti siano equivalenti a quelli del vento in

regime turbolento, considerando la direzione del vento orizzontale (formulazione quasi-statica equivalente).

Velocità di riferimento del vento

Per il calcolo delle azioni del vento sulla struttura si parte dall'individuazione della velocità di riferimento

V_b : definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_r = 50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno del 2%. Per località poste a quota inferiore o uguale a 1500 m sul livello del mare, tale velocità si può calcolare mediante le formule fornite dalla normativa vigente. Per altitudini superiori a 1500 m, i valori della velocità di riferimento non dovranno essere inferiori a quelli calcolati per quota 1500 m, e si dovranno ricavare da indagini statistiche adeguatamente comprovate.

Pressione cinetica di riferimento del vento e Azioni Statiche Equivalenti

Facendo riferimento alla formulazione quasi-statica equivalente, le azioni statiche del vento si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici sia esterne che interne degli elementi che compongono la costruzione. Le pressioni esterne ed interne sono definite rispettivamente con l'espressione :

$$W_e = C_e \times C_{pe} \times C_d \times q_b$$

$$W_i = C_e \times C_{pi} \times C_d \times q_b$$

W_e = Pressione esterna del vento

W_i = Pressione interna del vento

C_e = Coefficiente di esposizione

C_{pe} = Coefficiente di Pressione esterna

C_{pi} = Coefficiente di Pressione interna

C_d = Coefficiente dinamico

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

Azione tangente del vento

L'azione tangente del vento parallela alla direzione del vento sarà valutata con l'espressione :

$$P_f = C_e \times C_f \times q_b$$

C_e = Coefficiente di esposizione

C_f = Coefficiente di attrito funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

Pressione cinetica di riferimento

Zona di Vento : 3

Si riporta la zona di vento a cui appartiene il sito su cui sorge la costruzione.



Quota sul livello del mare del sito su cui sorge la costruzione : 50 m

Nel nostro caso :

$$V_b = 27 \text{ m/sec}$$

Il tempo di ritorno di calcolo è pari a 50 anni.

Eventuali riduzioni del tempo di ritorno minimo (50 anni) devono essere autorizzate dal Ministero dei LL.PP. Per costruzioni di grande importanza è consentito adottare valori del tempo di ritorno superiori a quelli minimi di normativa.

$$V_b (Tr) = \alpha_R \times V_b$$

$$\alpha_R = 1$$

$$V_b (Tr) = 27 \text{ m/sec}$$

Per altezza massima delle costruzioni non superiore a 200 m, altezza oltre la quale è necessario sviluppare studi specifici, nel calcolo delle pressioni del vento si fa riferimento a :

q_b = Pressione cinetica di riferimento del vento

$$q_b = 45,56 \text{ daN/mq}$$

Coefficiente di Esposizione

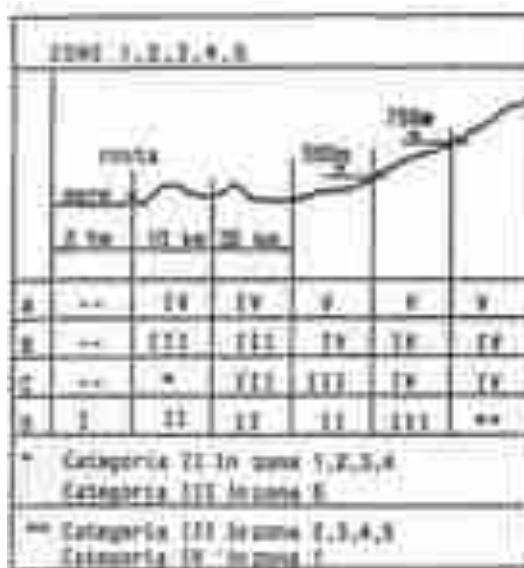
Il coefficiente di esposizione dipende dalla categoria di esposizione del sito, dal coefficiente di topografia definito di seguito, dall'altezza della costruzione, e dalla classe di rugosità del terreno.

Z = Altezza della costruzione in metri

Z = 10 m

Categoria di esposizione del sito : IV

La categoria di esposizione del sito viene ricavata dal seguente abaco, tenendo conto della classe di rugosità del terreno :



Le classi di rugosità del terreno sono le seguenti :

[A] - Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m

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

[C] - Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni, ..) aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

[D] - Per l'assegnazione delle classi di rugosità A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Comunque in ogni caso è consigliabile scegliere le classi più sfavorevoli.

Classe di rugosità del terreno corrente : B

Coefficienti da cui dipende C_e , che sono funzione della categoria di esposizione del sito :

$K_r = 0,22$

$Z_0 = 0,3$

$Z_{min} = 8$

C_t = Coefficiente di Topografia, funzione della forma del terreno su cui sorge la costruzione.

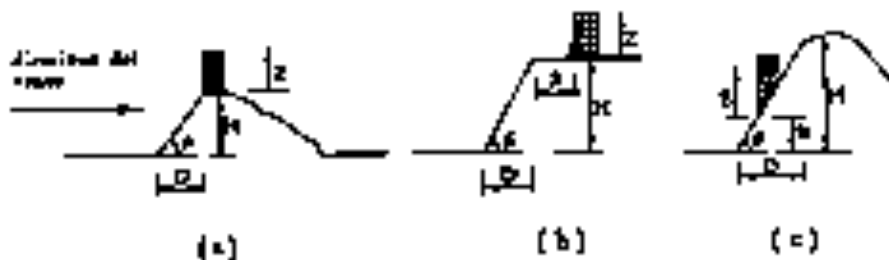
$C_t = 1$

C_e = Coefficiente di esposizione

$C_e = 1,78$

Coefficiente di Topografia

Il coefficiente di Topografia C_t , dipende dalla forma del terreno su cui sorge la costruzione e dalla sua ubicazione rispetto a pendii, cigli di pendii, colline, ecc.



Nel nostro caso $C_t = 1$

Coefficienti di Pressione, Pressione netta, di Forma e Pressioni verticali del vento

Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde inclinate o curve

C_{p1} = Coefficiente di pressione esterna per la prima parete laterale sopravvento

C_{p2} = Coefficiente di pressione esterna per la prima falda di copertura sopravvento

C_{p3} = Coefficiente di pressione esterna per la seconda falda di copertura sottovento

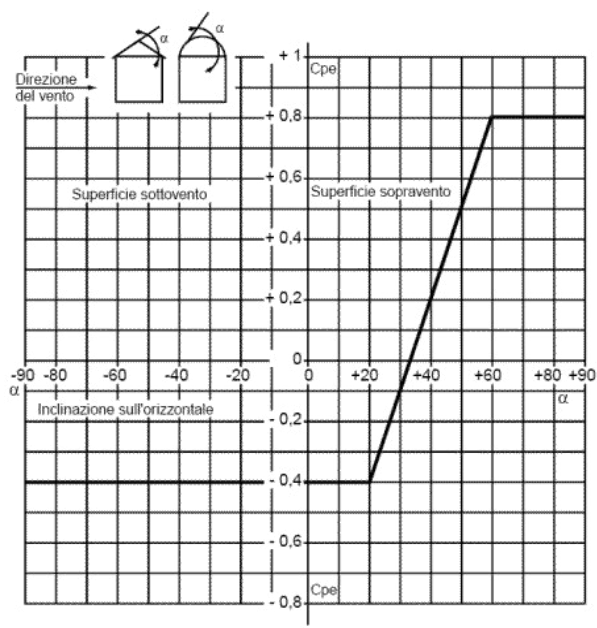
C_{p4} = Coefficiente di pressione esterna per la seconda parete laterale sottovento

$C_{pe1} = 0,8$

$C_{pe2} = -0,4$

$C_{pe3} = -0,4$

$C_{pe4} = -0,4$



coefficienti di pressione esterna sono ricavati dal seguente abaco :

Pe1 = Pressione verticale esterna del vento per la prima parete laterale sopravvento

Pe2 = Pressione verticale esterna del vento per la prima falda di copertura sopravvento

Pe3 = Pressione verticale esterna del vento per la seconda falda di copertura sottovento

Pe4 = Pressione verticale esterna del vento per la seconda parete laterale sottovento

Pe1 = 61,74 daN/mq

Pe2 = -30,87 daN/mq

Pe3 = -30,87 daN/mq

Pe4 = -30,87 daN/mq

Coperture multiple

Azioni sulla singola copertura :



Per coperture multiple costituite da un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio coperture a shed, ecc.) si applicano due tipi di azioni variabili per simulare le azioni reali del vento :

Per la prima falda investita dal vento si applicano le stesse azioni agenti sulla copertura singola e precedentemente calcolate.

Pme2 = -30,87 daN/mq

Per la seconda copertura e per tutte le falde successive si riducono le azioni del vento del 25 % e quindi

Pminte2 = Pressione verticale esterna del vento per le falde di copertura sopravvento successive alla prima

Pminte2 = -23,15 daN/mq

Pme3 = Pressione verticale esterna del vento per le falde di copertura sottovento successive alla prima

Pme3 = -30,87 daN/mq

Azioni di insieme :

Si applicano alla prima falda sopravvento ed all'ultima falda sottovento

Pinse2 = -30,87 daN/mq

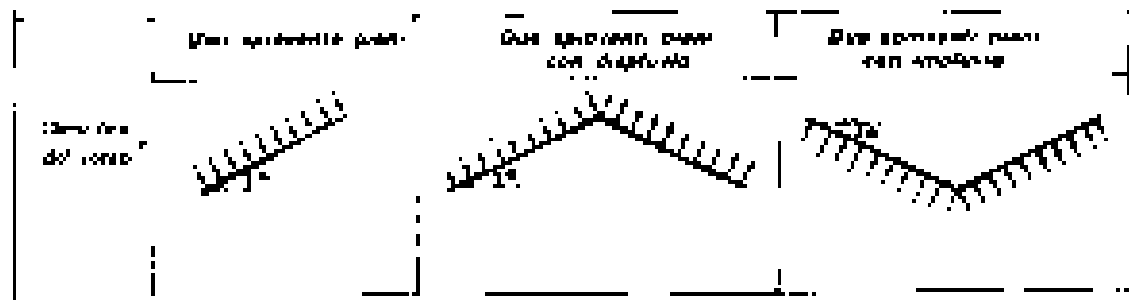
$$Pinse3 = -30,87 \text{ daN/mq}$$

inoltre si applica alla superficie proiettata in piano di tutte le parti del tetto, una azione superficiale tangenziale pari a

$$Qinstang = 8,12 \text{ daN/mq}$$

Tettoie e pensiline isolate

Per tettoie e pensiline isolate ad uno o due spioventi piani per le quali il rapporto tra l'altezza totale sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno.



Per tettoie o pensiline con un solo spiovente piano sopravento

$$Cp2 = 1,2 \text{ daN/mq}$$

$$Ptett2 = 92,61 \text{ daN/mq}$$

Azione tangente del vento

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. Si riporta di seguito quindi il calcolo dell'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento

C_f = Coefficiente di attrito funzione della scabrezza della superficie su cui si esercita l'azione tangente

P_f = Carico tangente unitario agente sulla superficie

Per superficie liscia (acciaio, cemento a faccia vista ..)

$$C_f = 0,01$$

$$P_f = 0,81 \text{ daN/mq}$$

Coefficiente dinamico

Il Coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

$$b = 10 \text{ m}$$

$$h = 10 \text{ m}$$

Per edifici a struttura composta acciaio-calcestruzzo o edifici in acciaio con travi composte si ha :

$$C_d = 0,95$$

Coefficiente dinamico valutato sperimentalmente

COMUNE DI FIRENZE

FIRENZE PARCHEGGI S.P.A.

Sede Legale: via G. La Pira 21 – 50121 Firenze

NUOVO EDIFICIO POLIVALENTE E NUOVO INGRESSO AL PLESSO DIDATTICO DELLA FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

RELAZIONE

Ai sensi del Cap. 10.2 delle N.T.C. 2008

ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L' AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Indice

TIPO ANALISI SVOLTA	33
ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	34
VALIDAZIONE DEI CODICI	35
PRESENTAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI	35
INFORMAZIONI SULL' ELABORAZIONE	35
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ'	35
SINTESI DEI RISULTATI E DELLE VERIFICHE	36
BLOCCO A - SINTESI DEGLI OUTPUT GRAFICI DI VERIFICA	42
BLOCCO B - SINTESI DEGLI OUTPUT GRAFICI DI VERIFICA	63
BLOCCO C - SINTESI DEGLI OUTPUT GRAFICI DI VERIFICA	82
SCALE - SINTESI DEGLI OUTPUT GRAFICI DI VERIFICA	111

TIPO ANALISI SVOLTA

- **Tipo di analisi e motivazione**

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni simiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di struttura. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2008 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

- **Metodo di risoluzione della struttura**

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler. I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

- **Metodo di verifica sezionale**

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008.

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

Legame parabola rettangolo per il cls Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- **Combinazioni di carico adottate**

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14.01.2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2008, per i seguenti casi di carico:

SLO	SI
SLD	SI
SLV	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1	SI
SLU terreno A2 – Approccio 1	SI

- **Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico**

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2008 per le prestazioni di SLU ed SLE. In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2014
Nro Licenza	21297

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

***Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).***

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

VALIDAZIONE DEI CODICI

L'opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista

PRESENTAZIONE SINTETICA DEI RISULTATI

Una sintesi del comportamento della struttura è consegnata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in appresso, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc..) per le parti più sollecitate della struttura in esame.

INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

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

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

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con 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.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, e' stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel

tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

ANALISI BLOCCO A

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (100) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	86
Y	86
Z	0

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	VERIFICATO
SLD	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 98	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastrini in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 14	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 69	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 25	VERIFICATO
Pali	0 su 25	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 98	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastri in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 14	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 1	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 69	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 25	VERIFICATO
Pali	0 su 25	VERIFICATO

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche di Gerarchia delle Resistenze

	Non Verif/Totale	STATUS
Gerarchia Trave Colonna acc.	0 su 5	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	1.01	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	4.62	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.43	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	1.45	

ANALISI BLOCCO B

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (208) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	87
8	56
Z	100

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	VERIFICATO
SLD	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 20	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastrini in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 5	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 809	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 6	VERIFICATO
Pali	0 su 6	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 20	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastrini in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 5	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 3	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 809	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 6	VERIFICATO
Pali	0 su 6	VERIFICATO

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche di Gerarchia delle Resistenze

	Non Verif/Totale	STATUS
Gerarchia Trave Colonna acc.	0 su 78	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	.41	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	24.32	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	.38	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	.49	

ANALISI BLOCCO C

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (108) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	86
Y	86

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	VERIFICATO
SLD	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLU

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 47	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastri in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 7	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 8	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 344	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 5	VERIFICATO
Pali	0 su 5	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva delle verifiche SLE

Tipo di Elemento	Non Verif/Totale	STATUS
Travi c.a. Fondazione	0 su 47	VERIFICATO
Travi c.a. Elevazione	0 su 0	NON PRESENTI
Pilastri in c.a.	0 su 0	NON PRESENTI
Shell in c.a.	0 su 7	VERIFICATO
Piastre in c.a.	0 su 8	VERIFICATO
Aste in Acciaio	0 su 344	VERIFICATO
Aste in Legno	0 su 0	NON PRESENTI
Zattera Plinti	0 su 5	VERIFICATO
Pali	0 su 5	VERIFICATO

Tabellina Riassuntiva delle Verifiche di Gerarchia delle Resistenze

	Non Verif/Totale	STATUS
Gerarchia Trave Colonna acc.	0 su 45	VERIFICATO

Tabellina riassuntiva della portanza

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cm ²)	.41	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	21.41	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	1.14	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	.68	

COMUNE DI FIRENZE

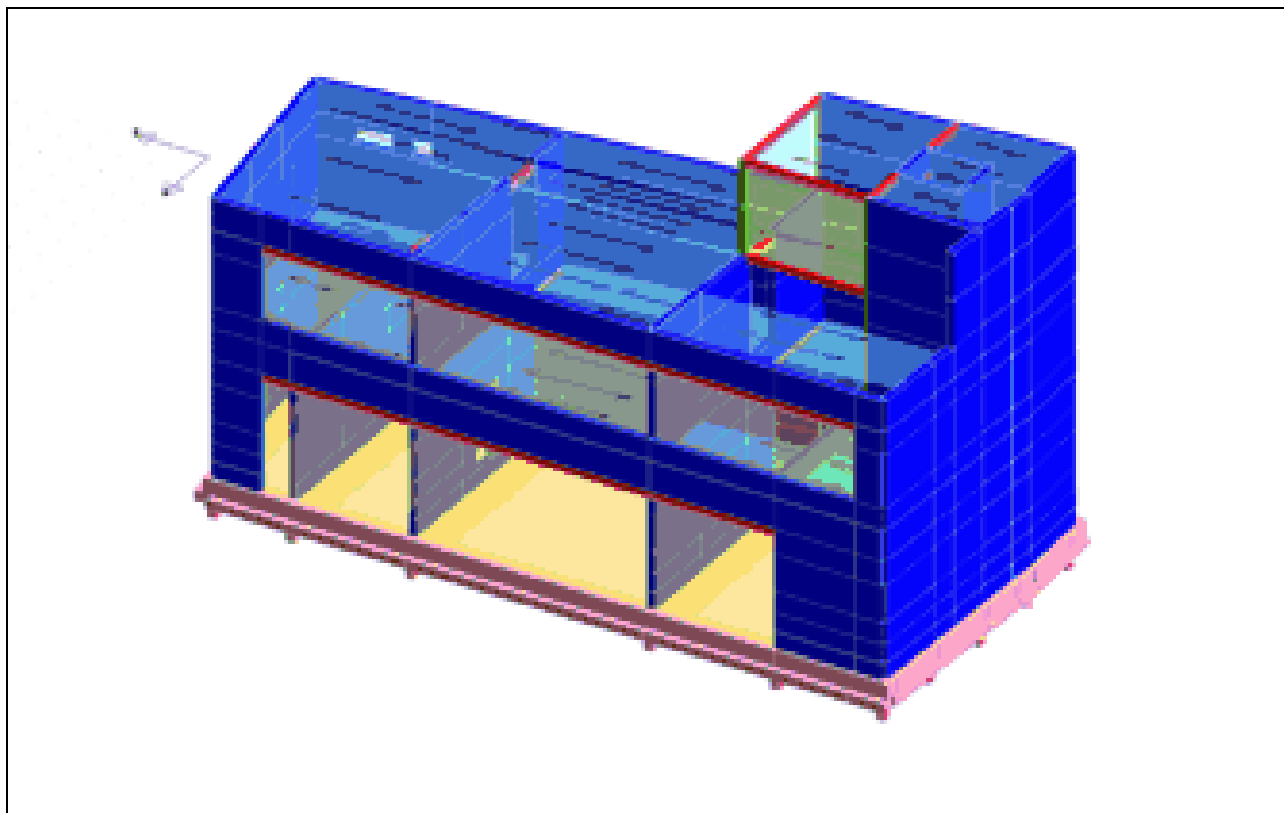
FIRENZE PARCHEGGI S.P.A.

Sede Legale: via G. La Pira 21 – 50121 Firenze

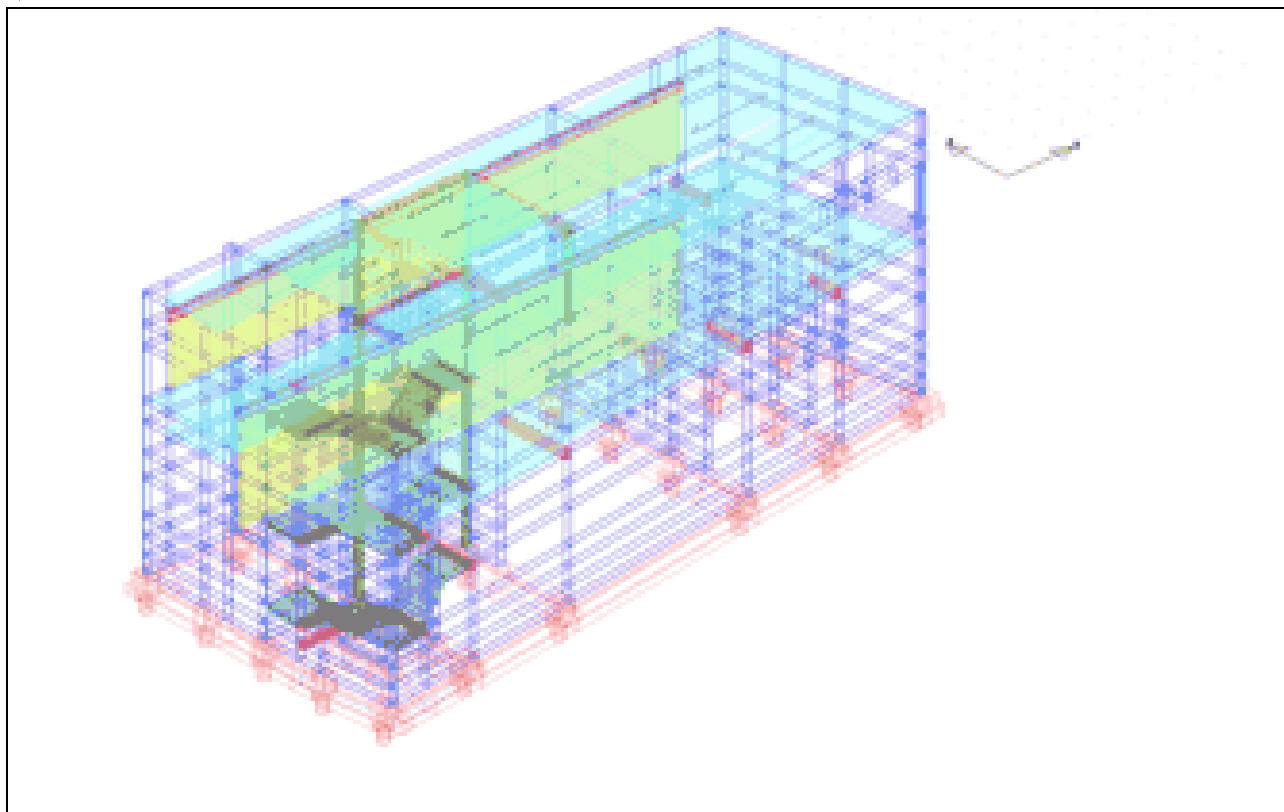
NUOVO EDIFICIO POLIVALENTE
E NUOVO INGRESSO AL PLESSO DIDATTICO
DELLA FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

RISULTATI E VERIFICHE.
SINTESI DEGLI OUTPUTS GRAFICI DI VERIFICA
Distinti per BLOCCO

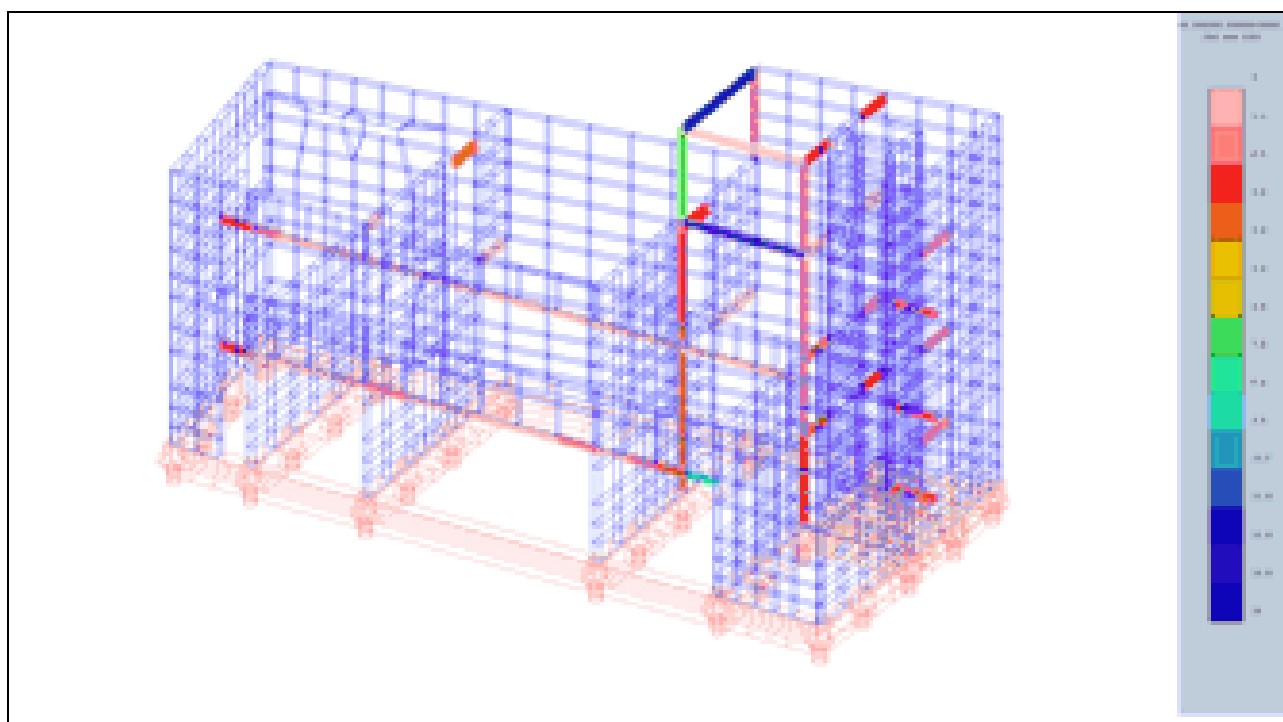
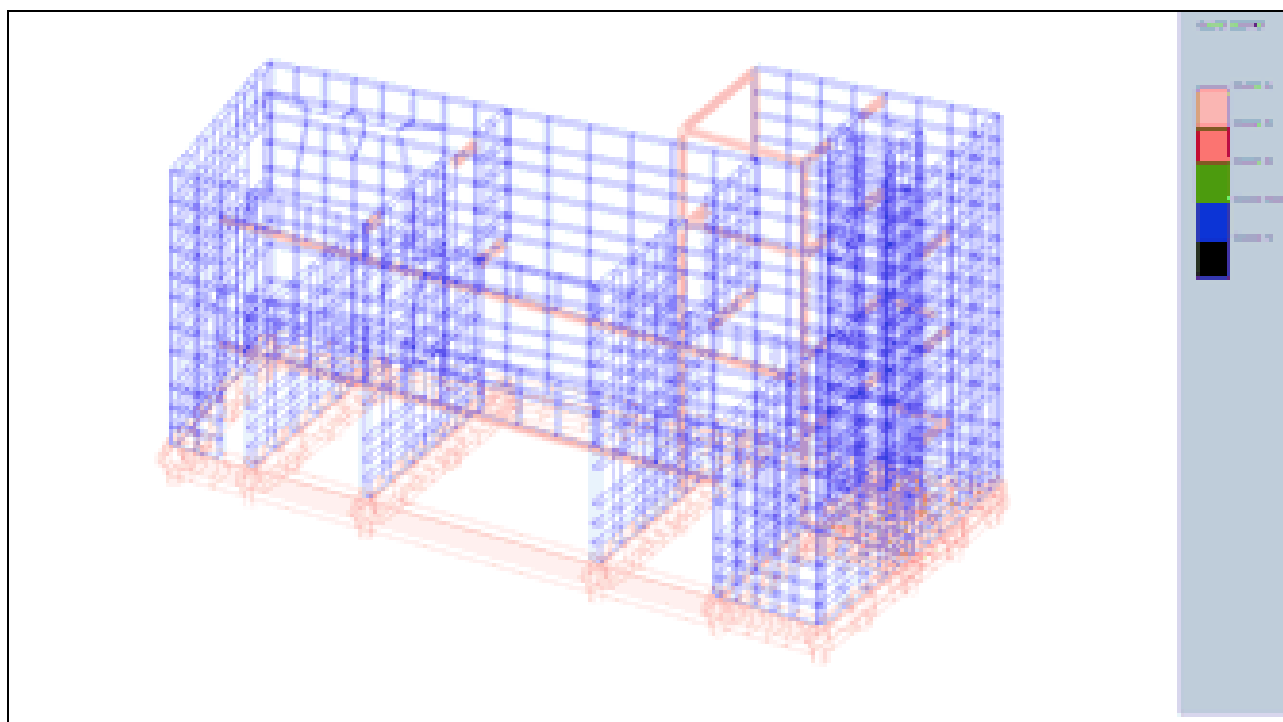
BLOCCO A

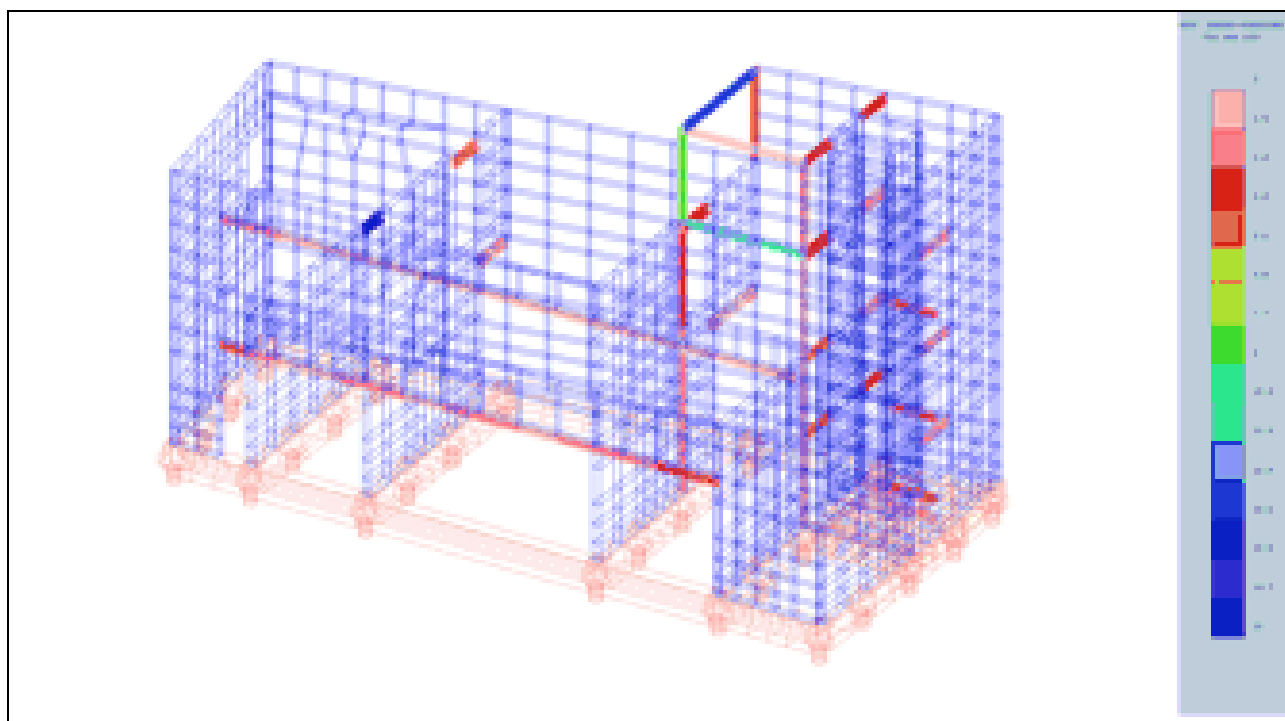
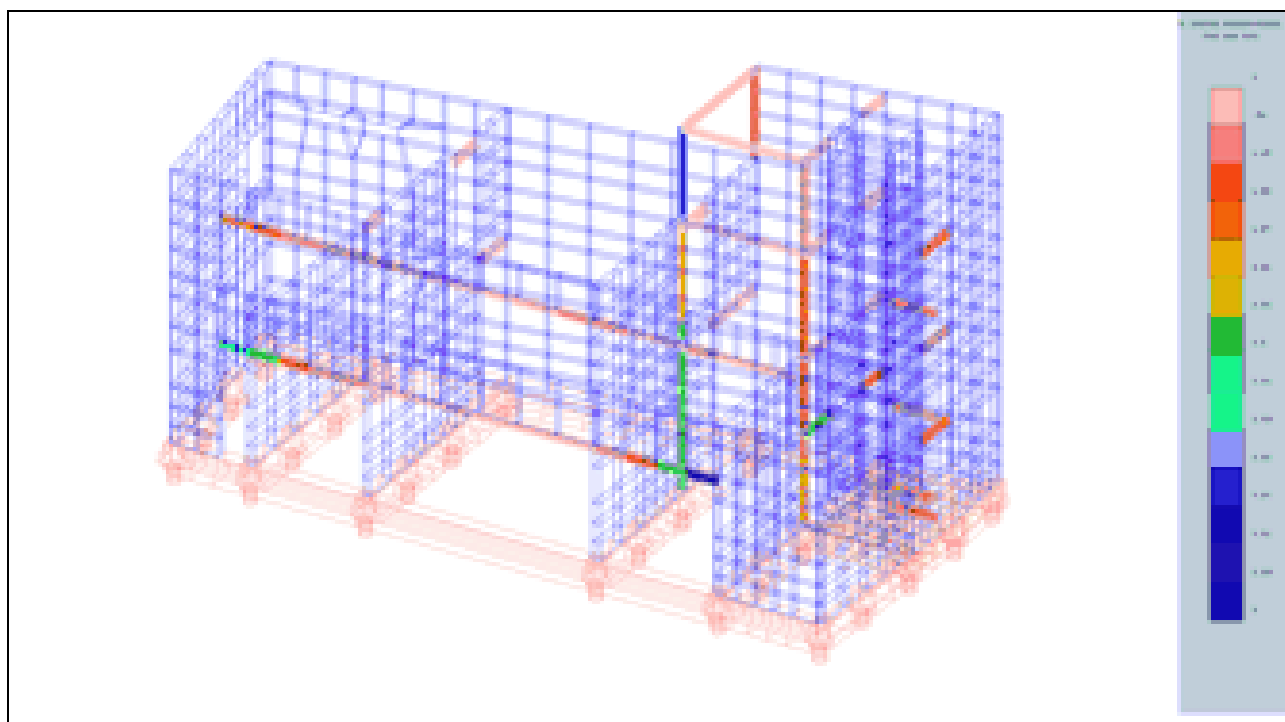


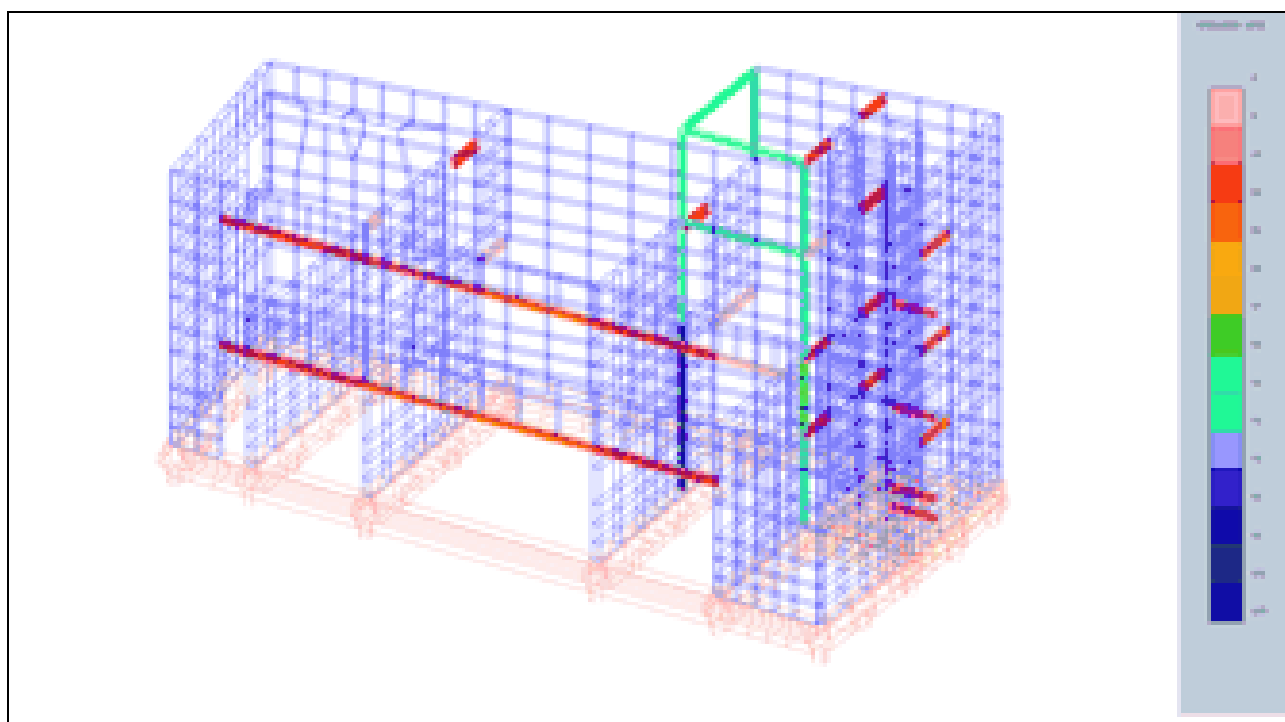
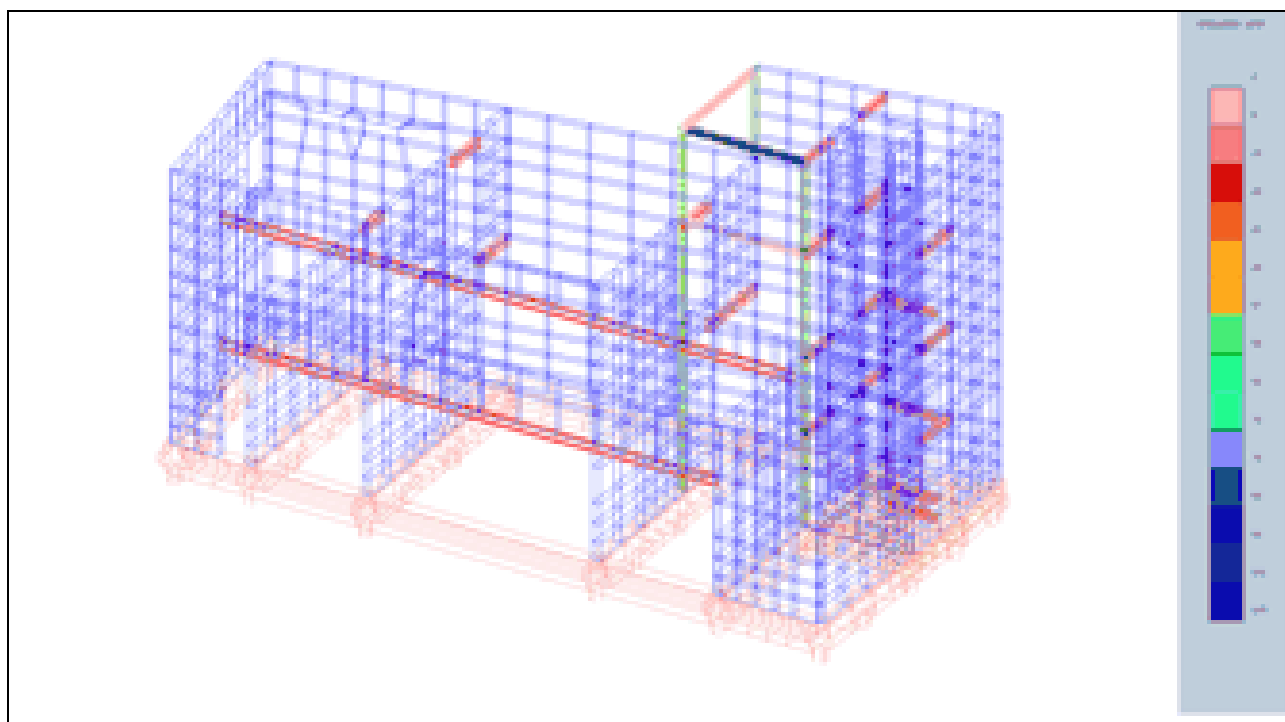
MODELLO

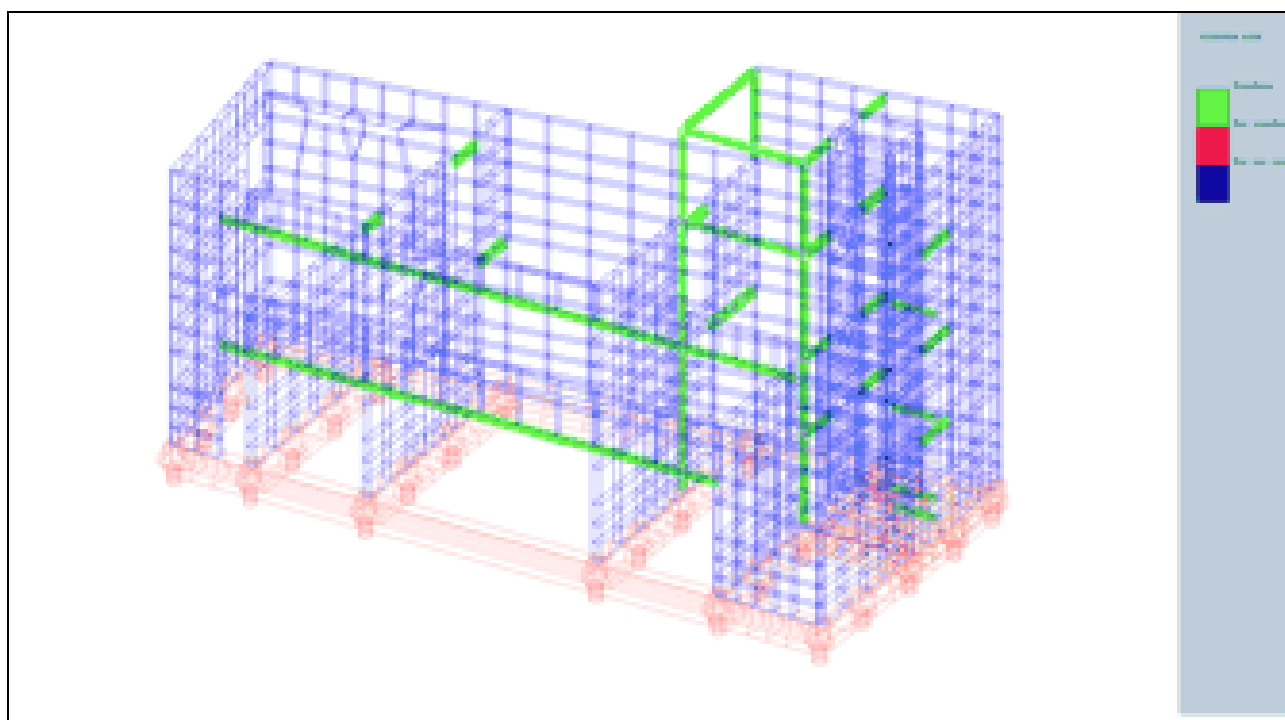
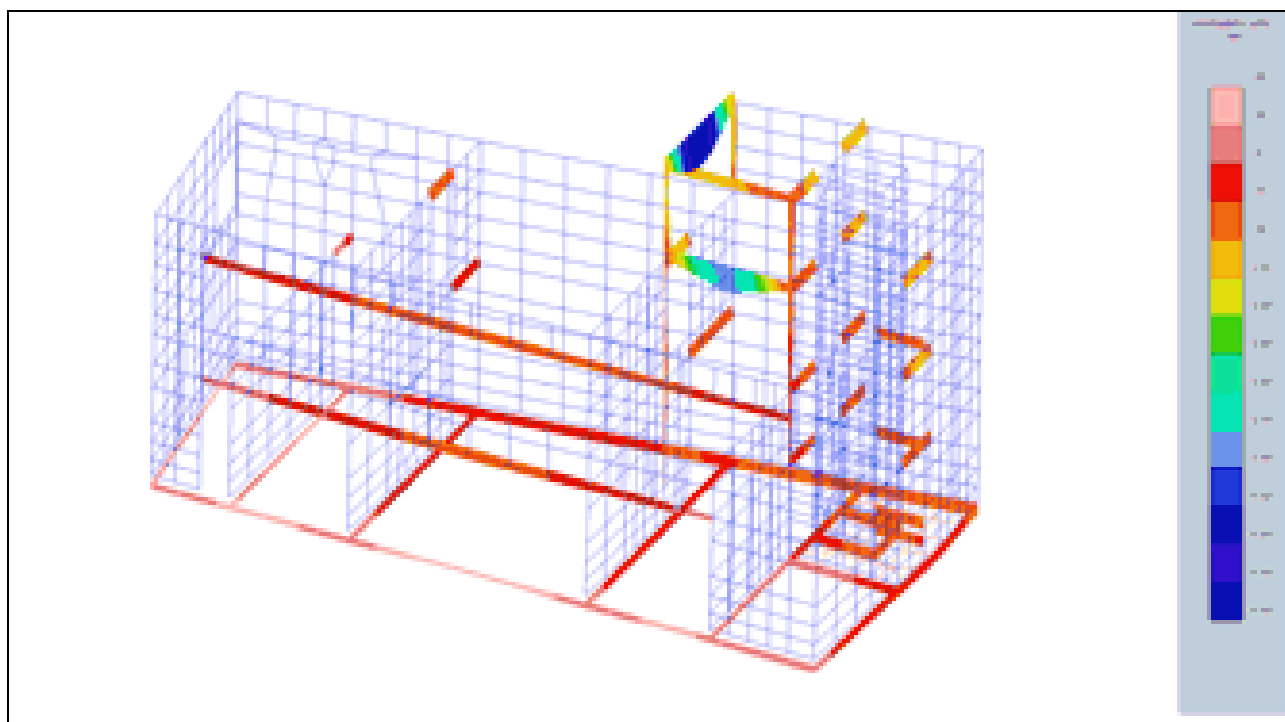


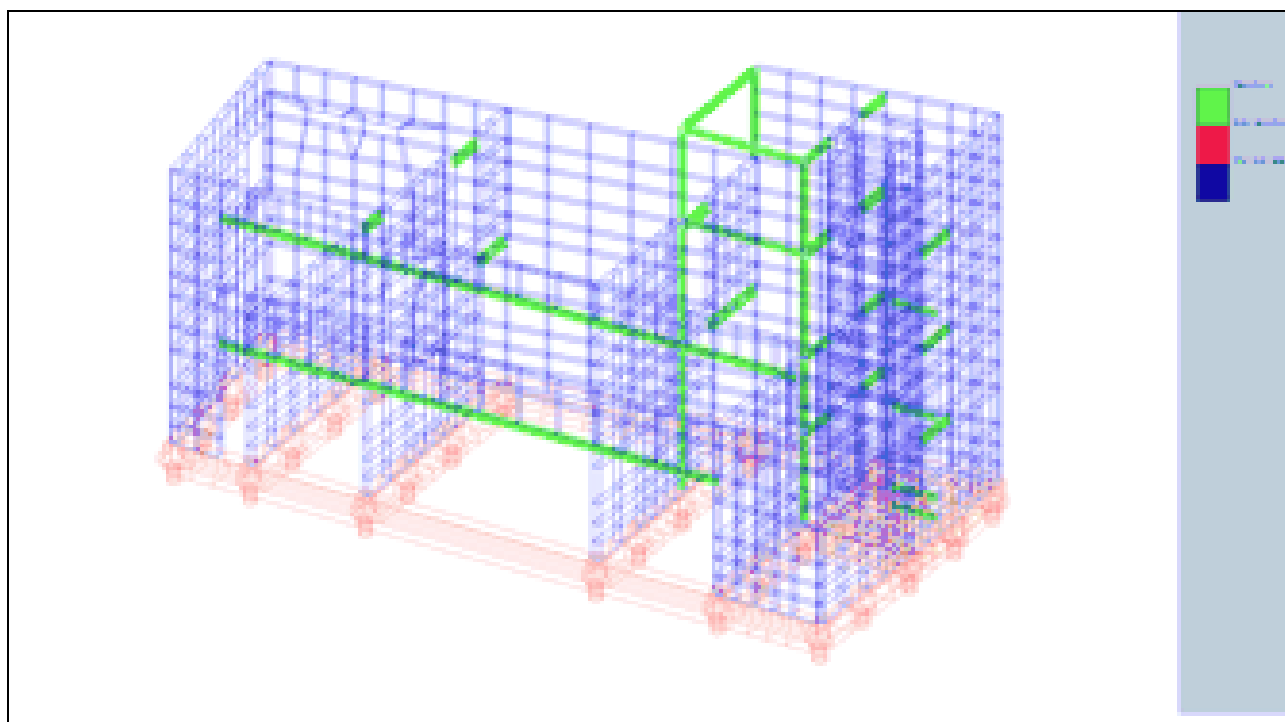
COMPONENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO



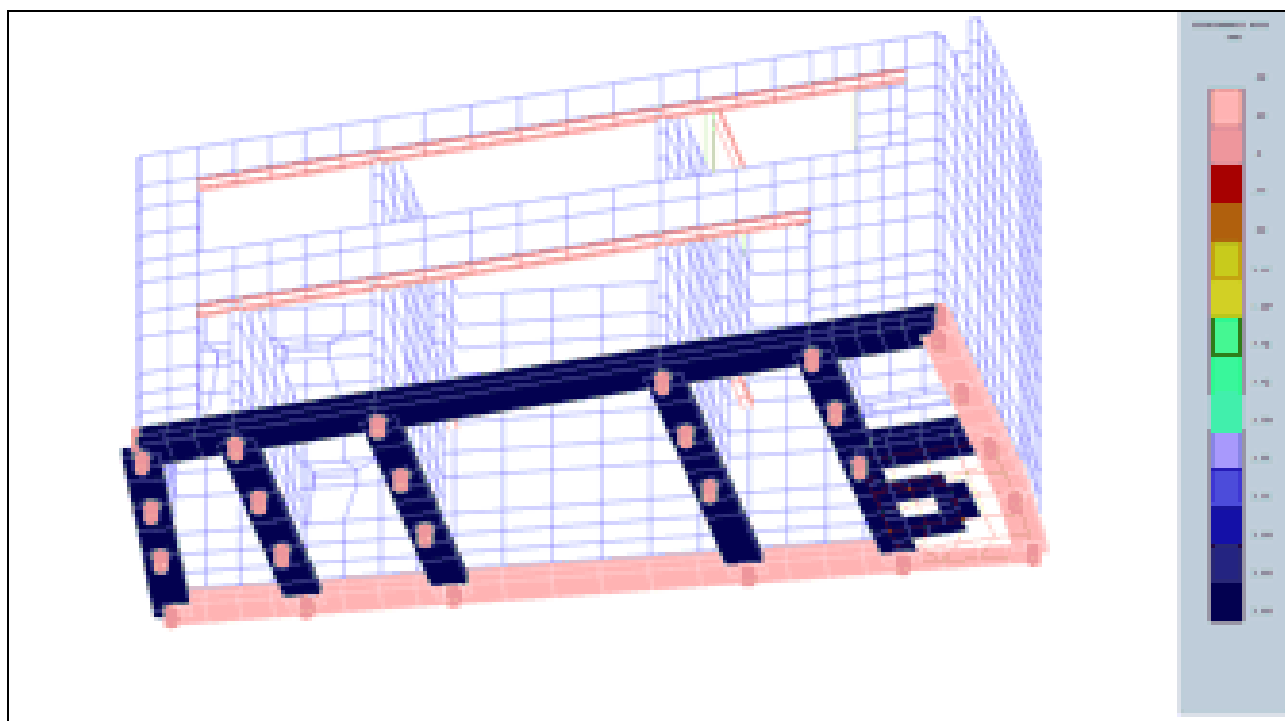


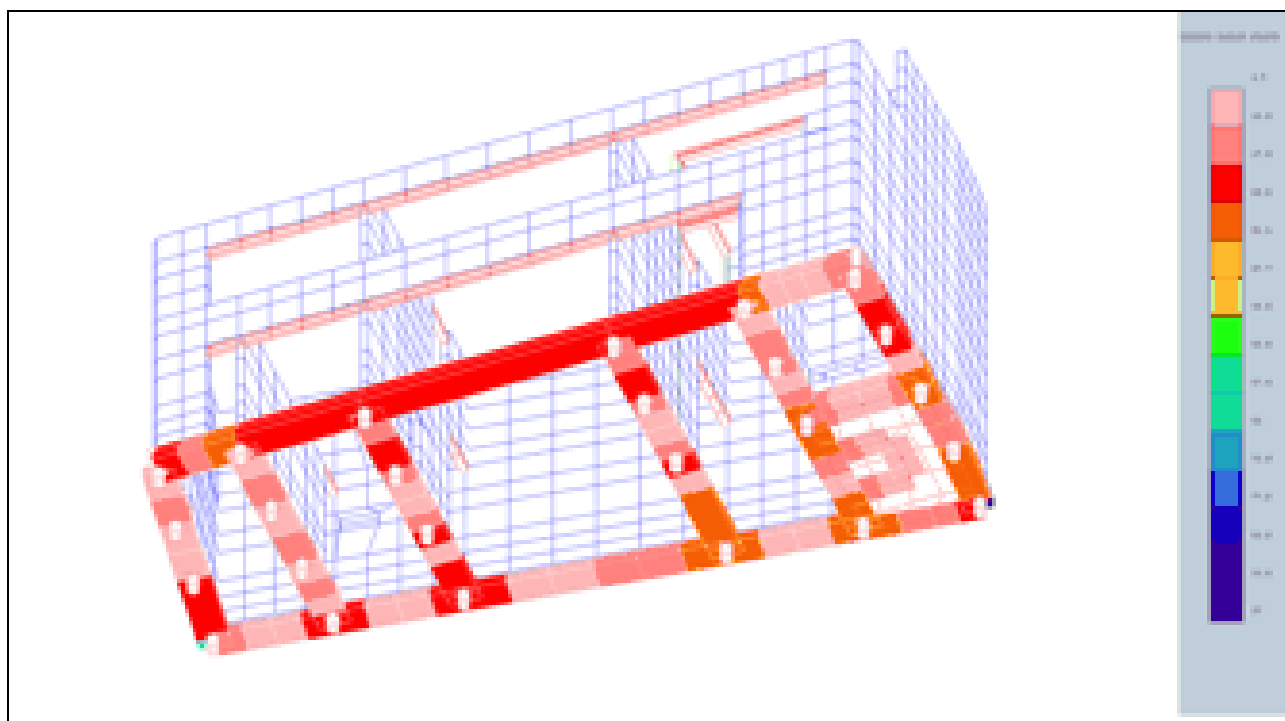
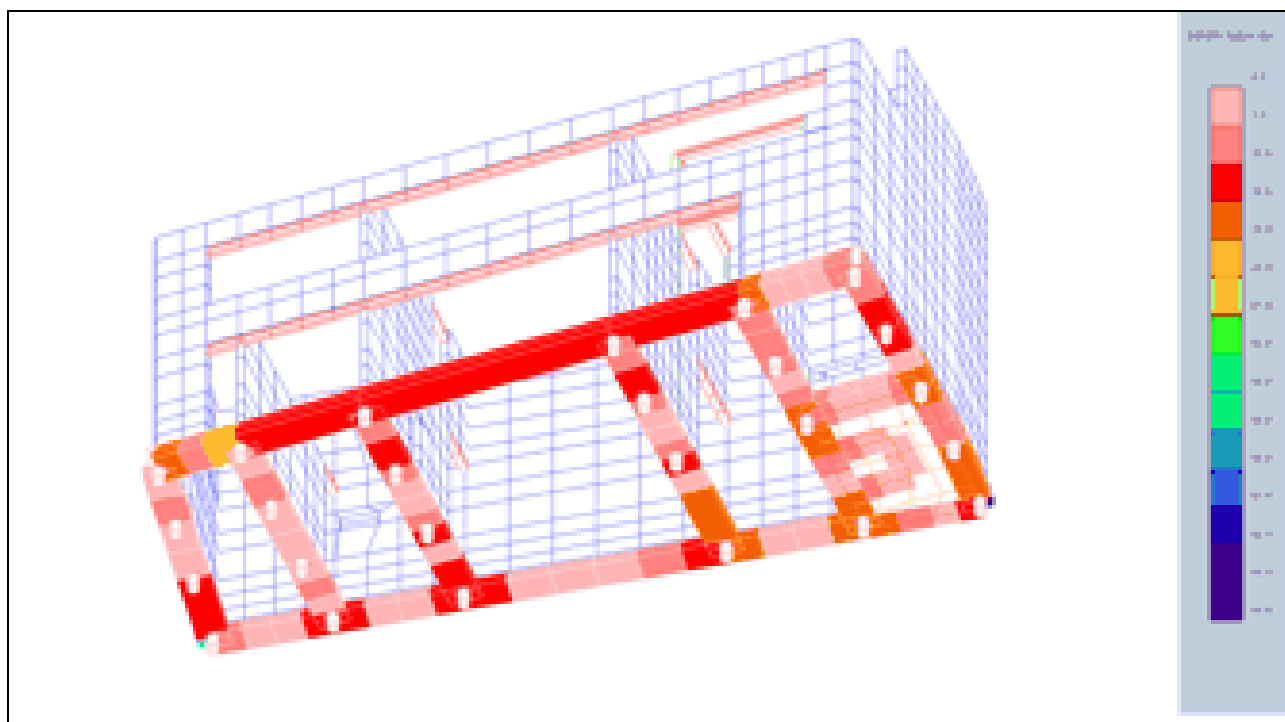


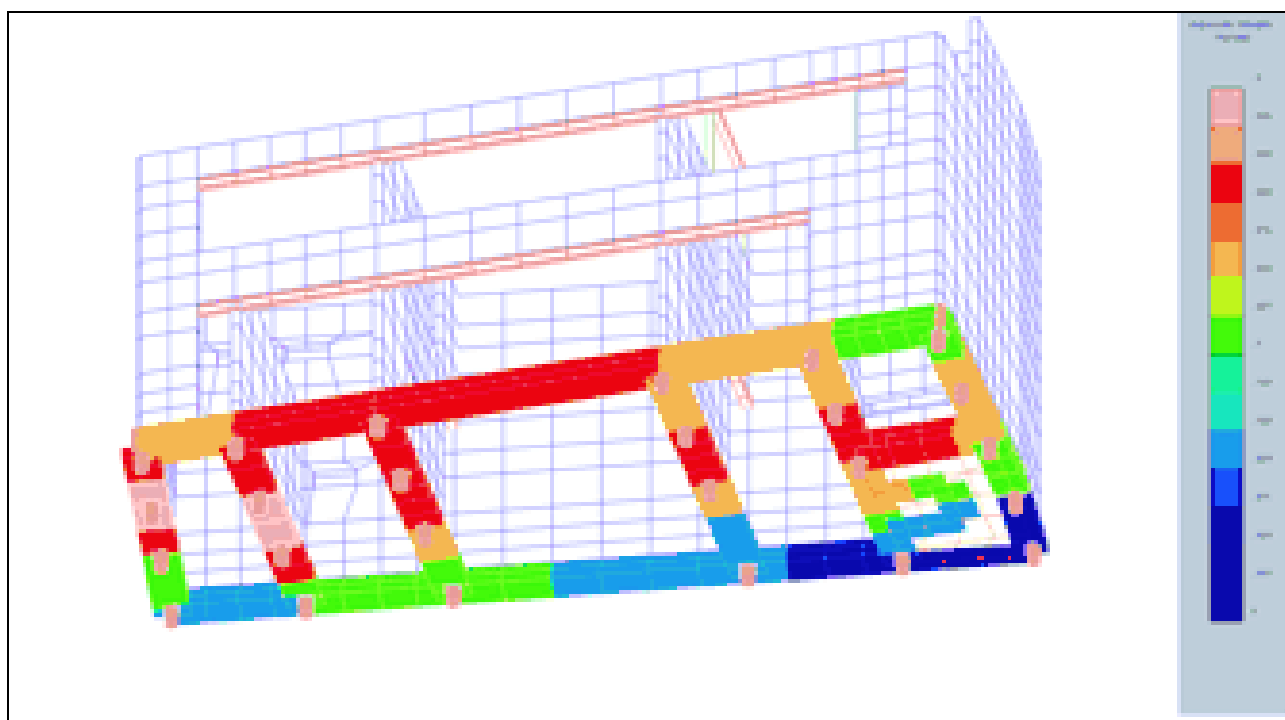
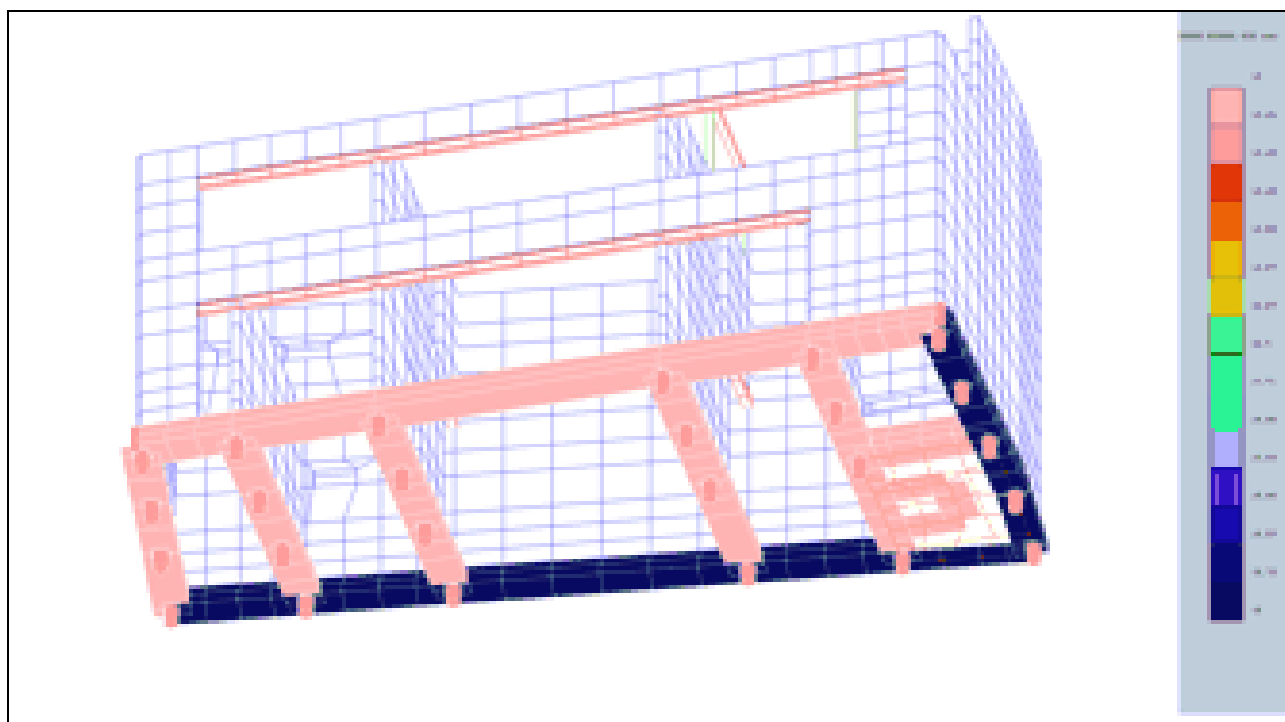


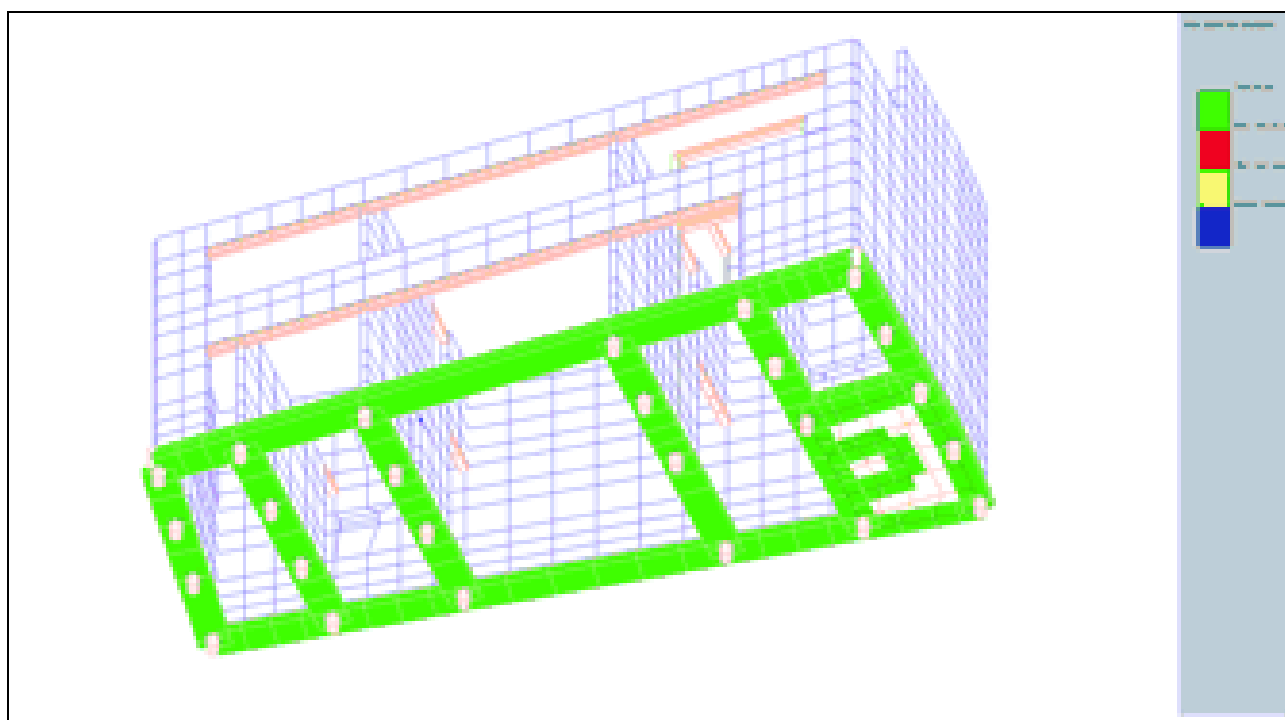
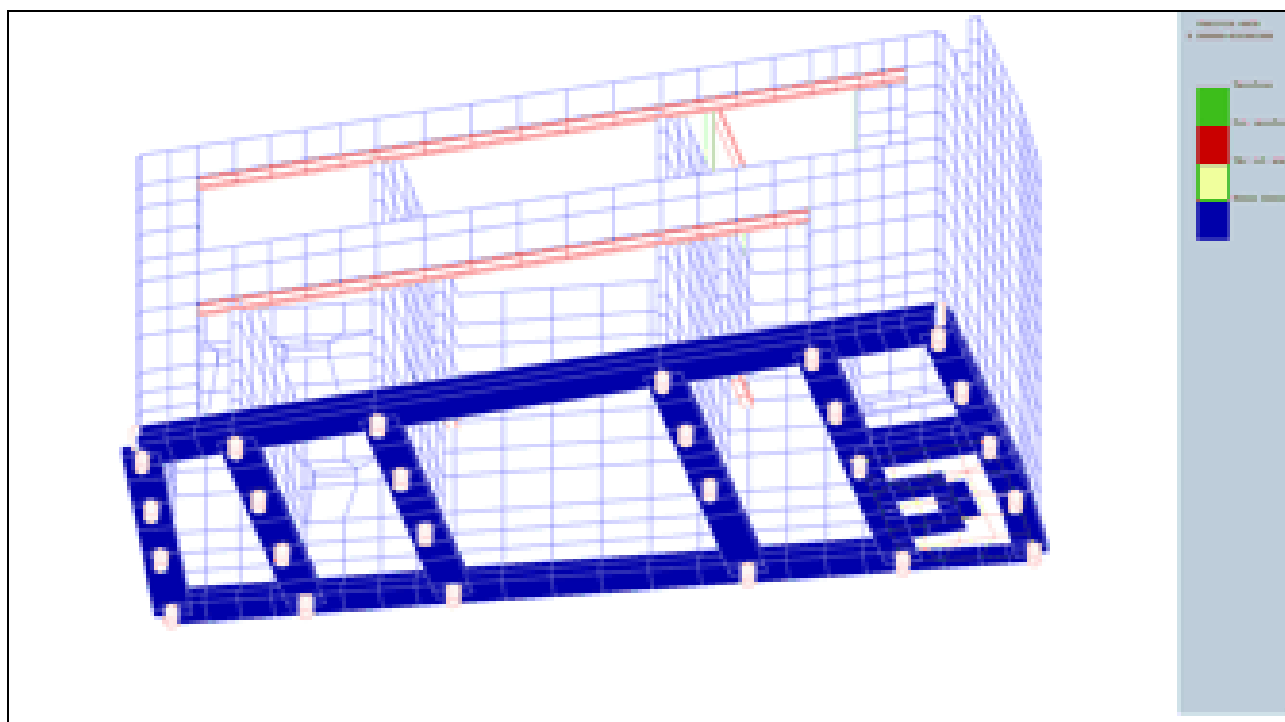


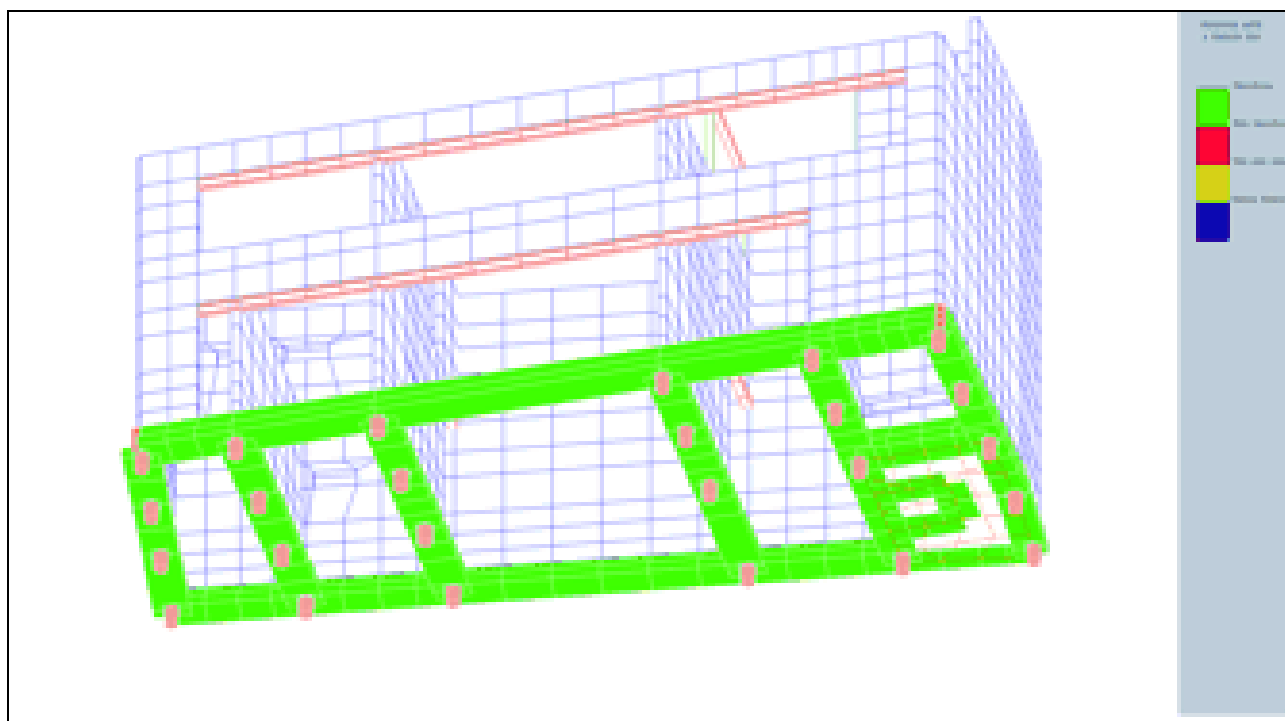
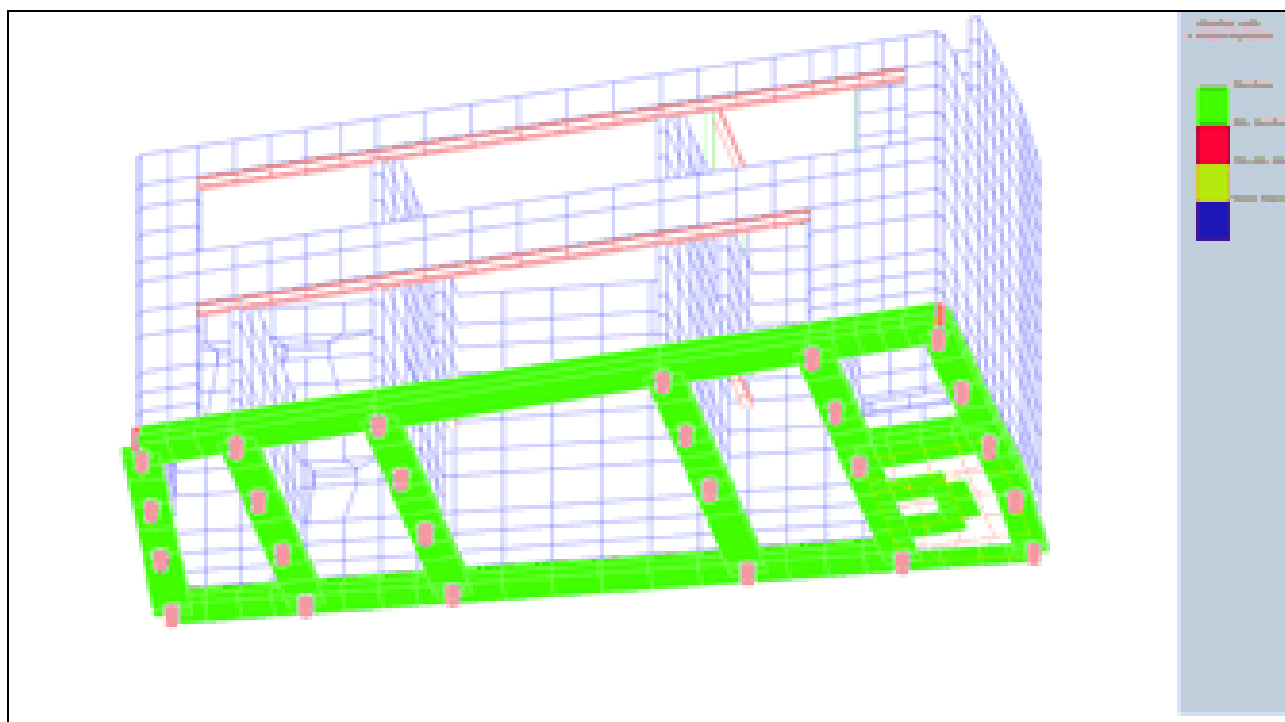
COMPONENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

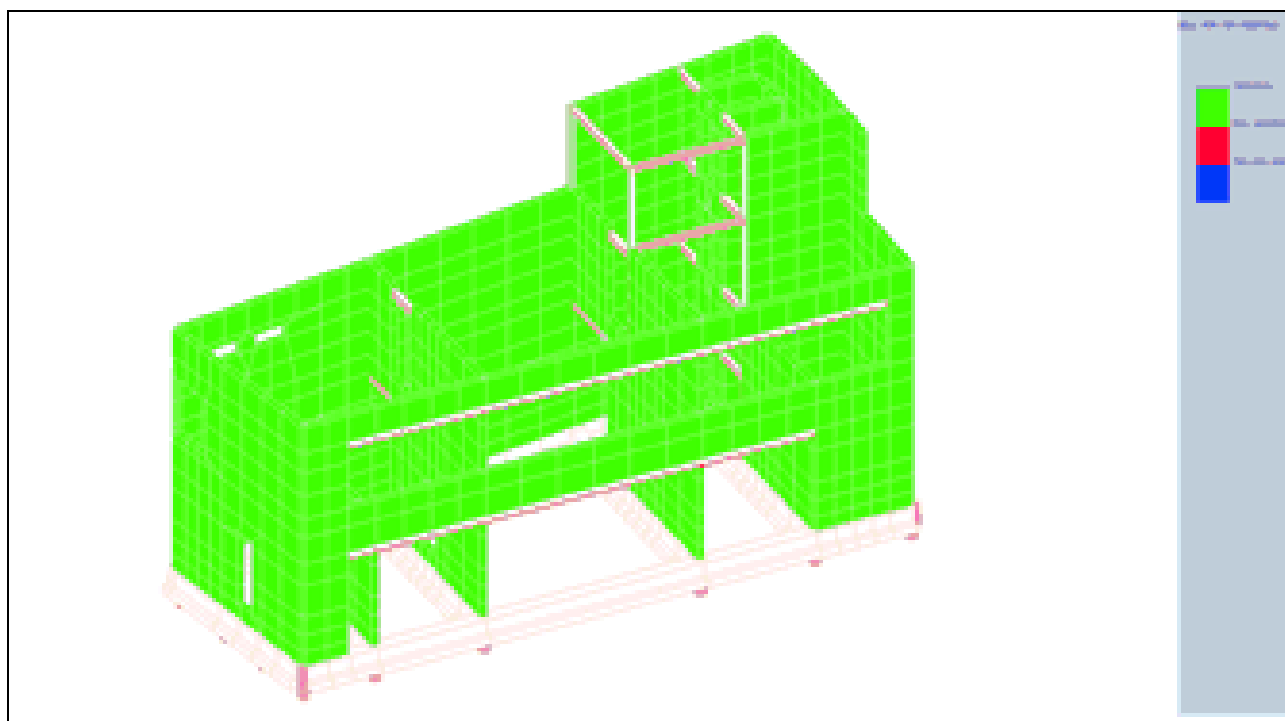
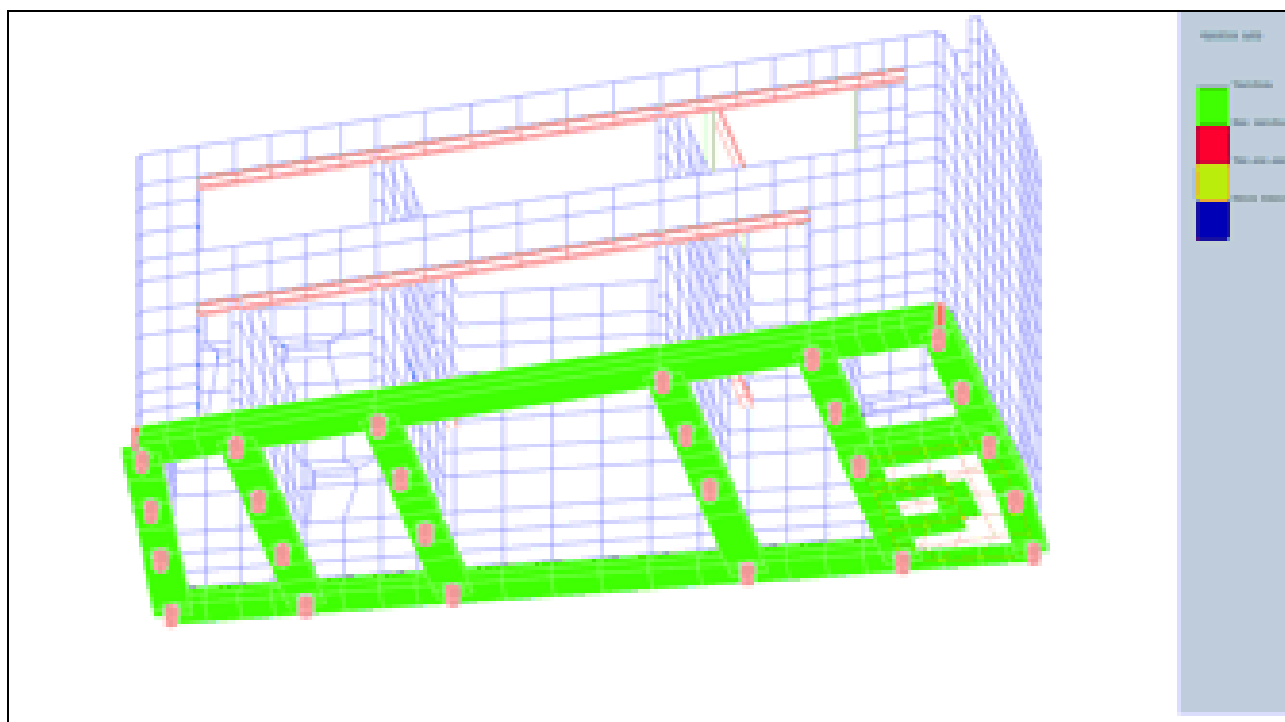


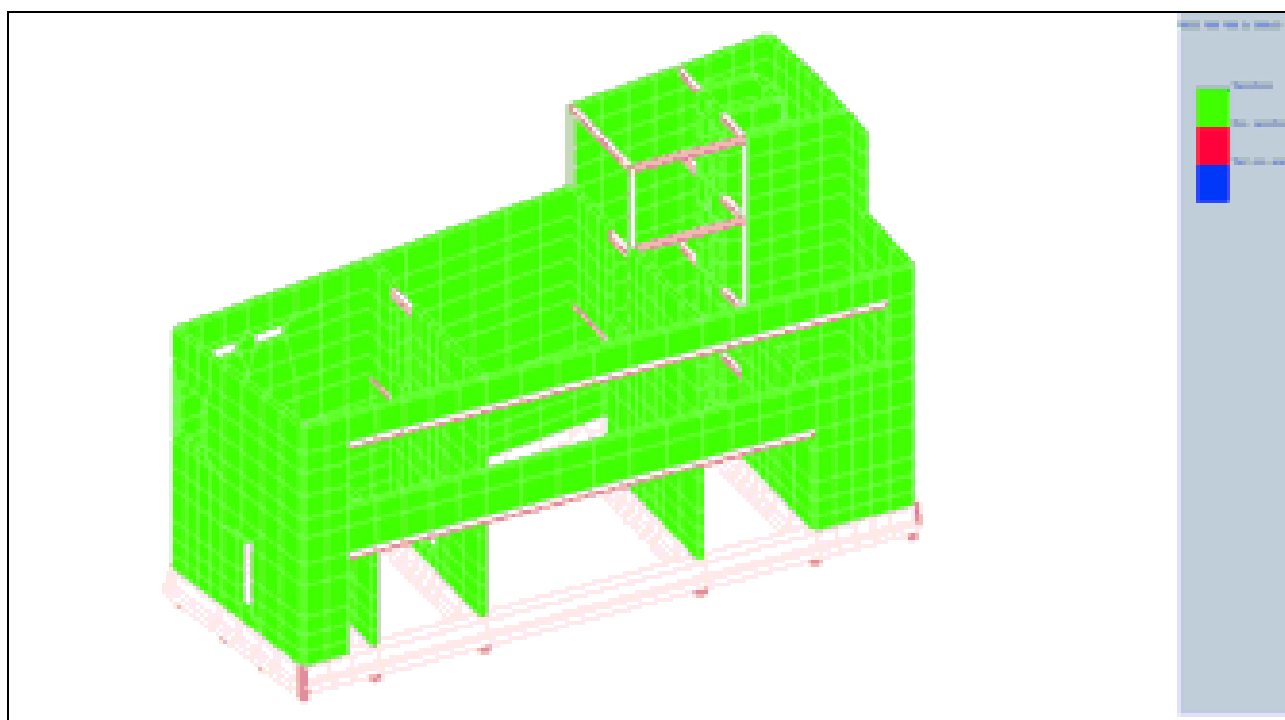
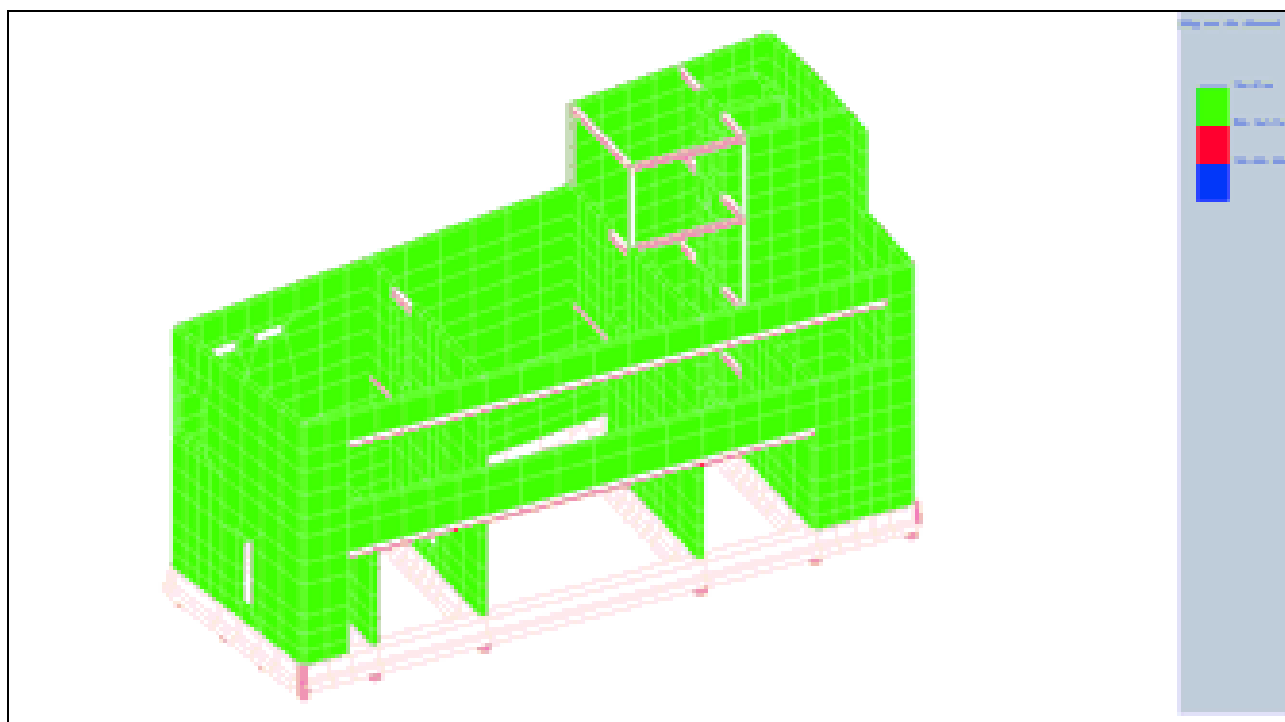


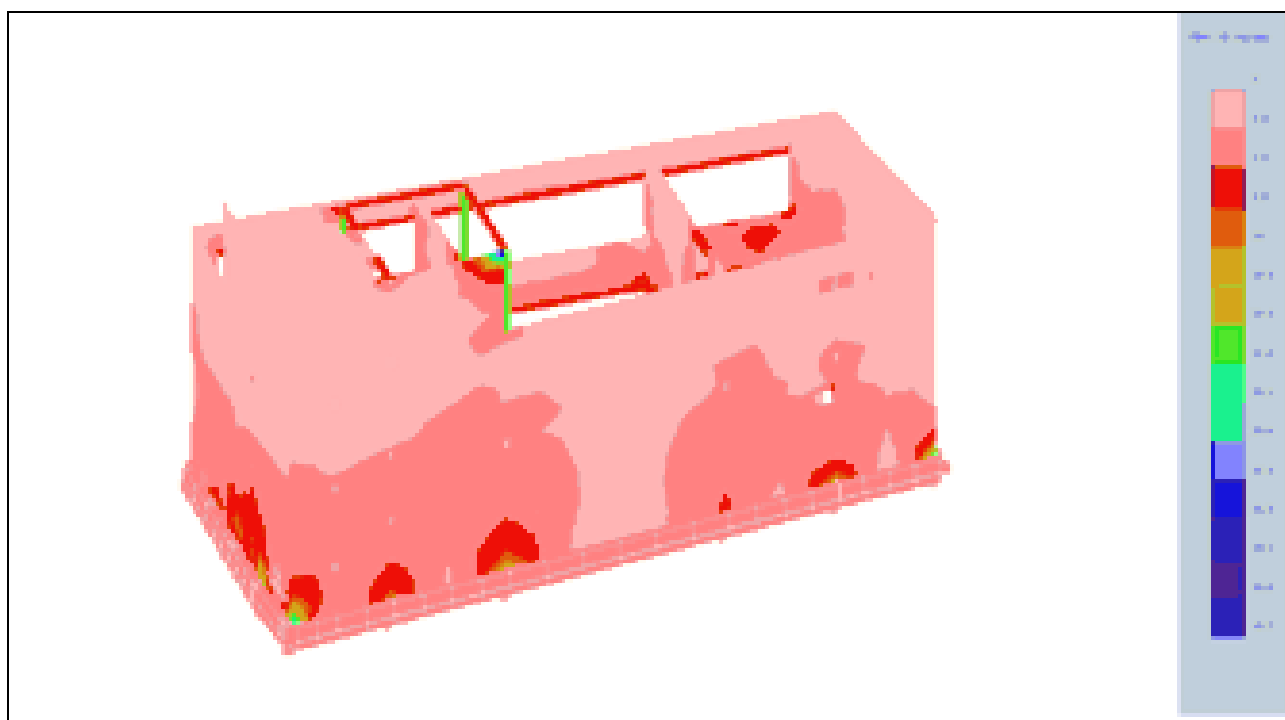
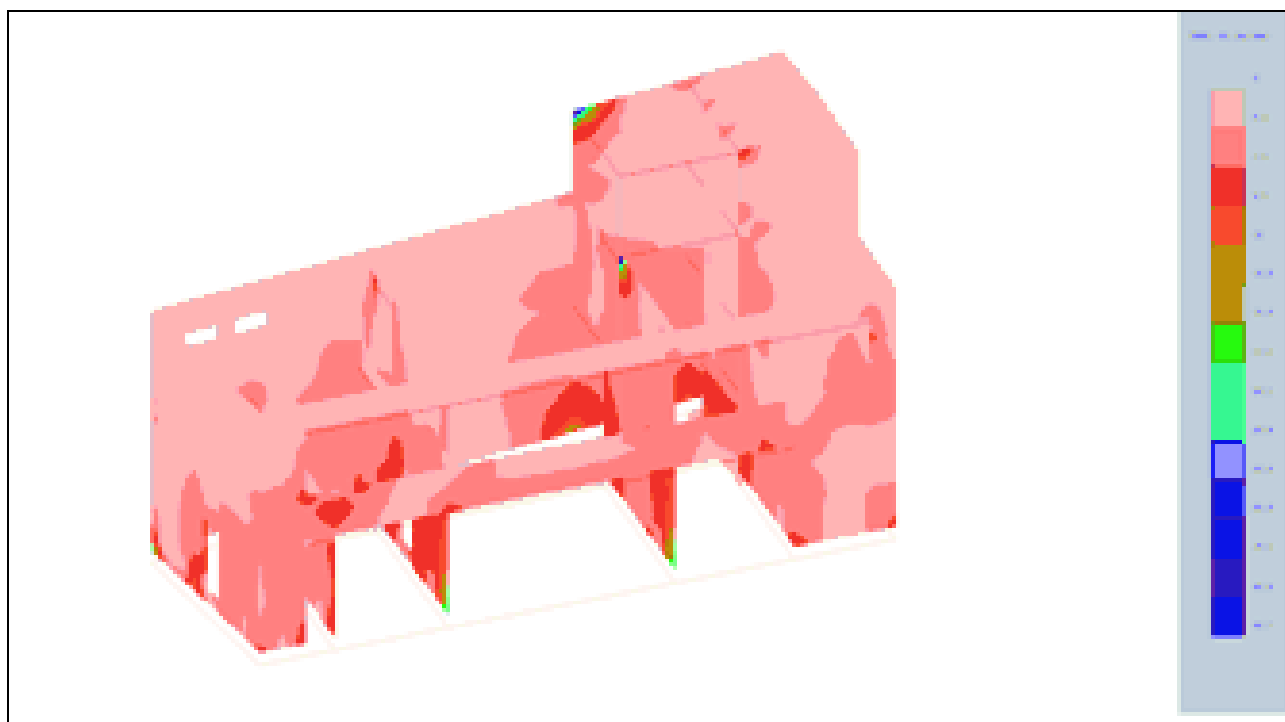


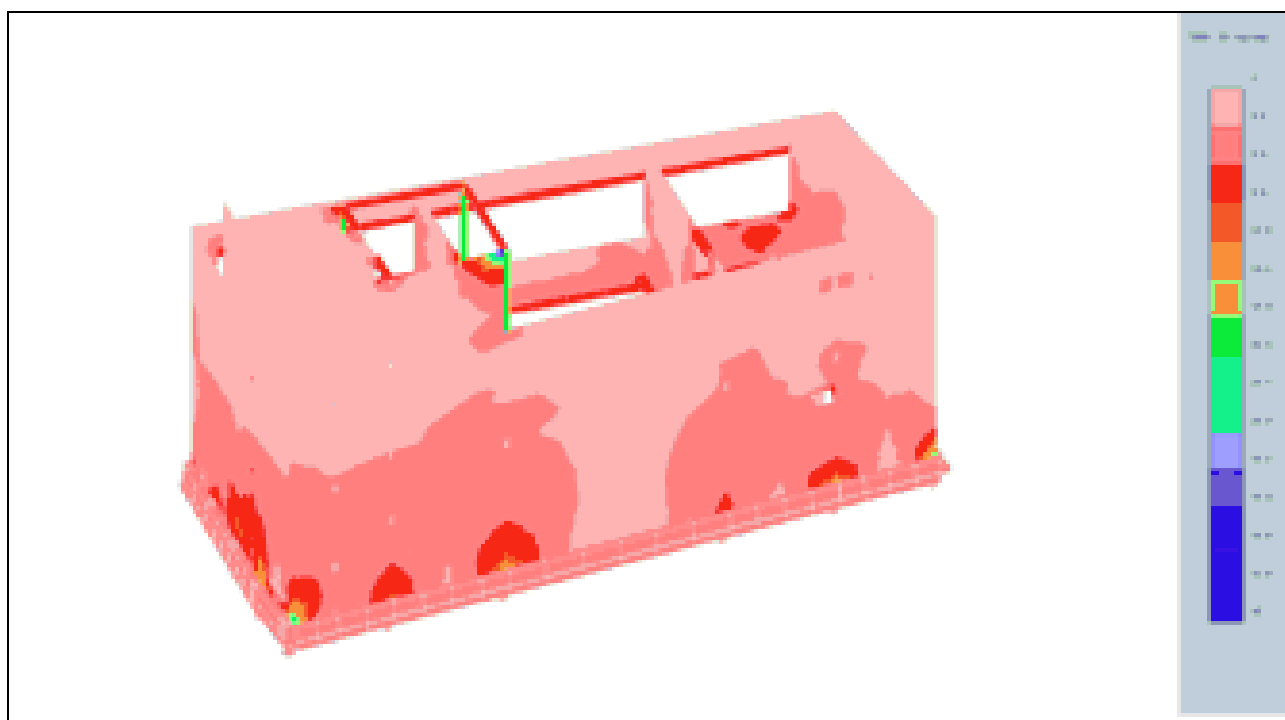
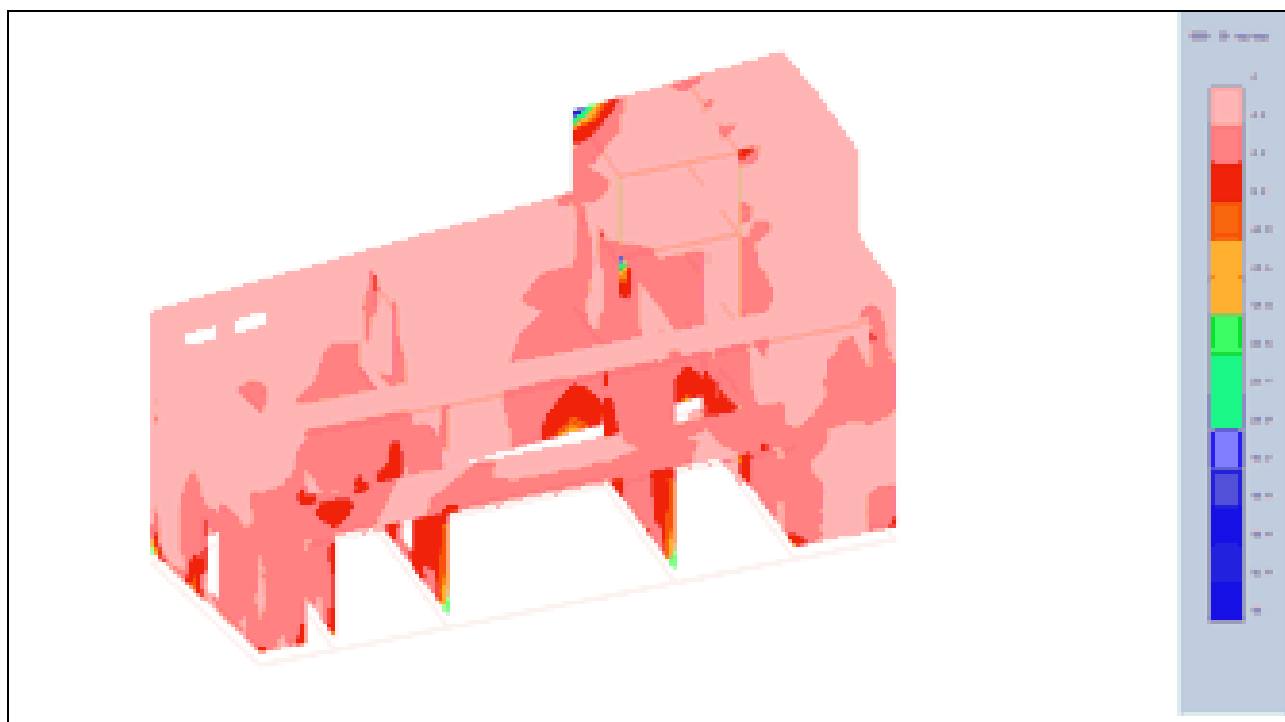


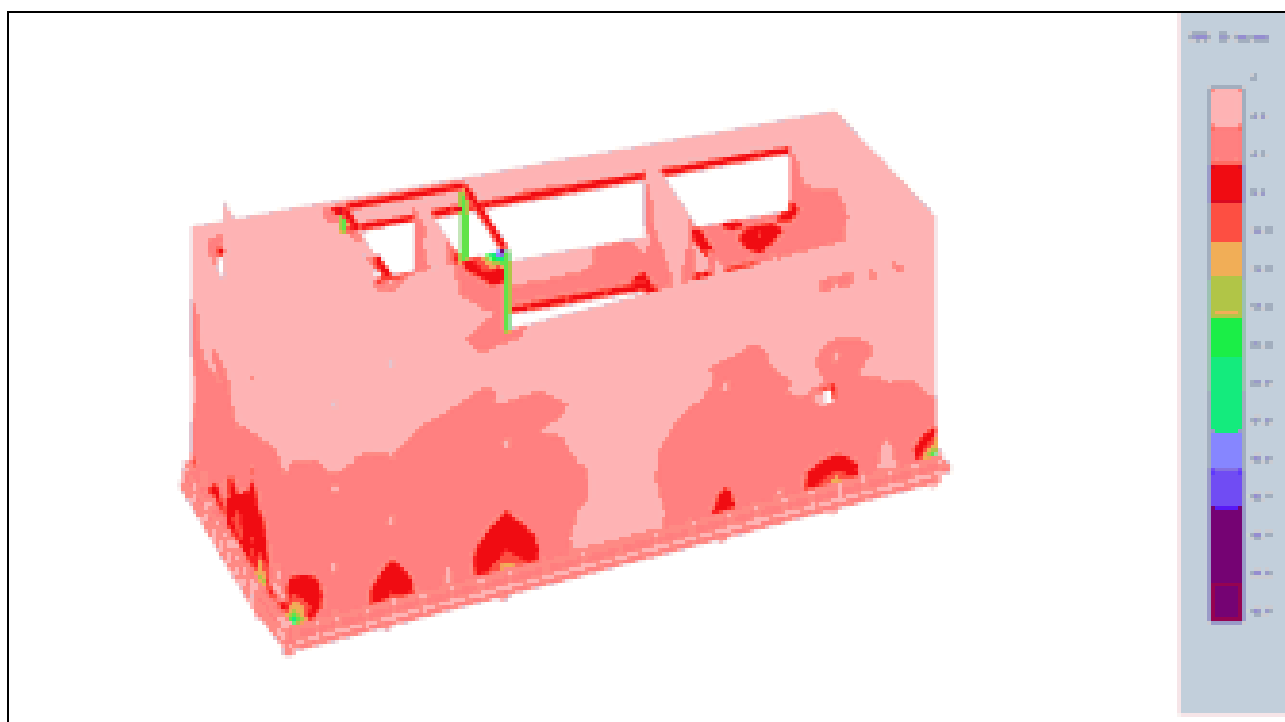
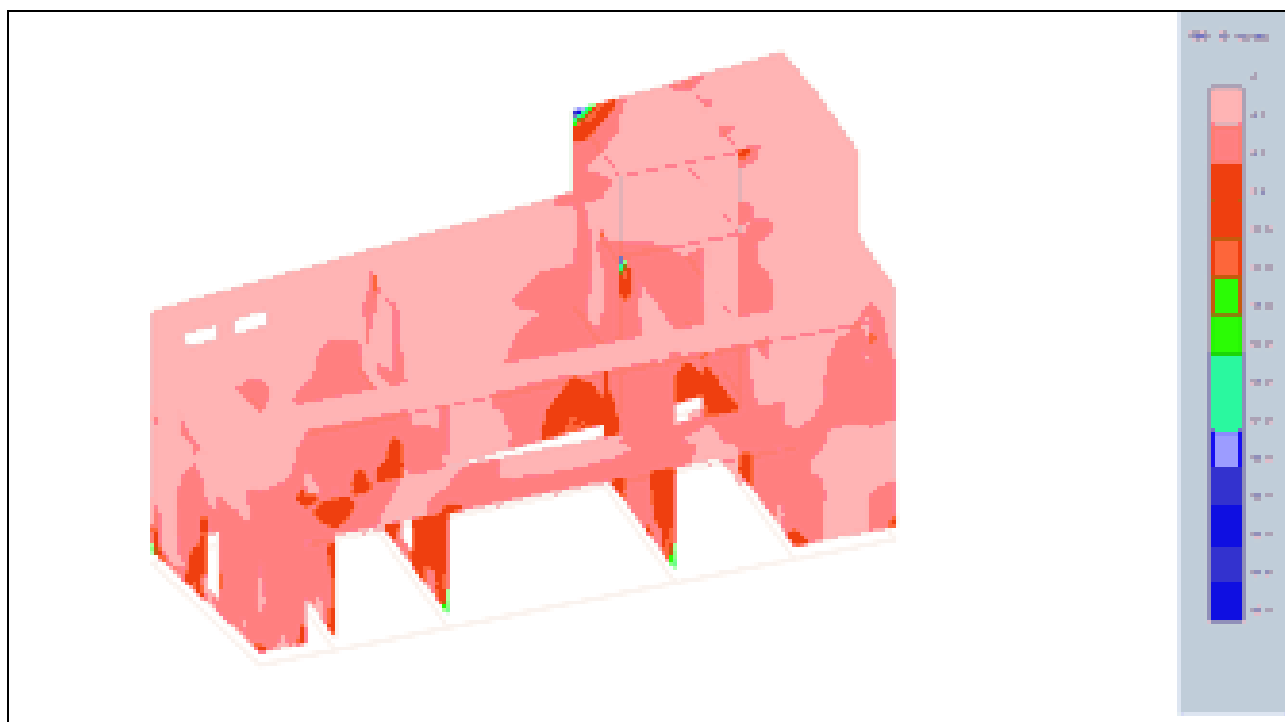


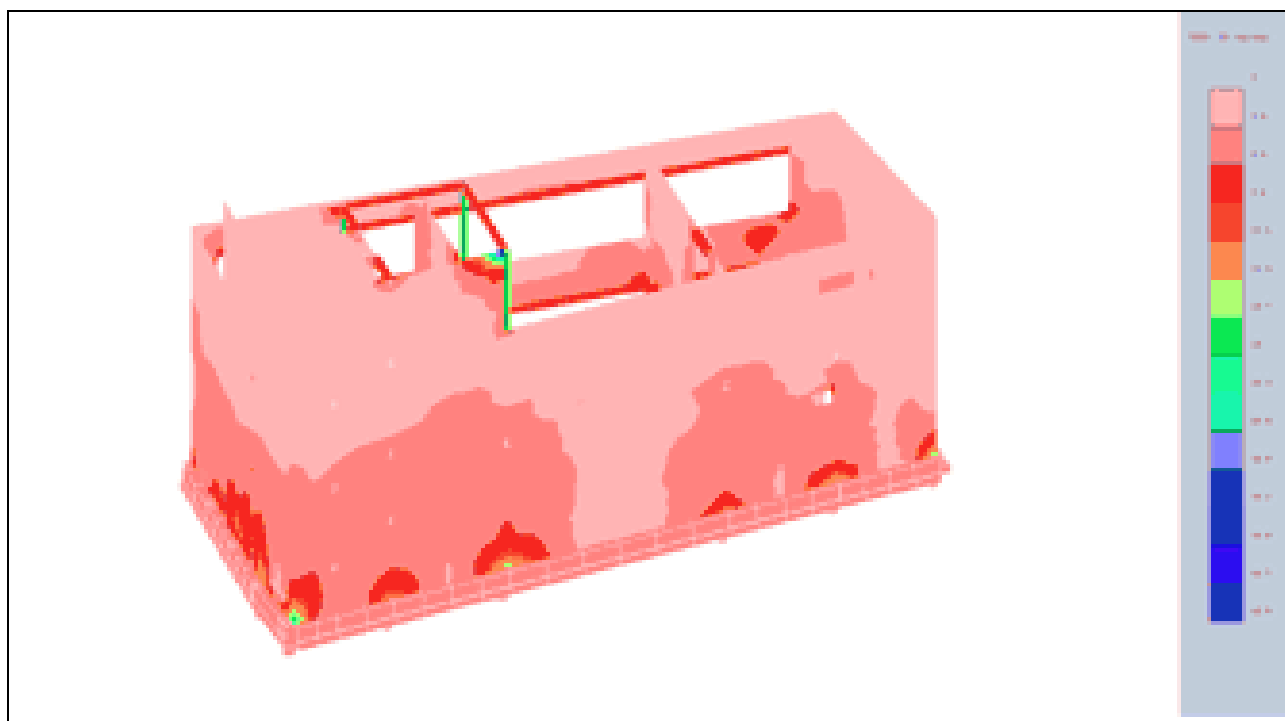
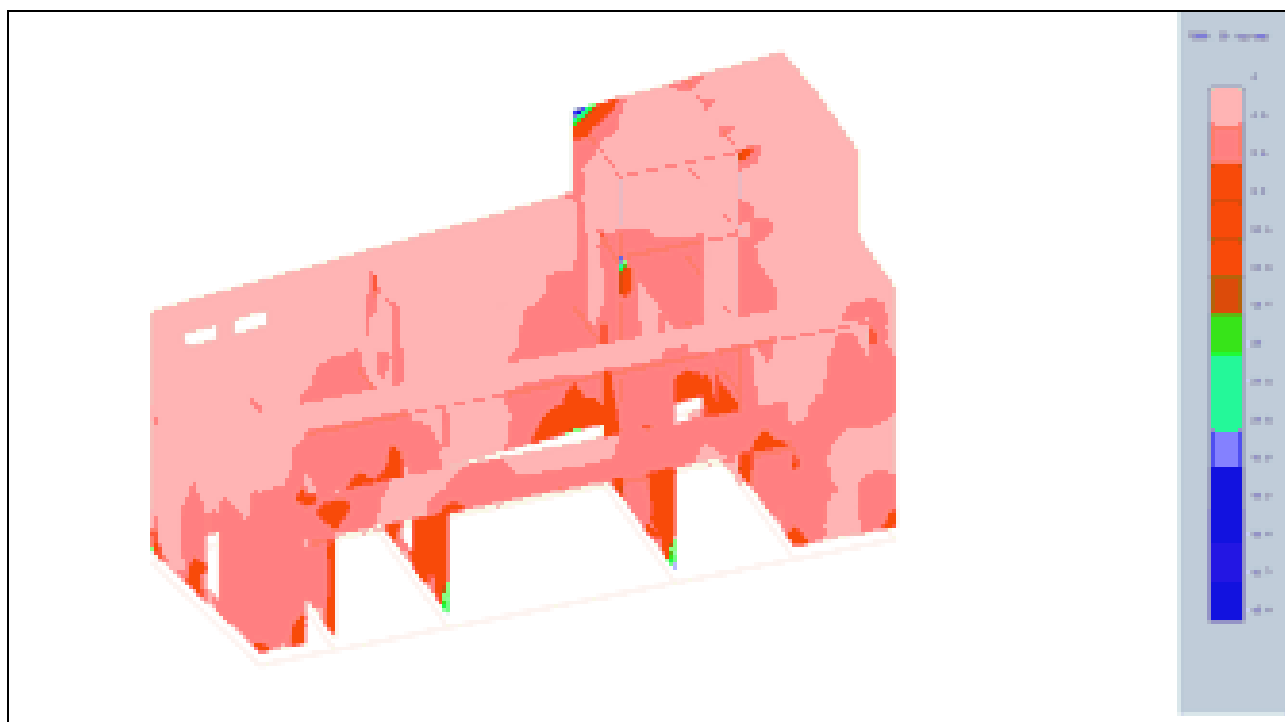


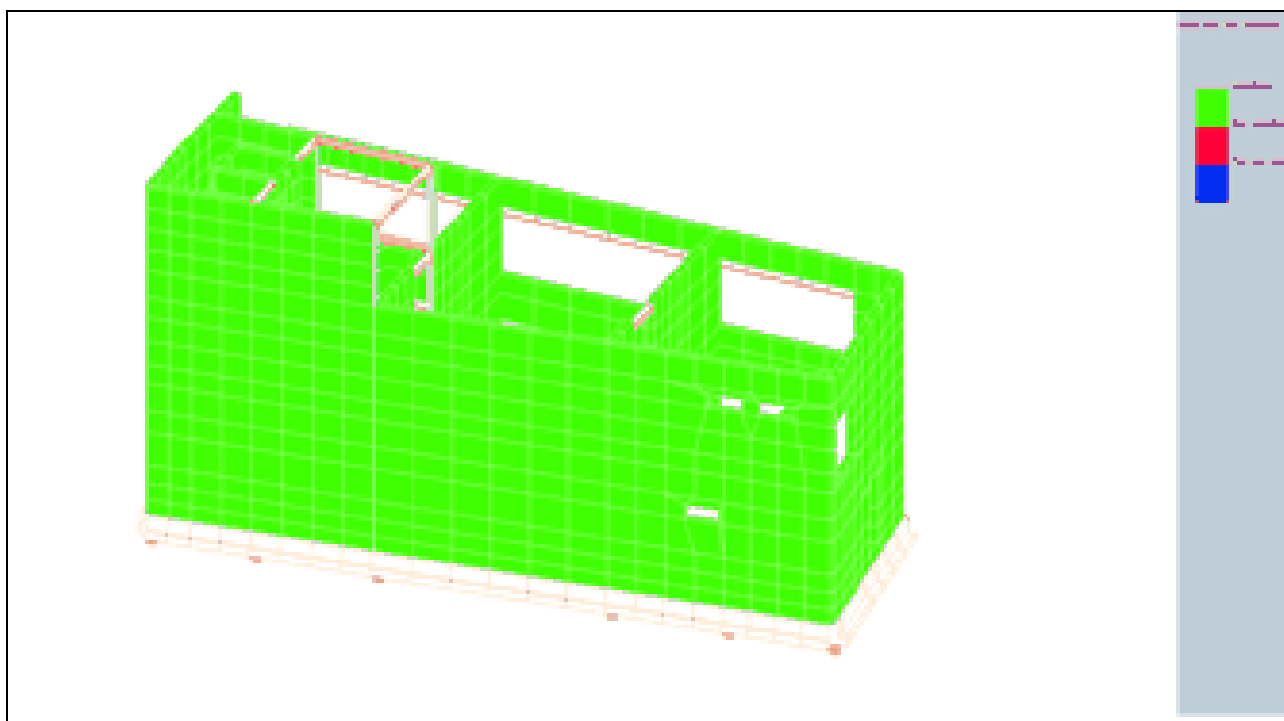
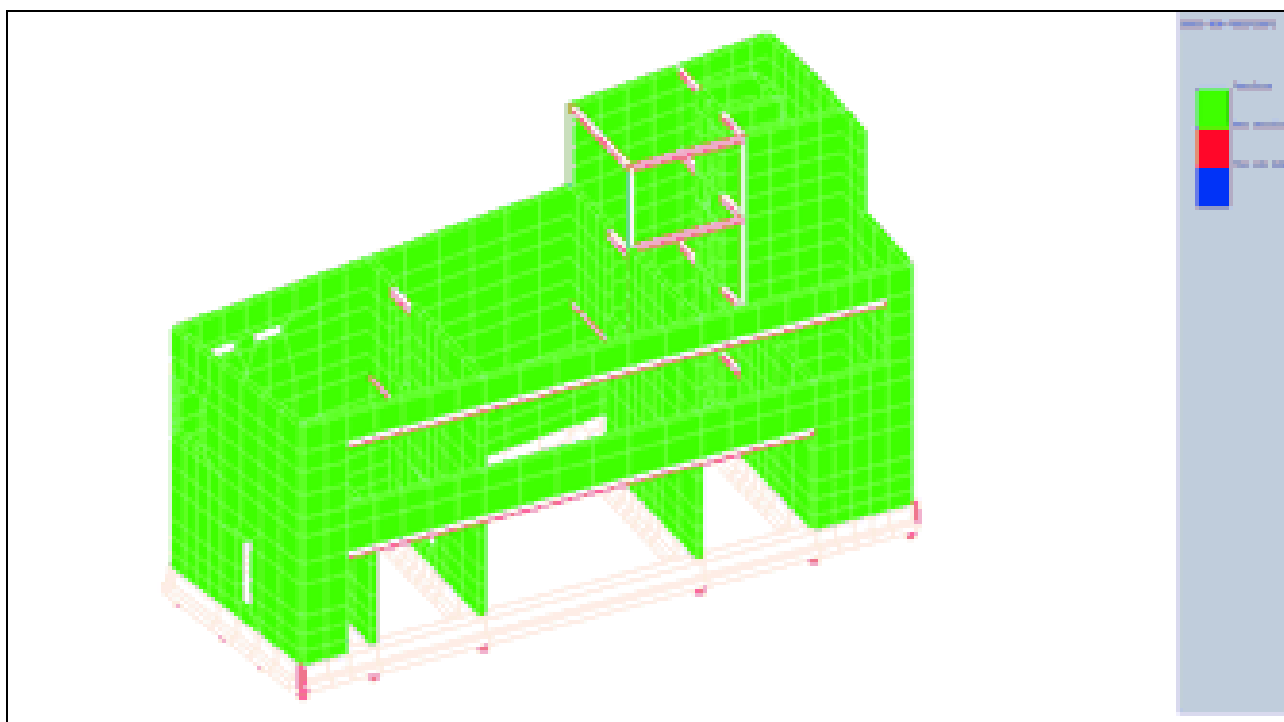


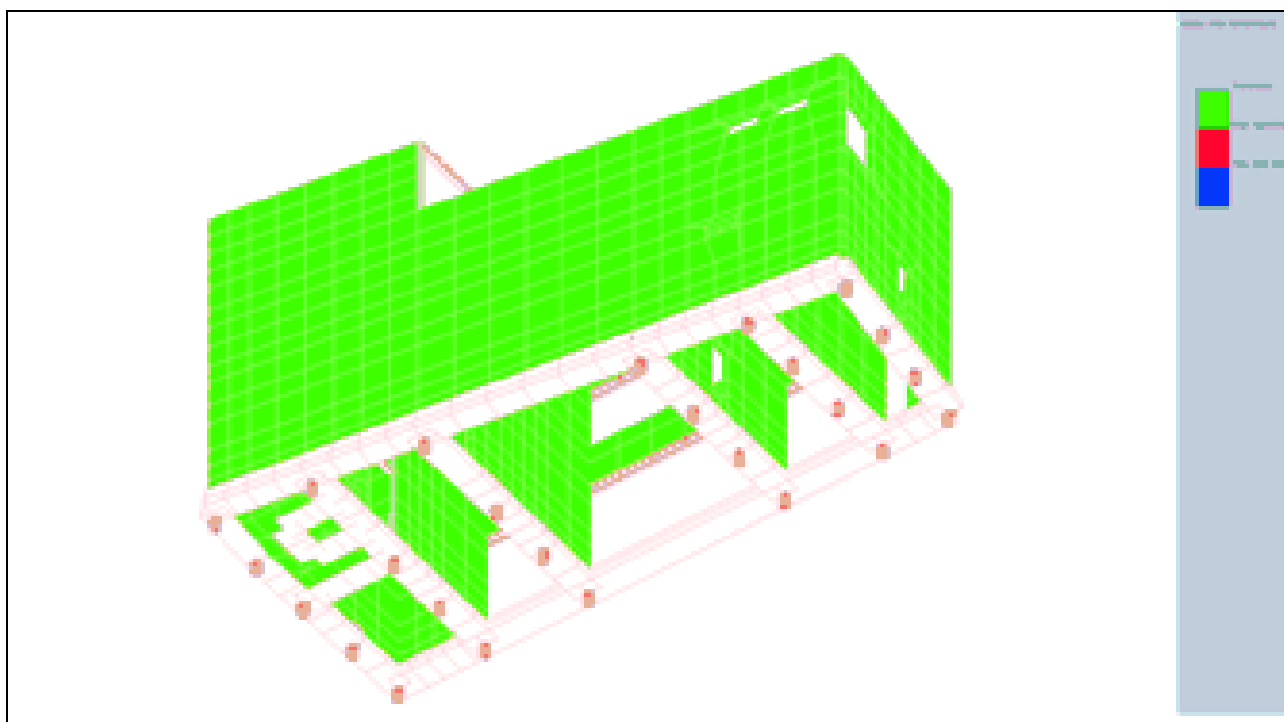




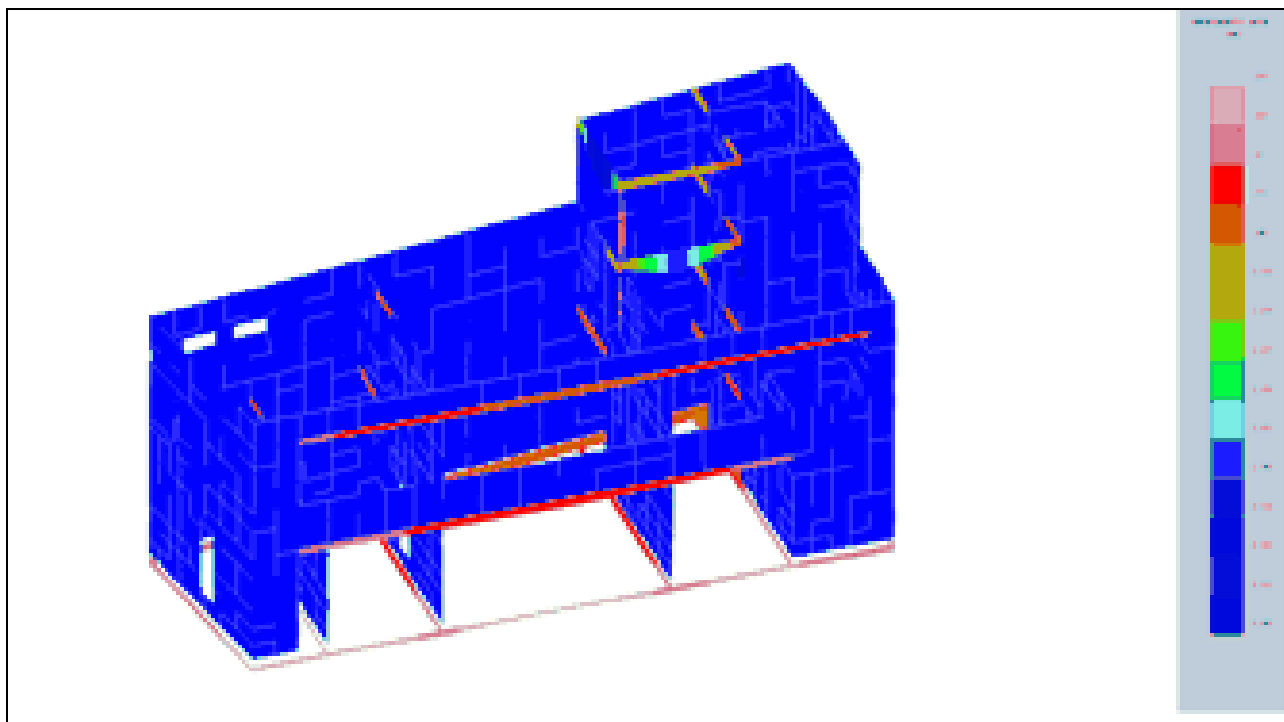


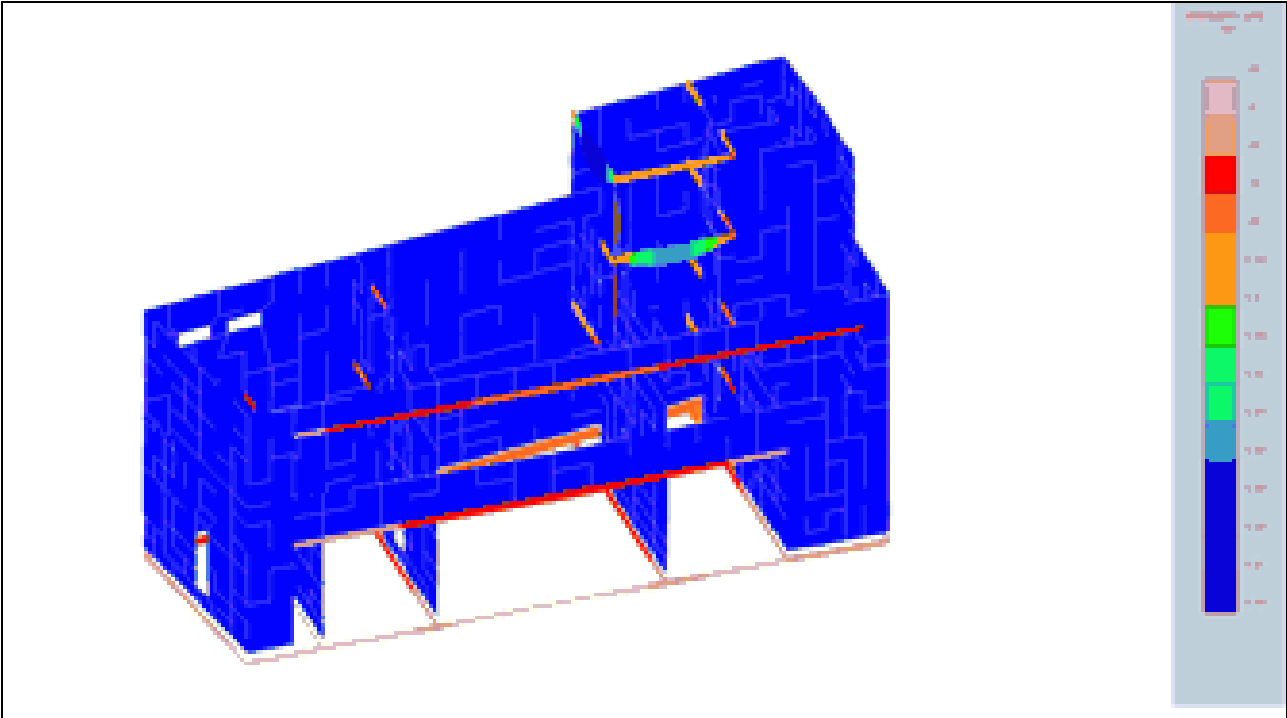
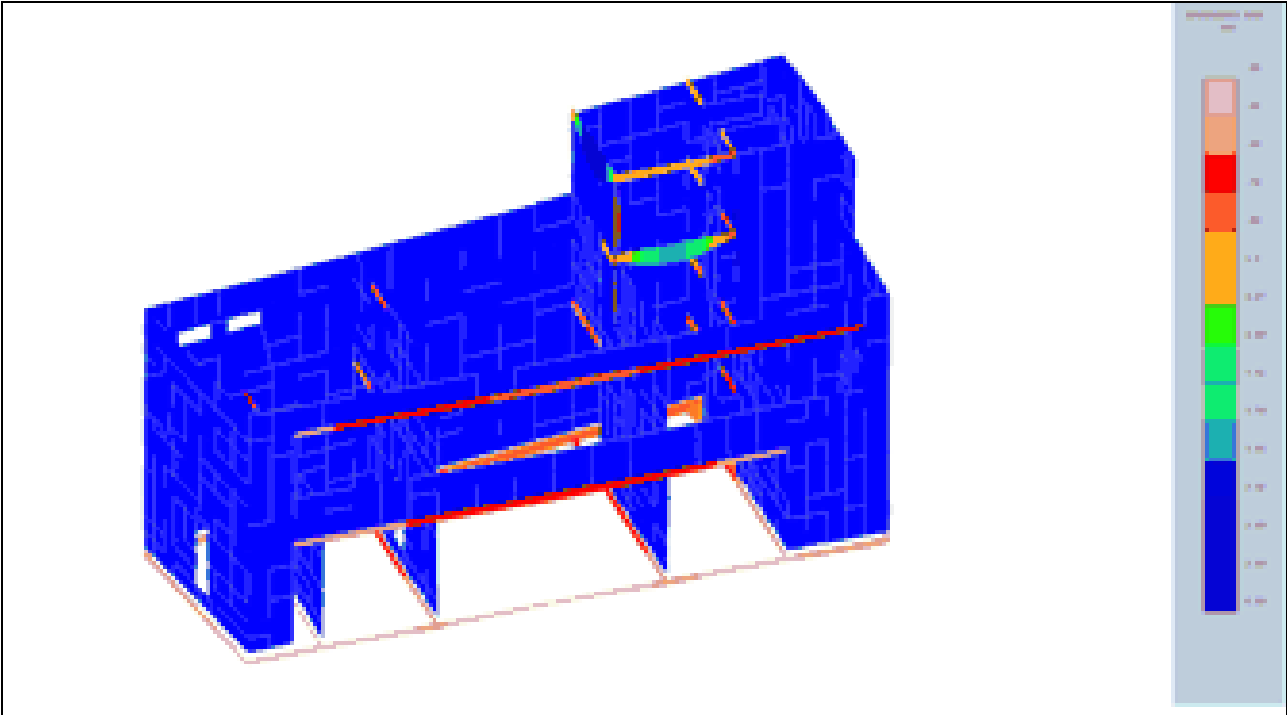


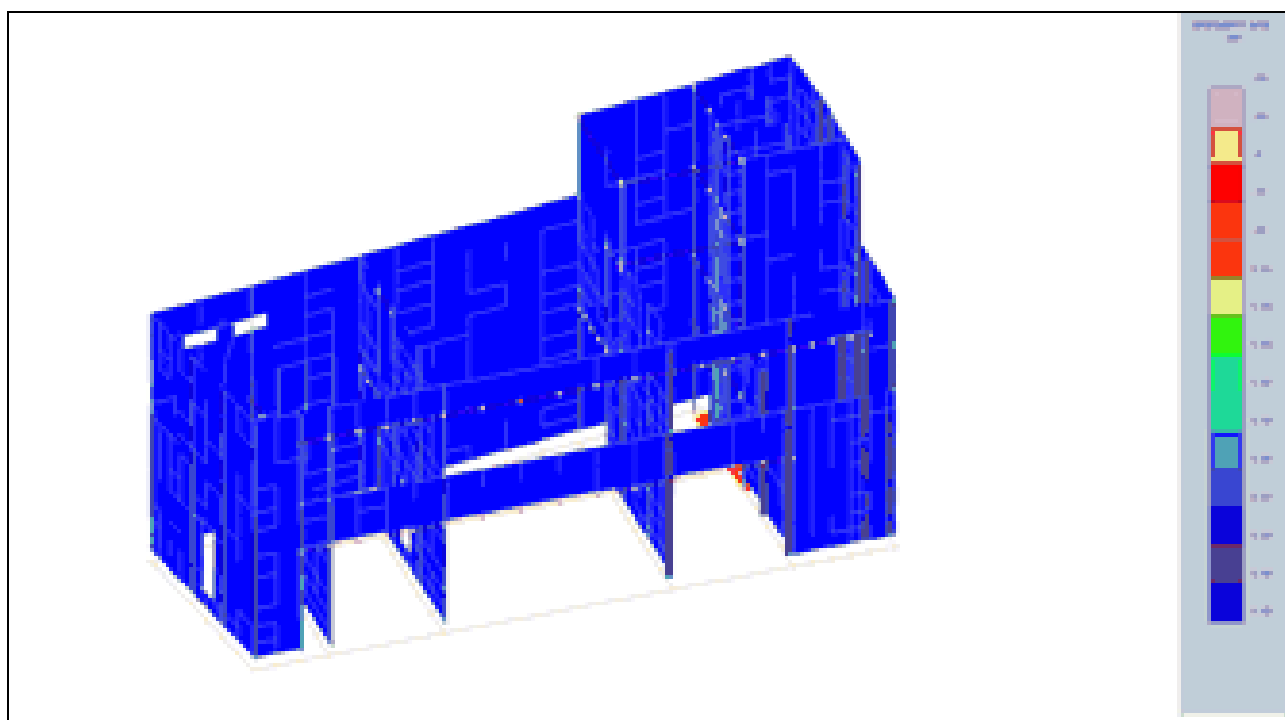
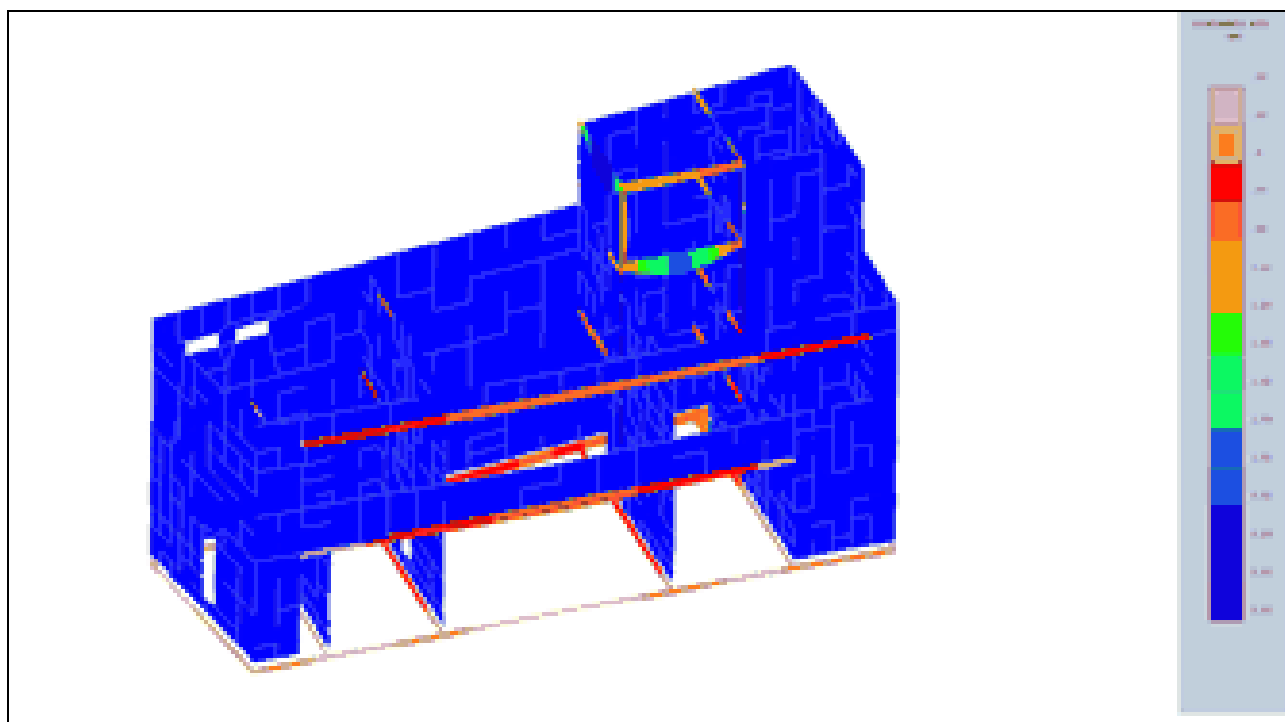


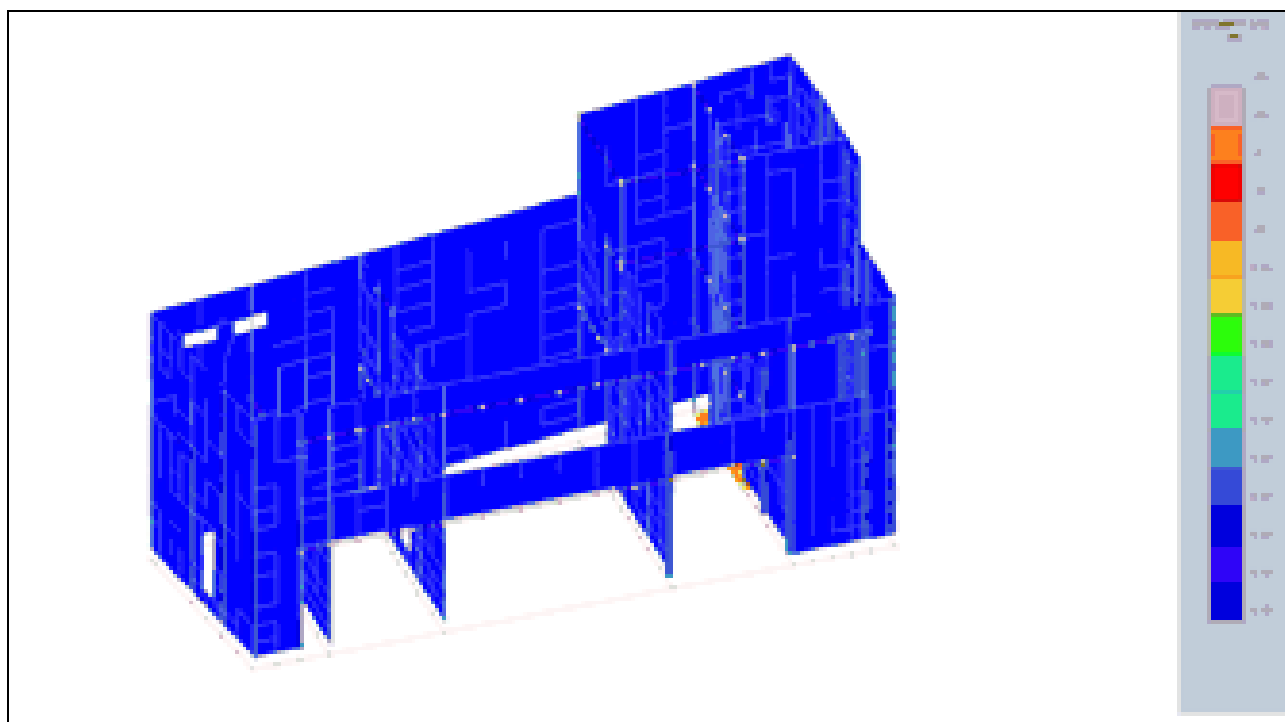


CAMPO DI SPOSTAMENTI

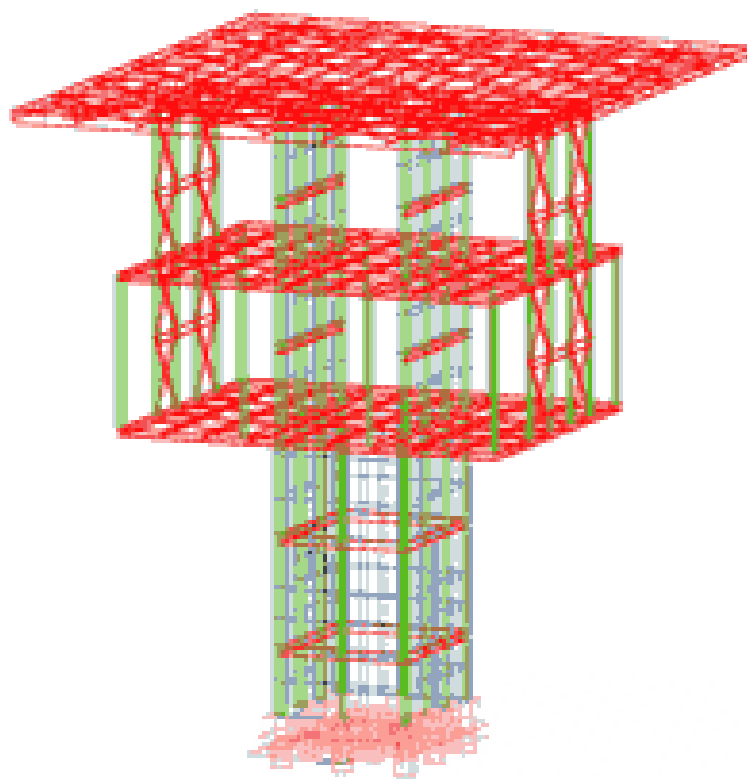




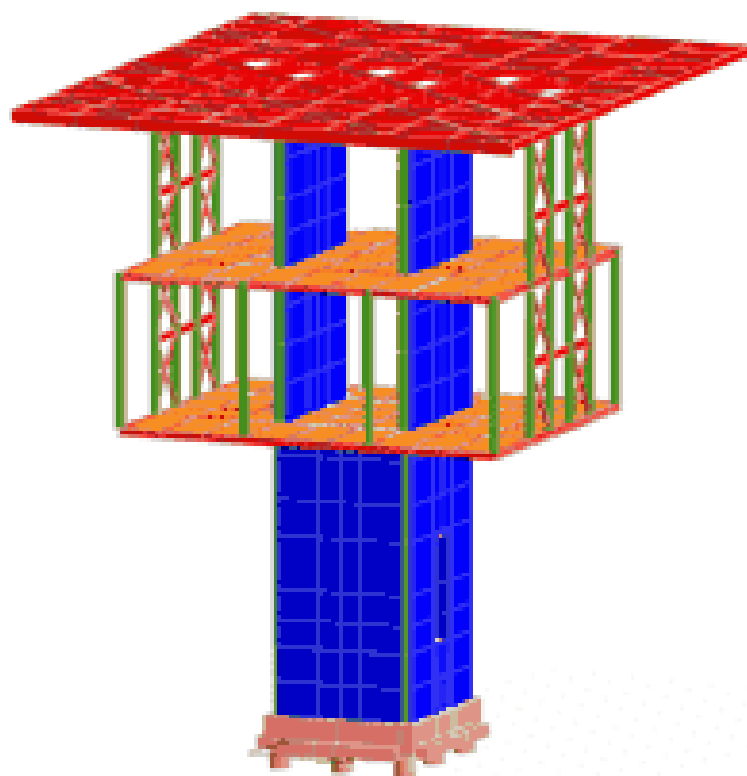


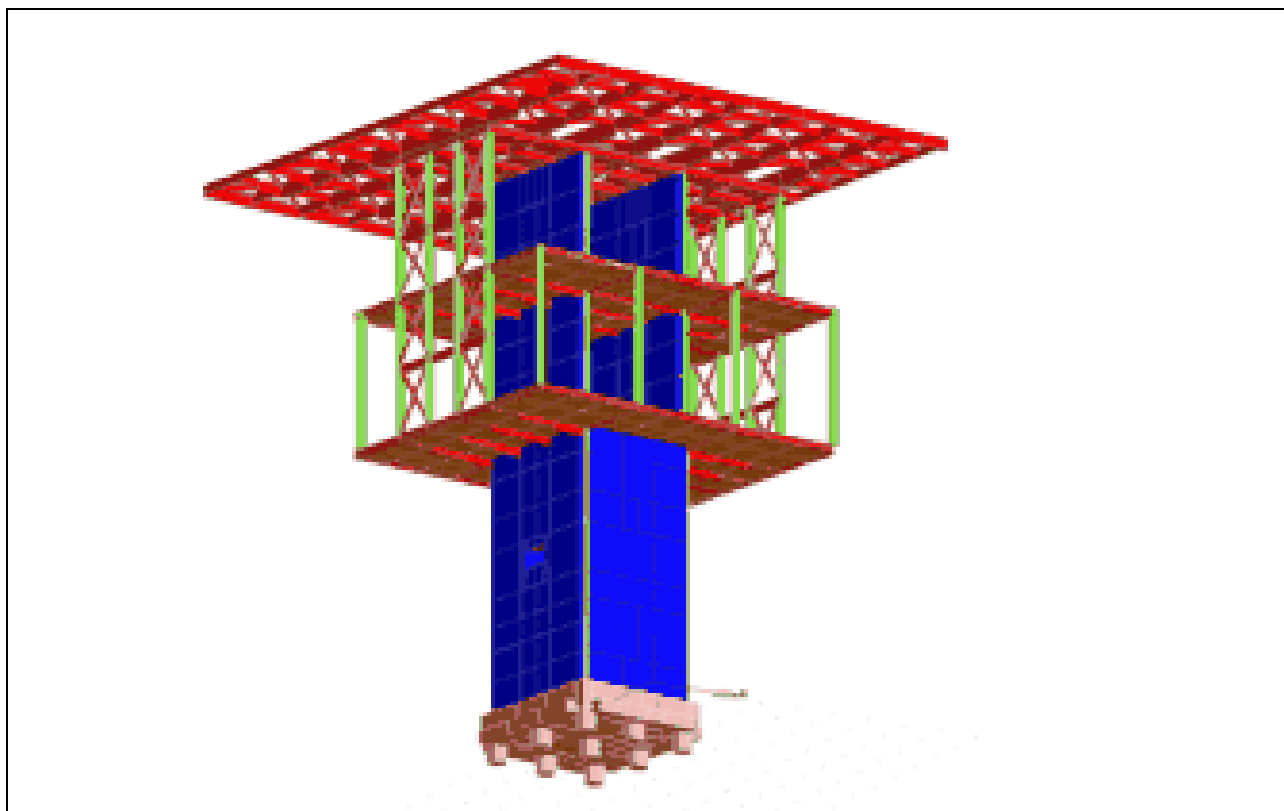


BLOCCO B

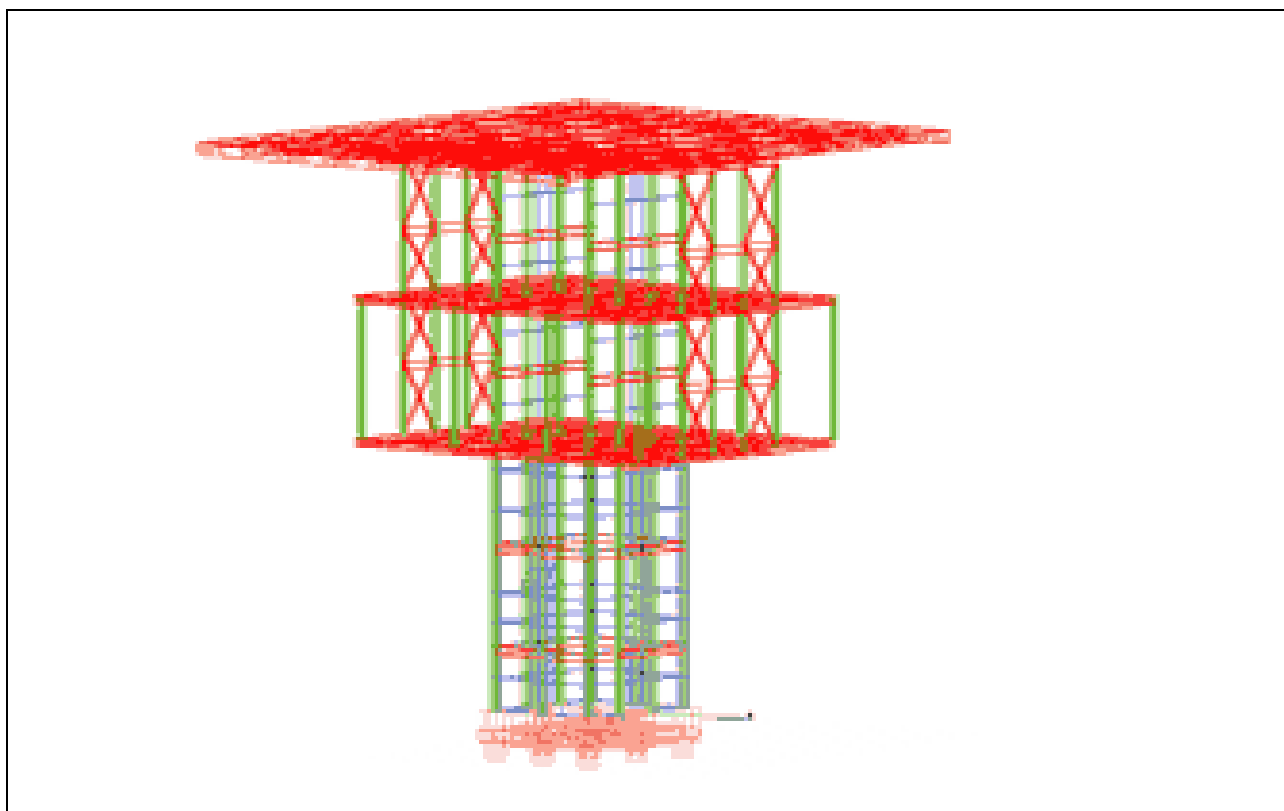


MODELLO

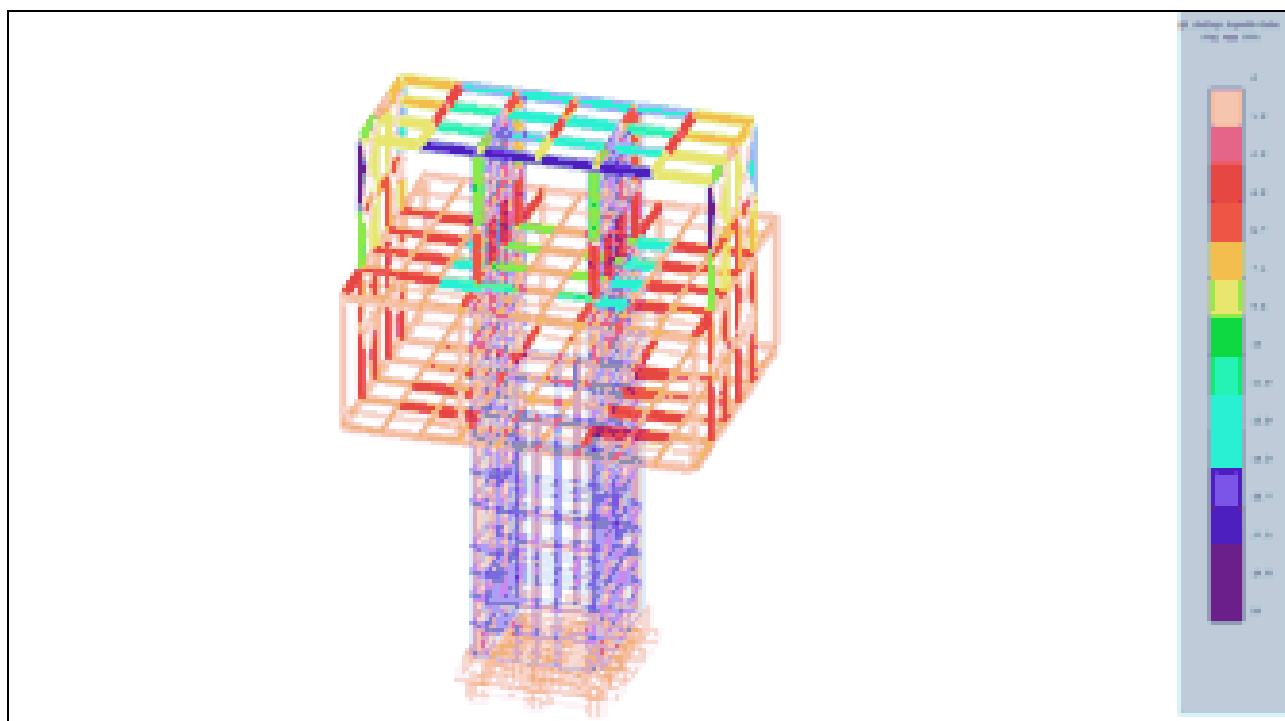
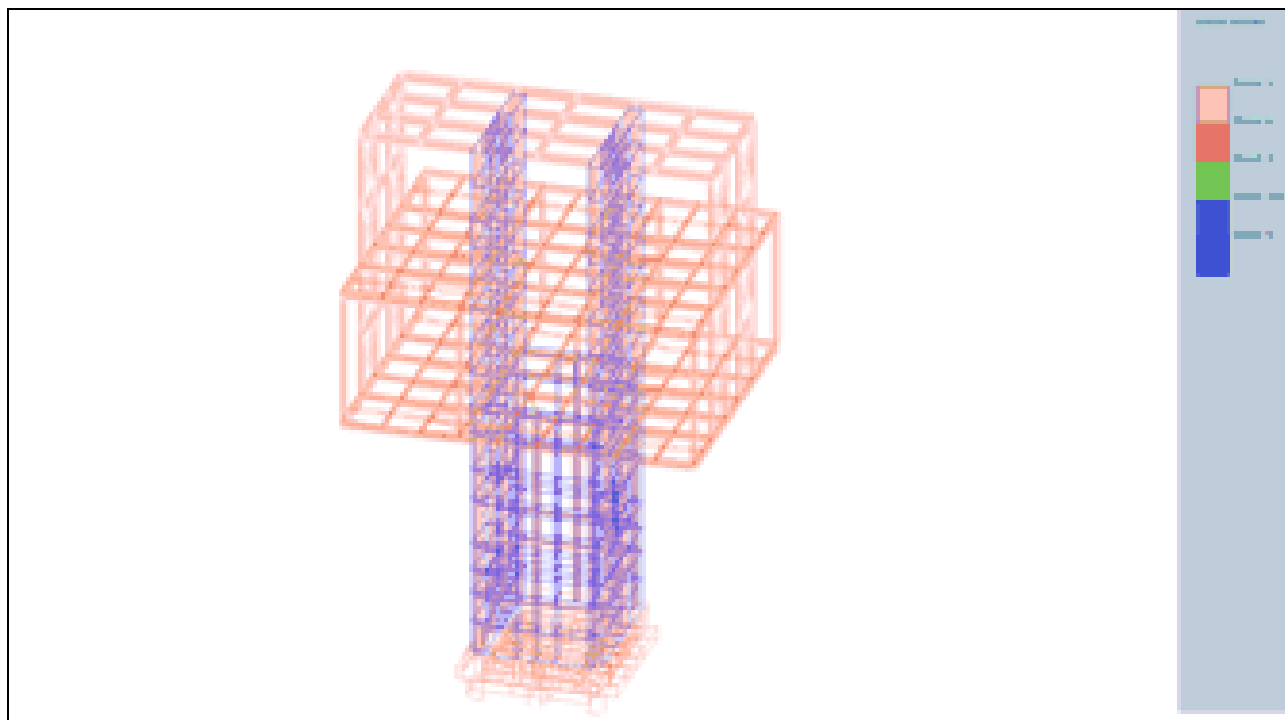


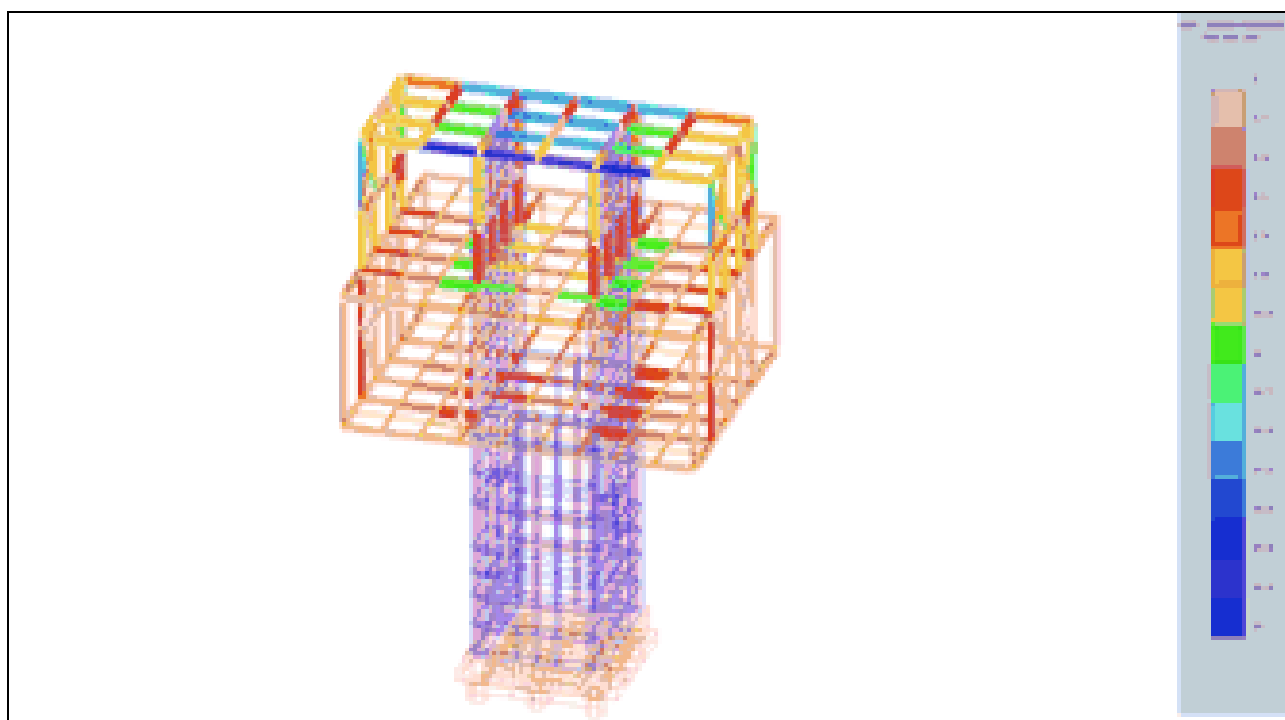
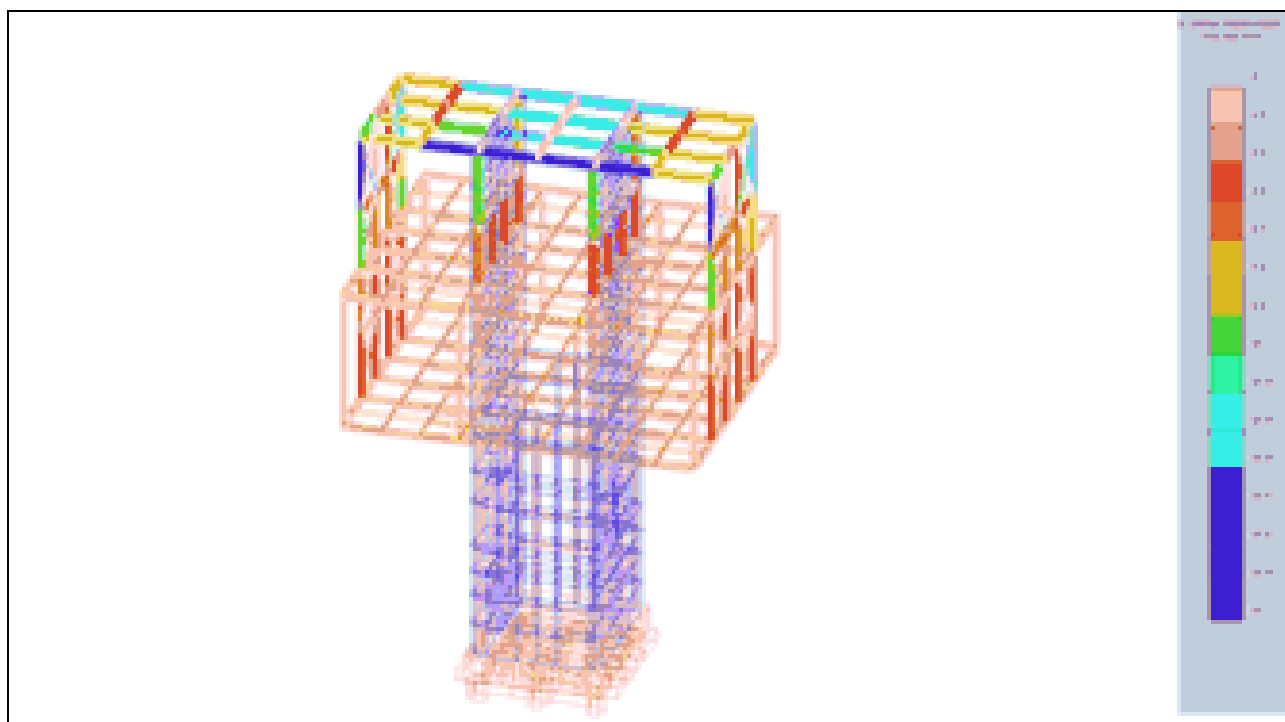


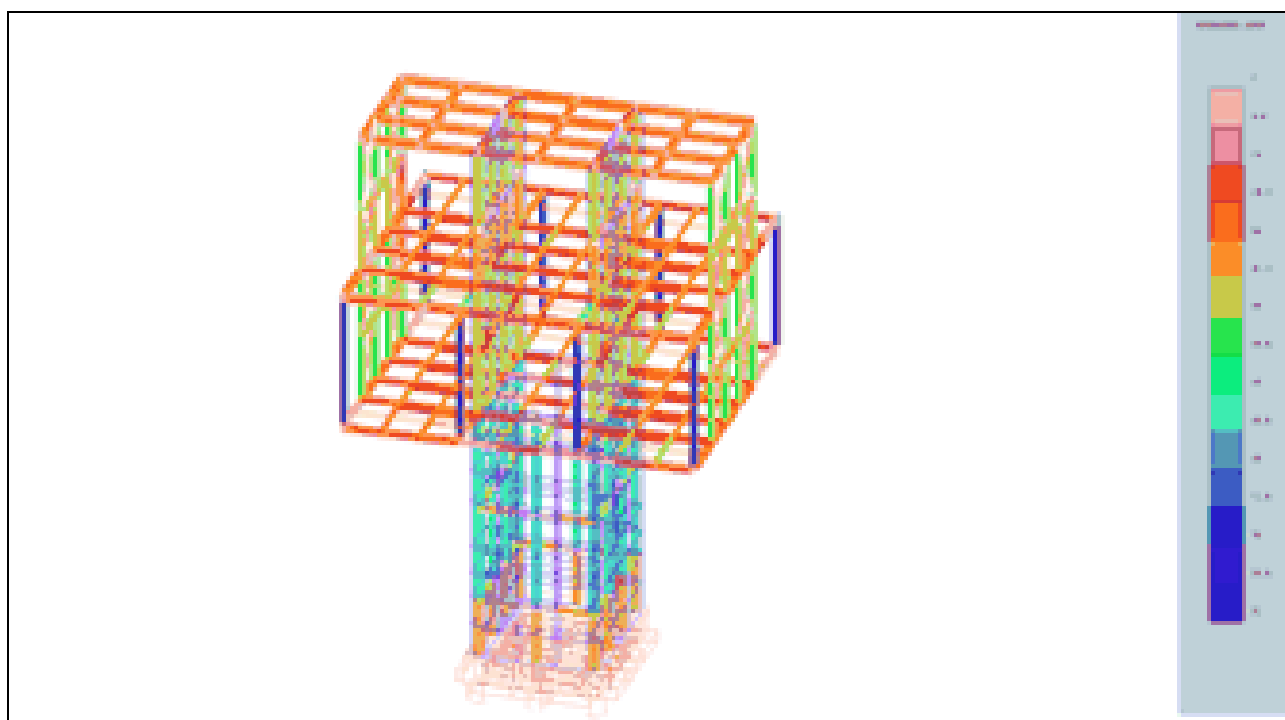
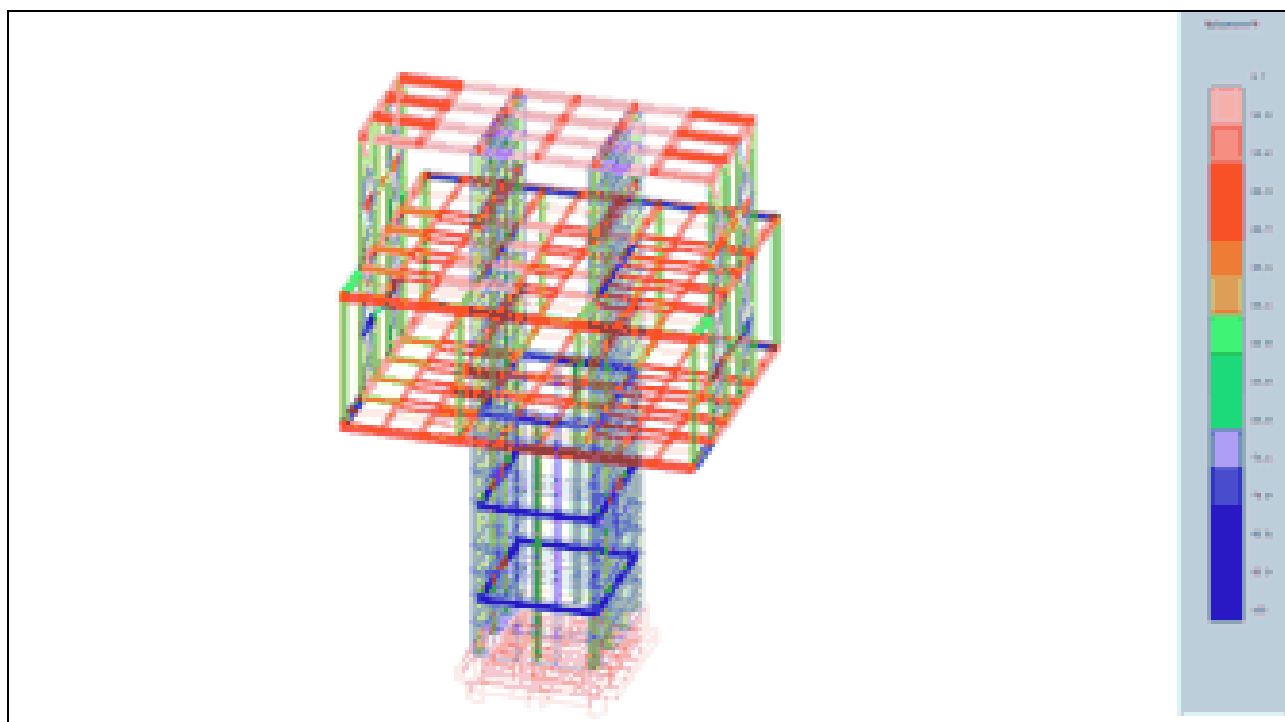
MODELLO

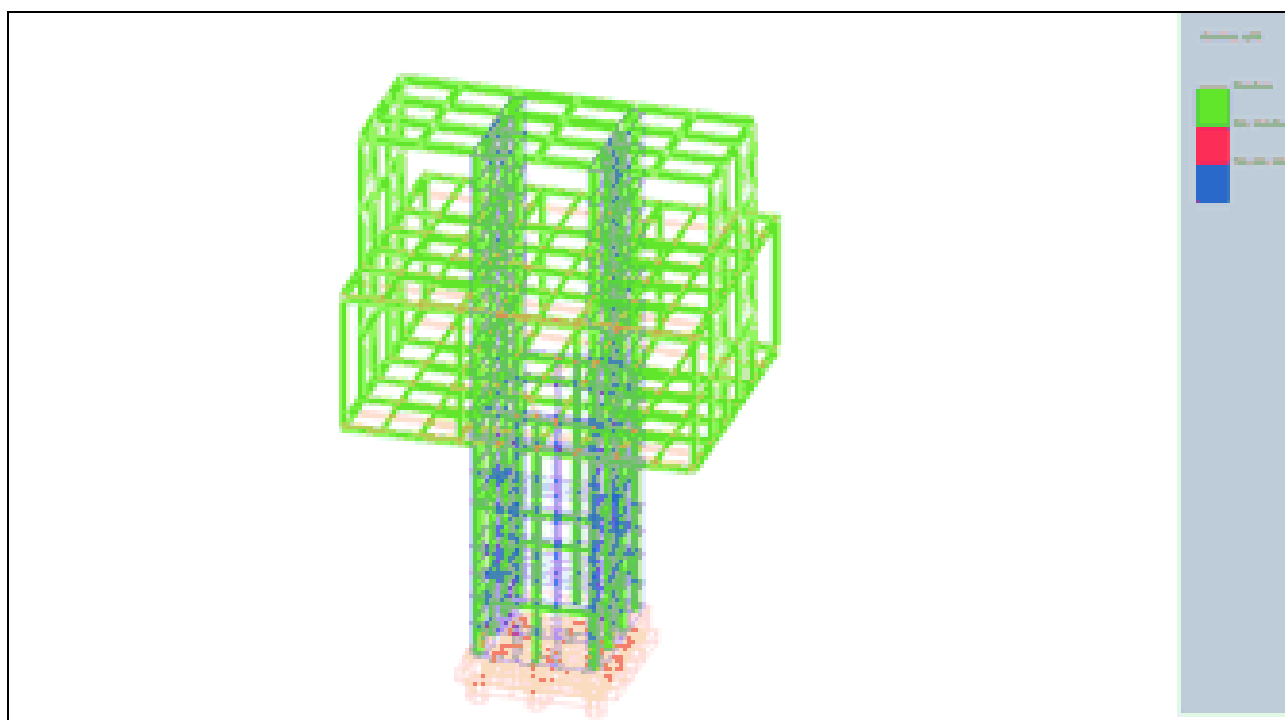
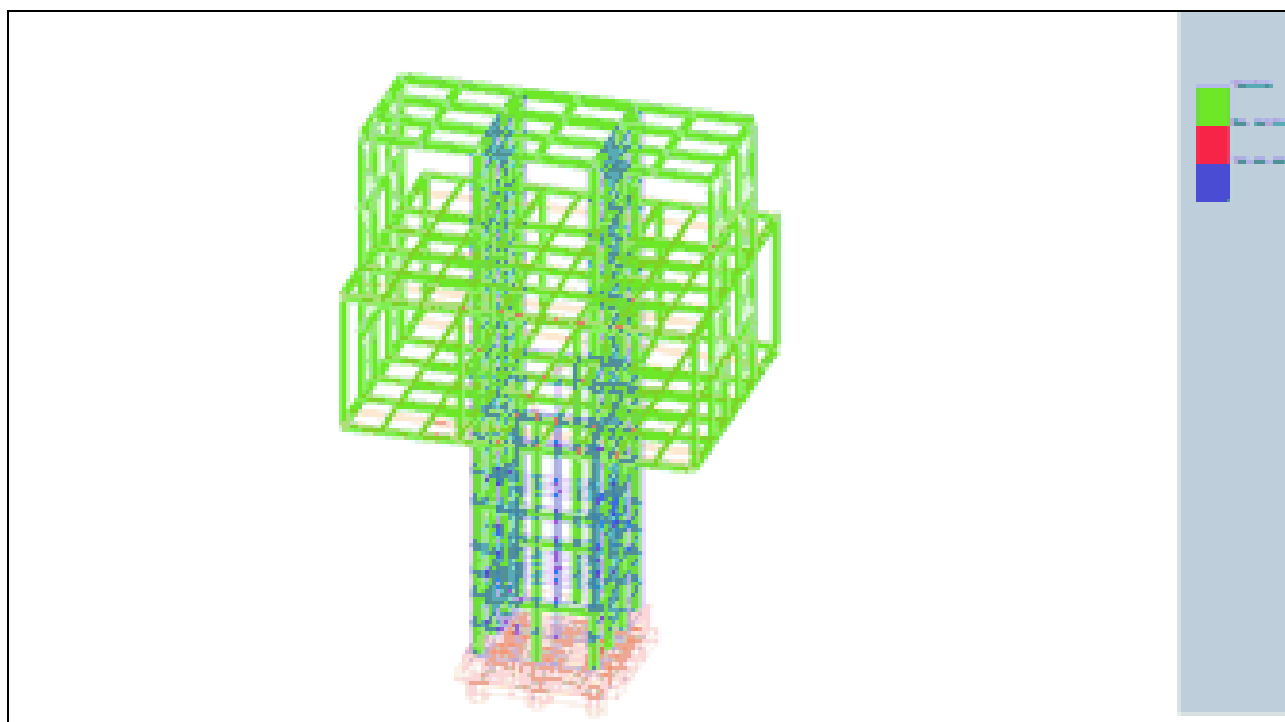


COMPONENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

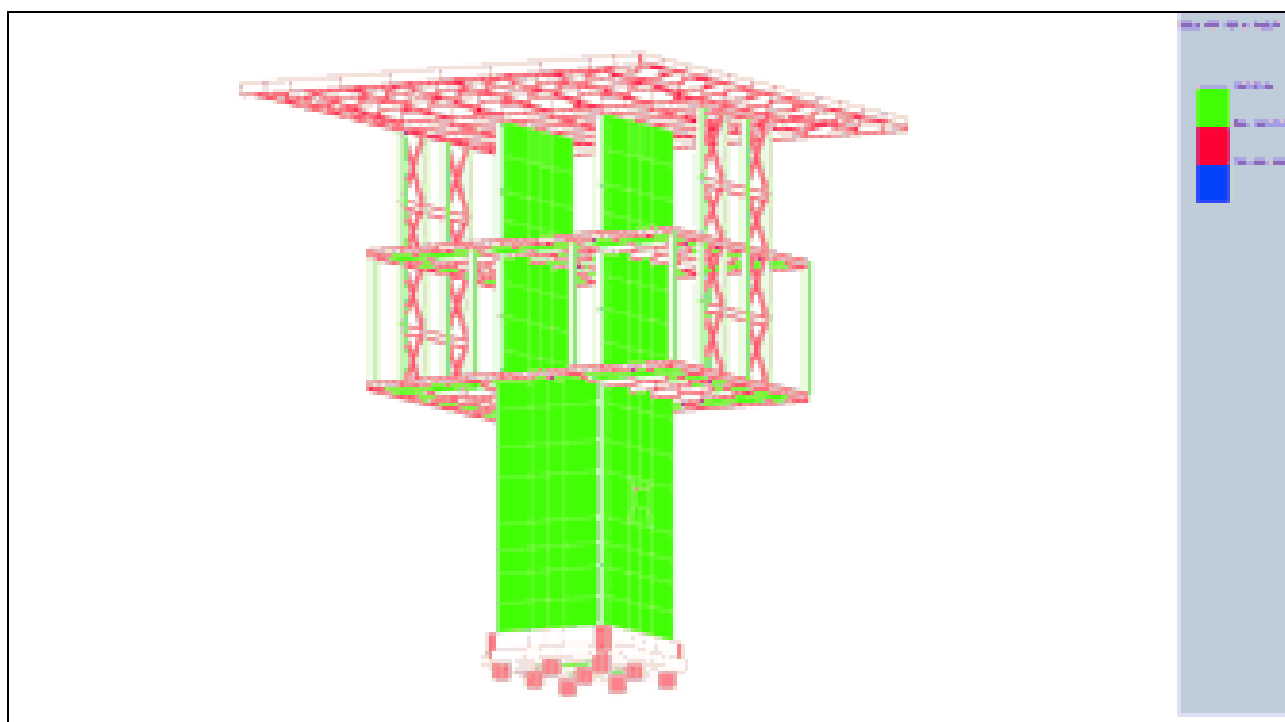
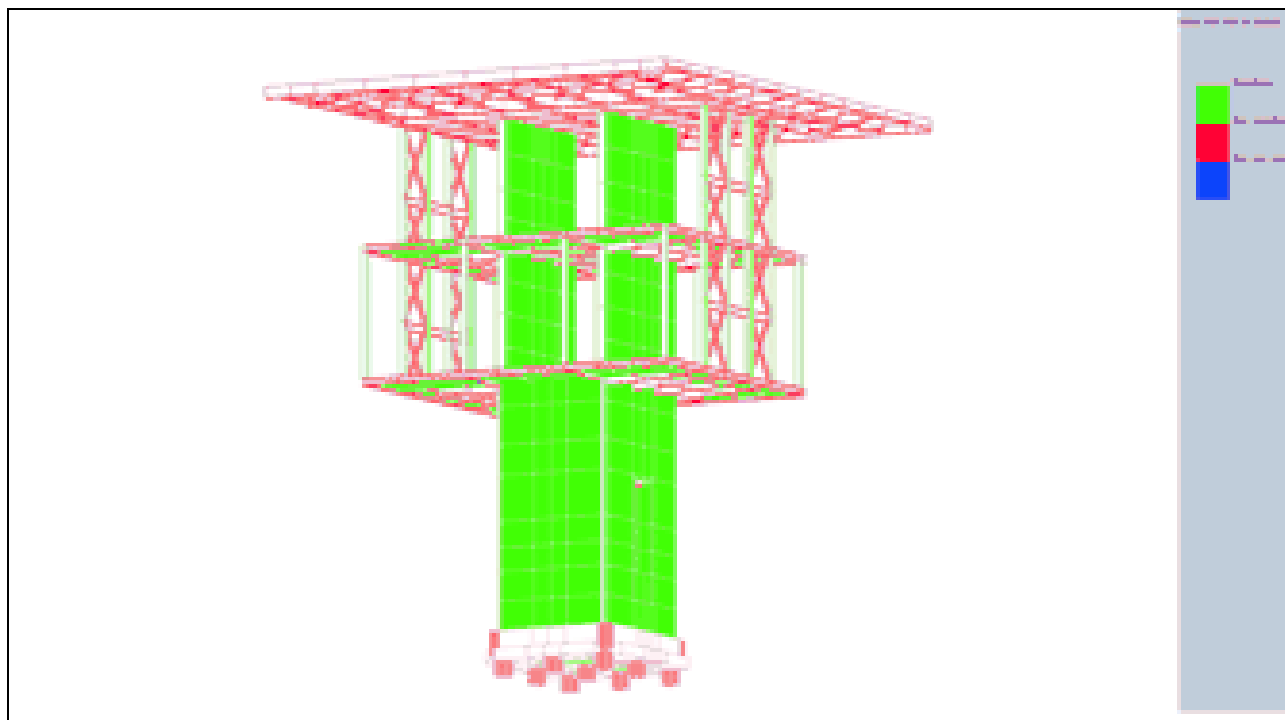


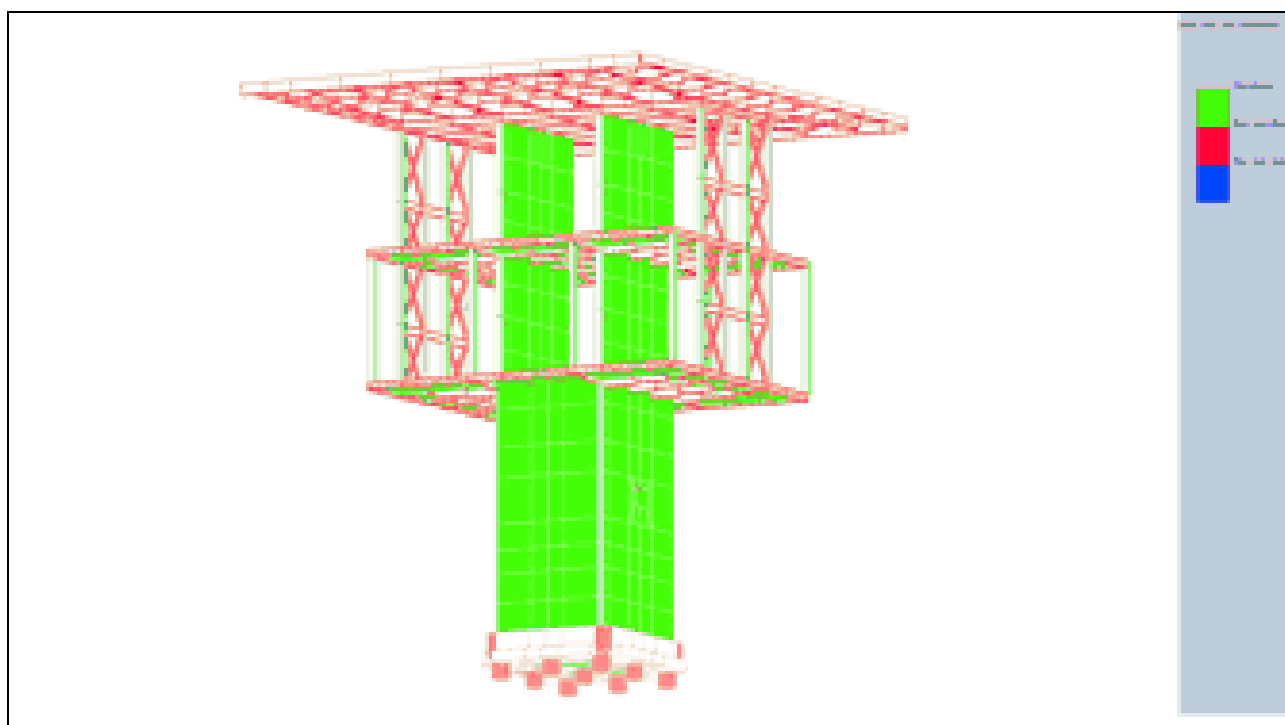
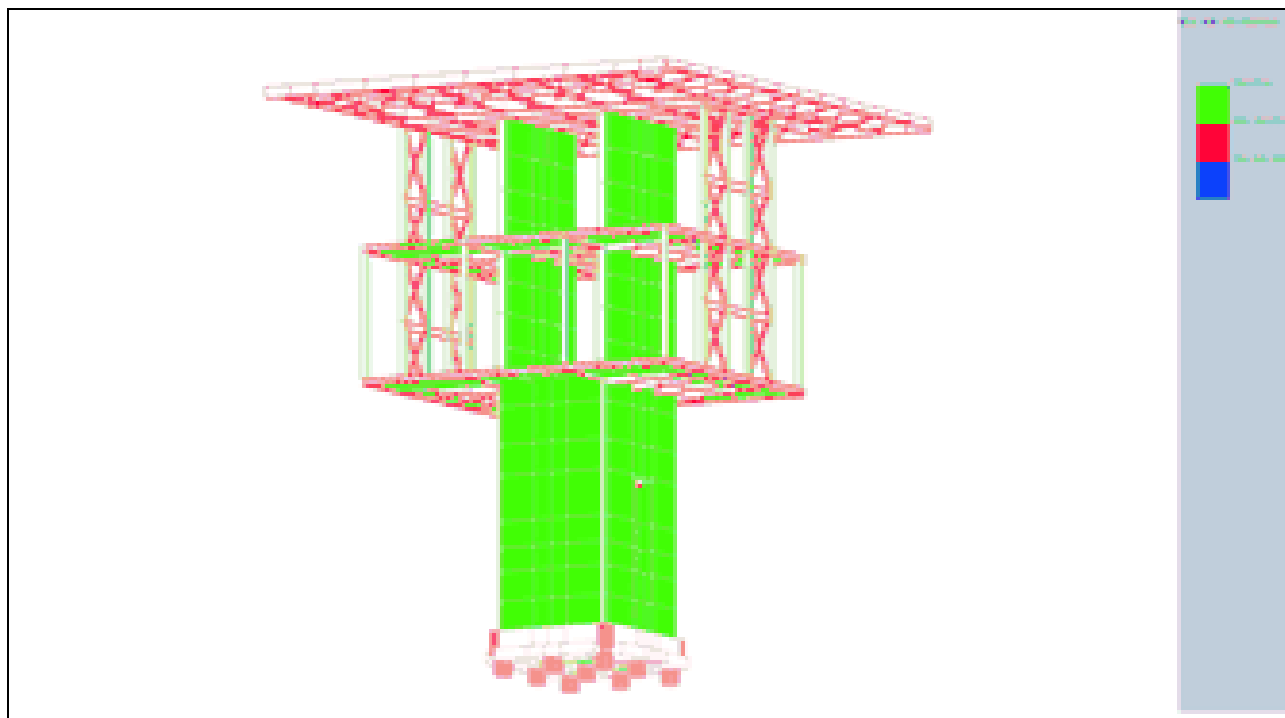


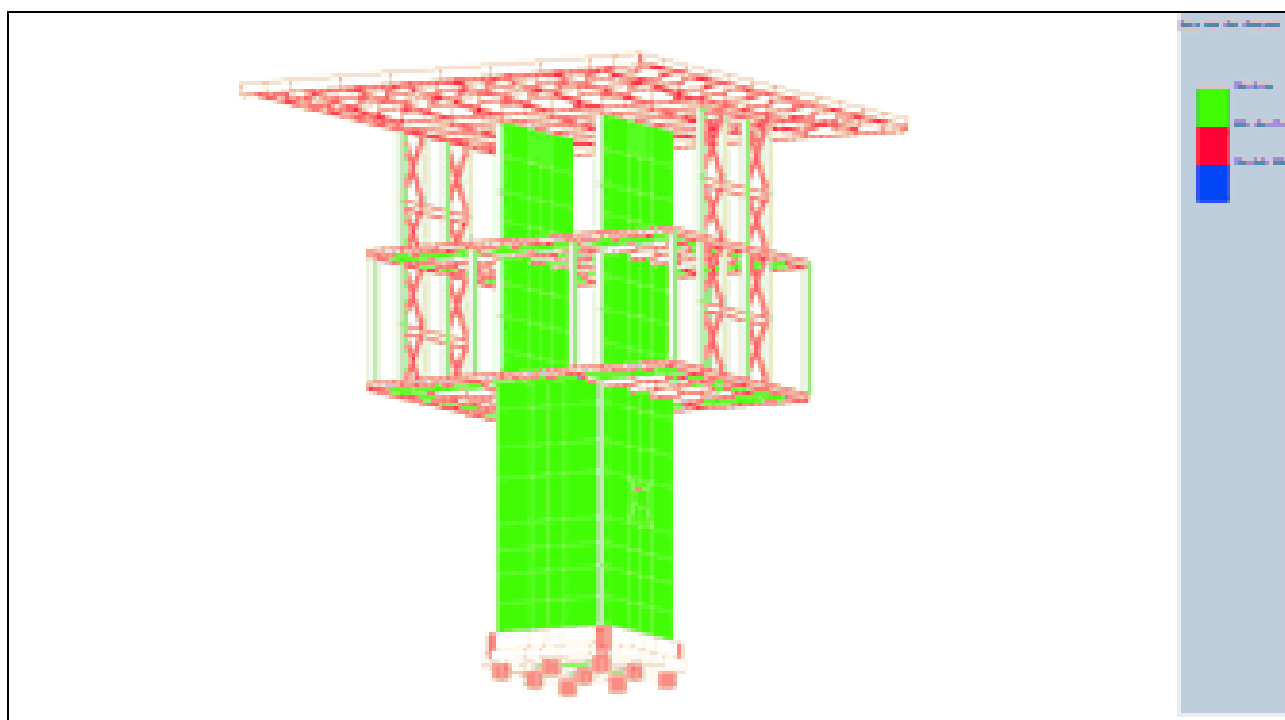
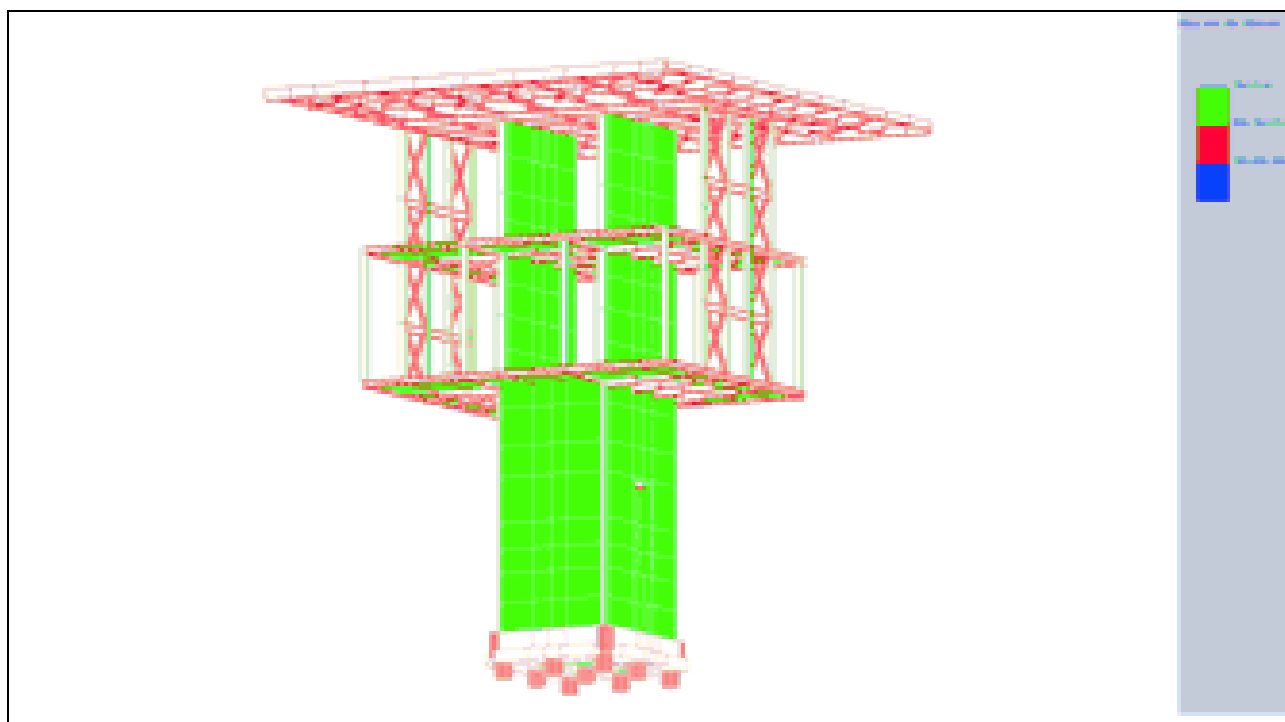


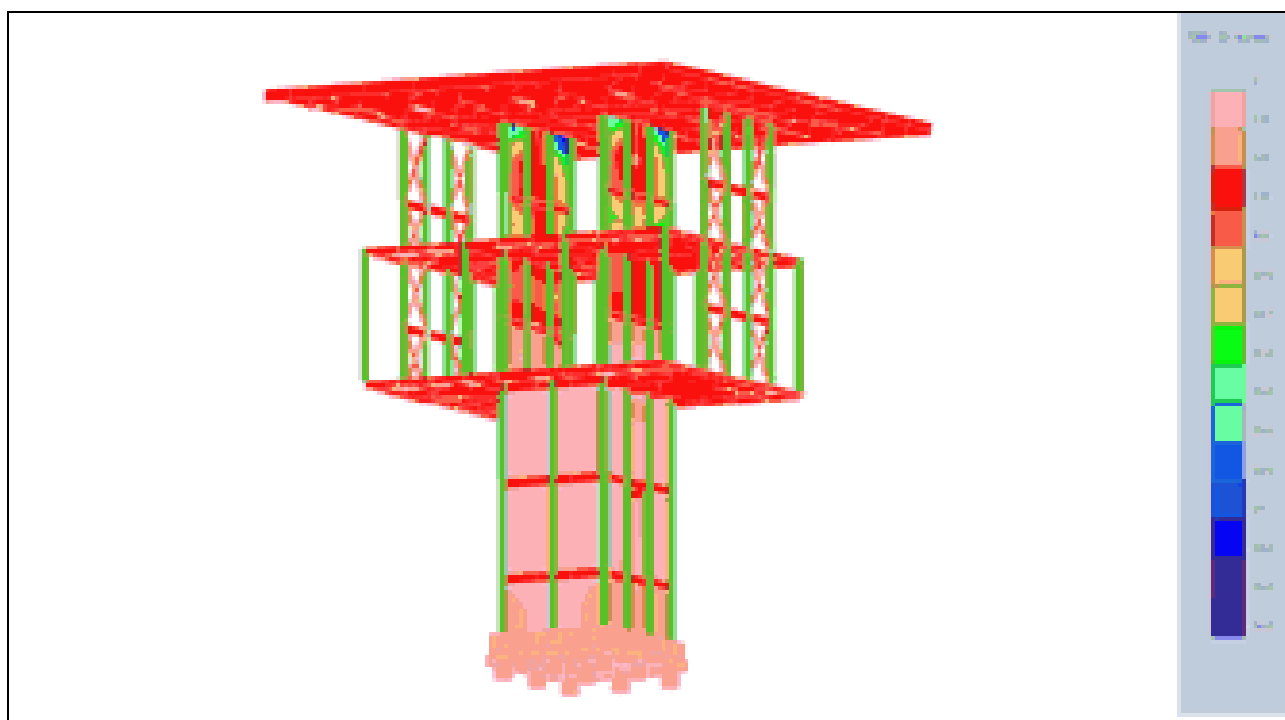
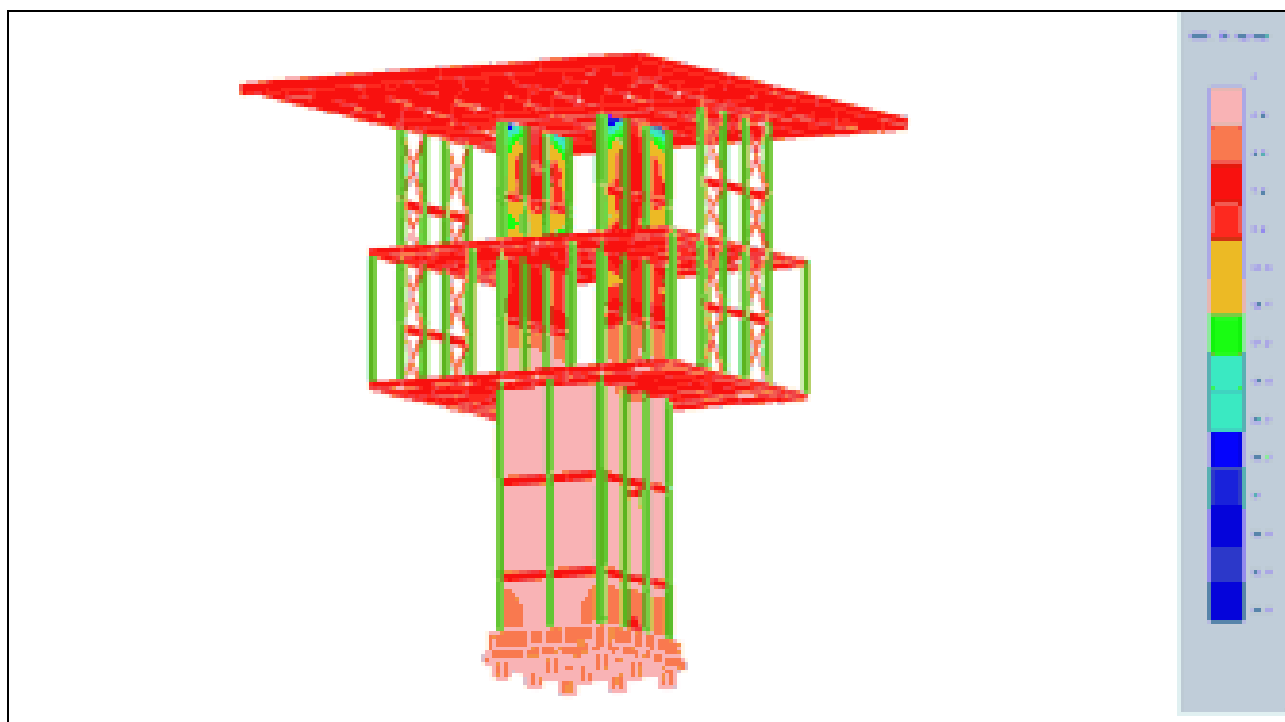


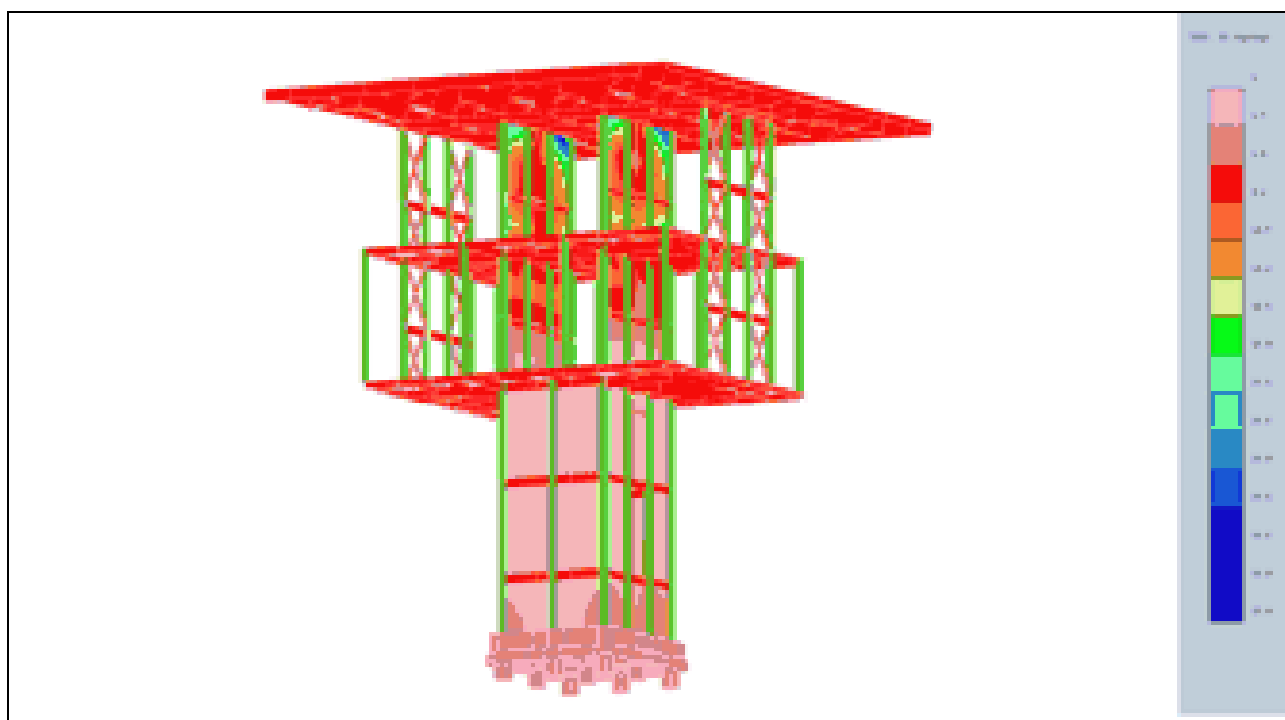
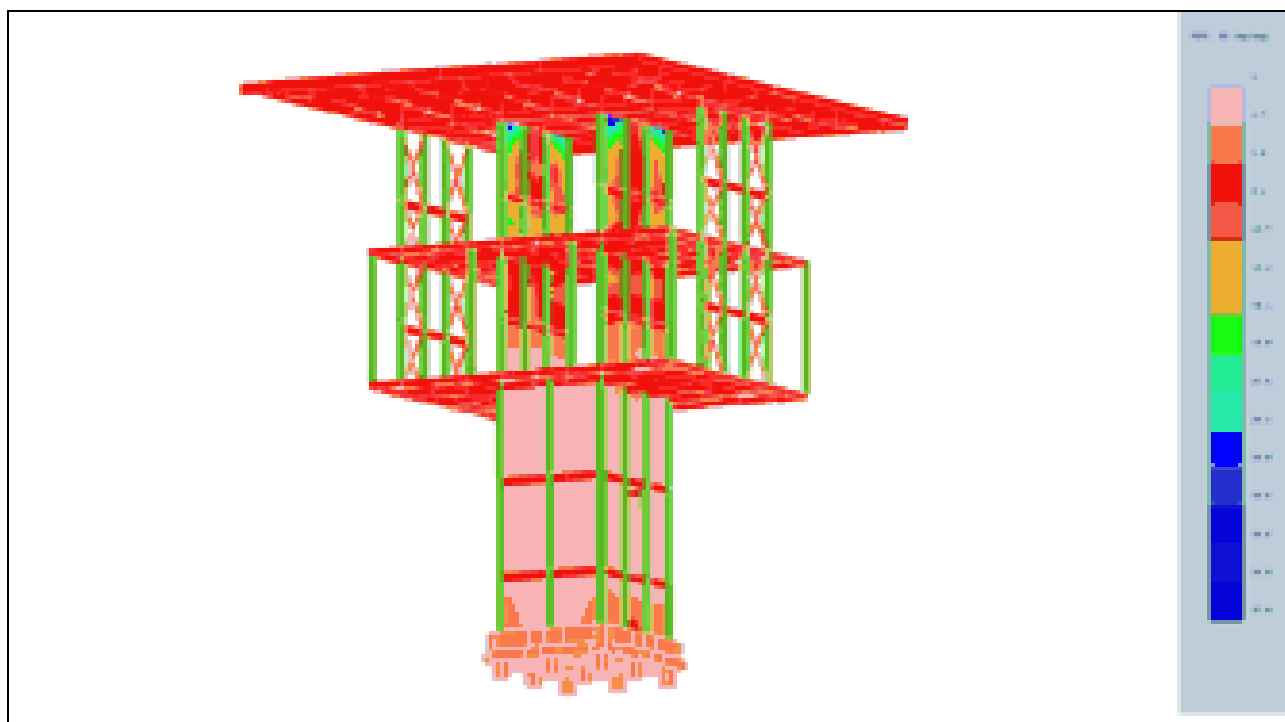
COMPONENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

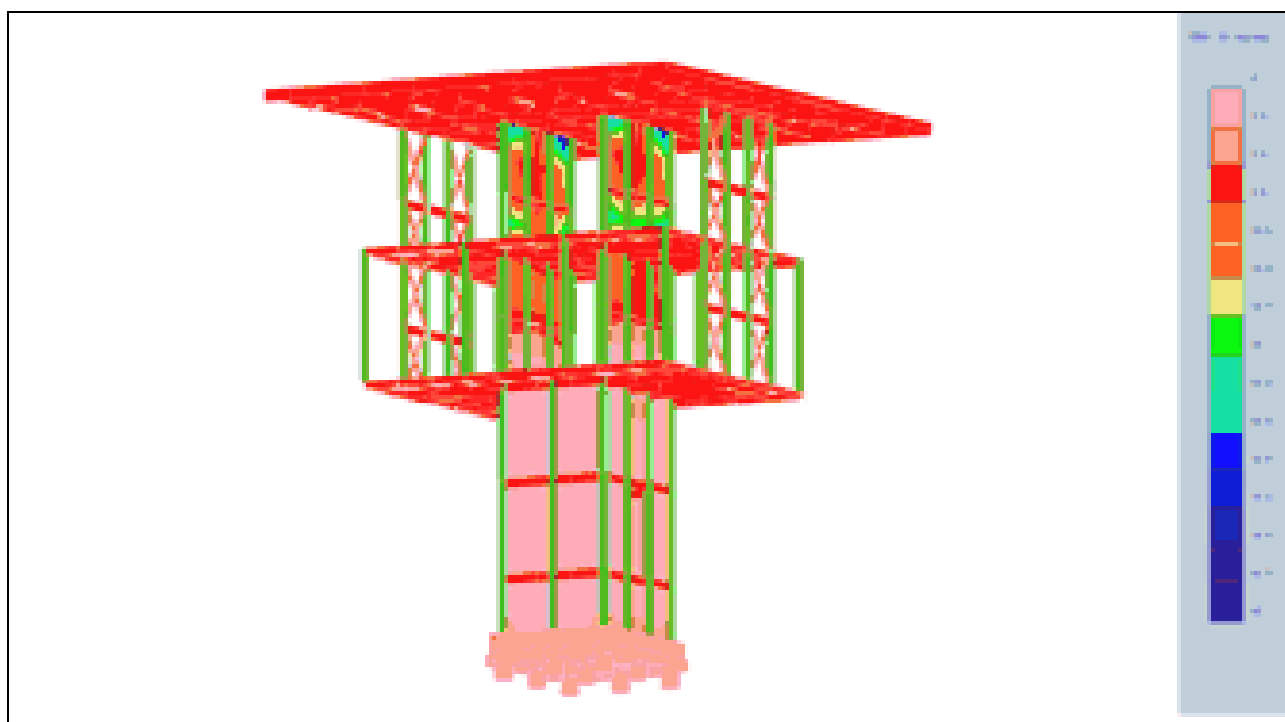
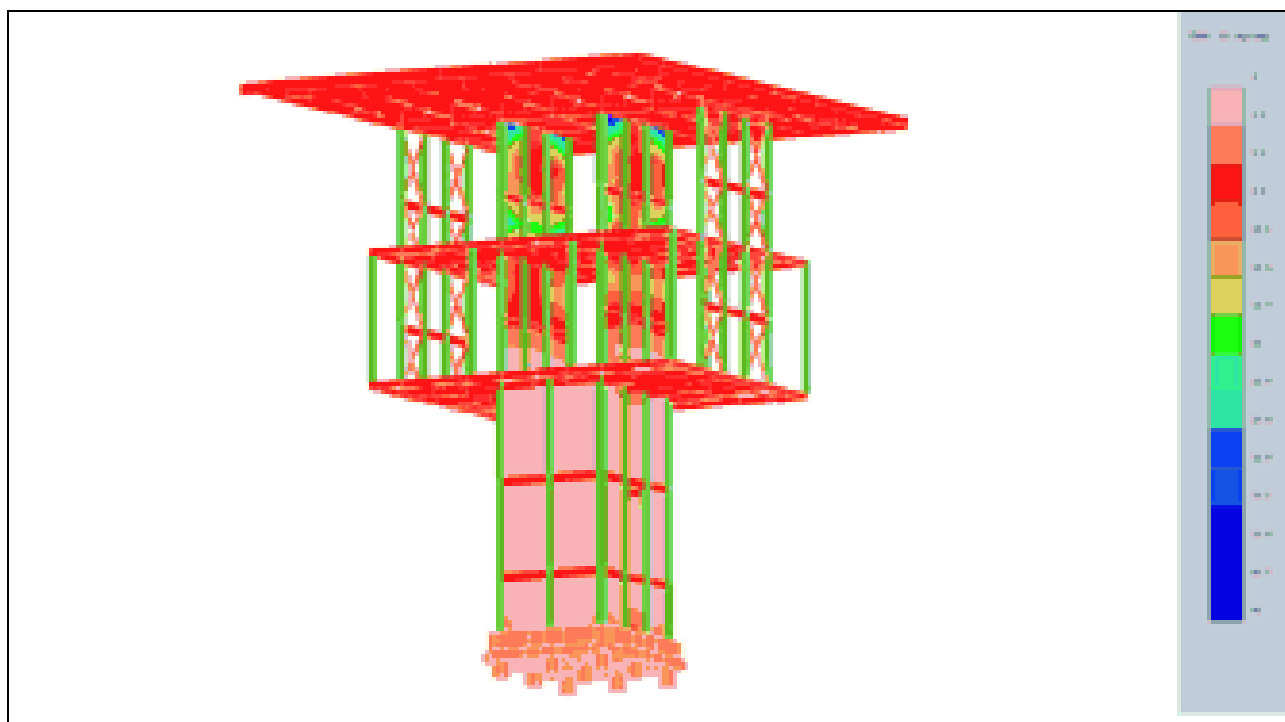


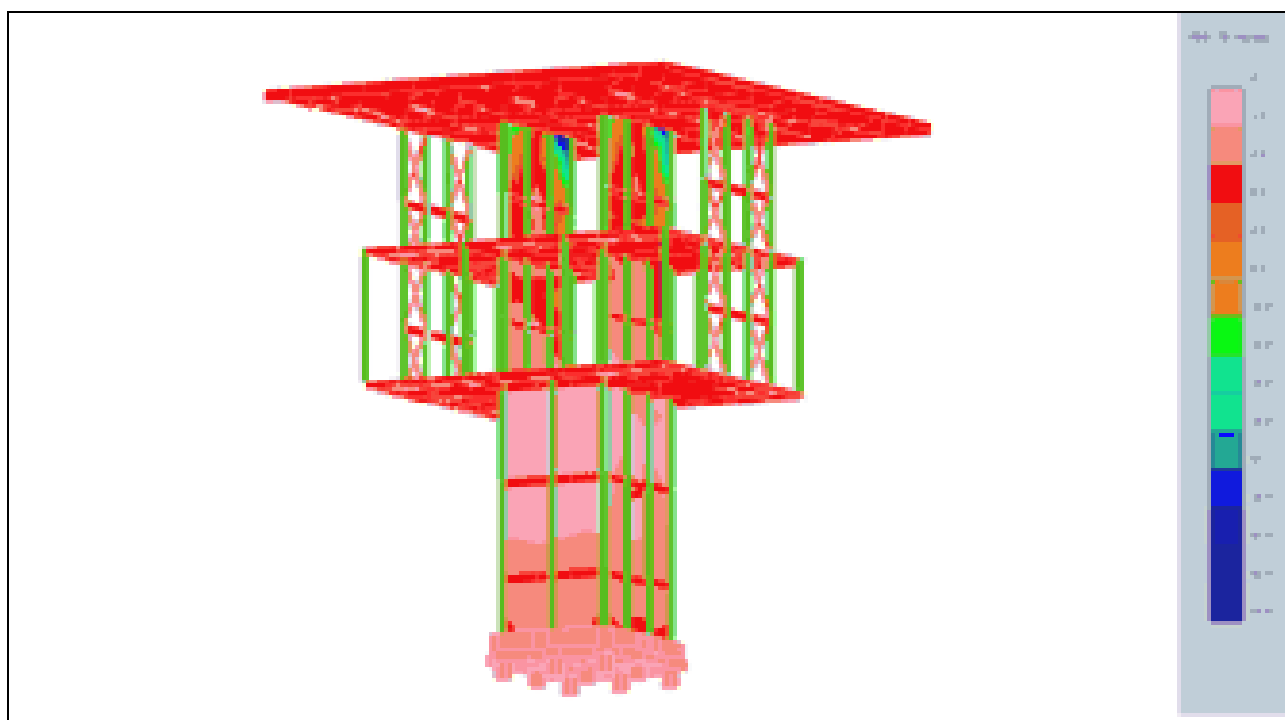
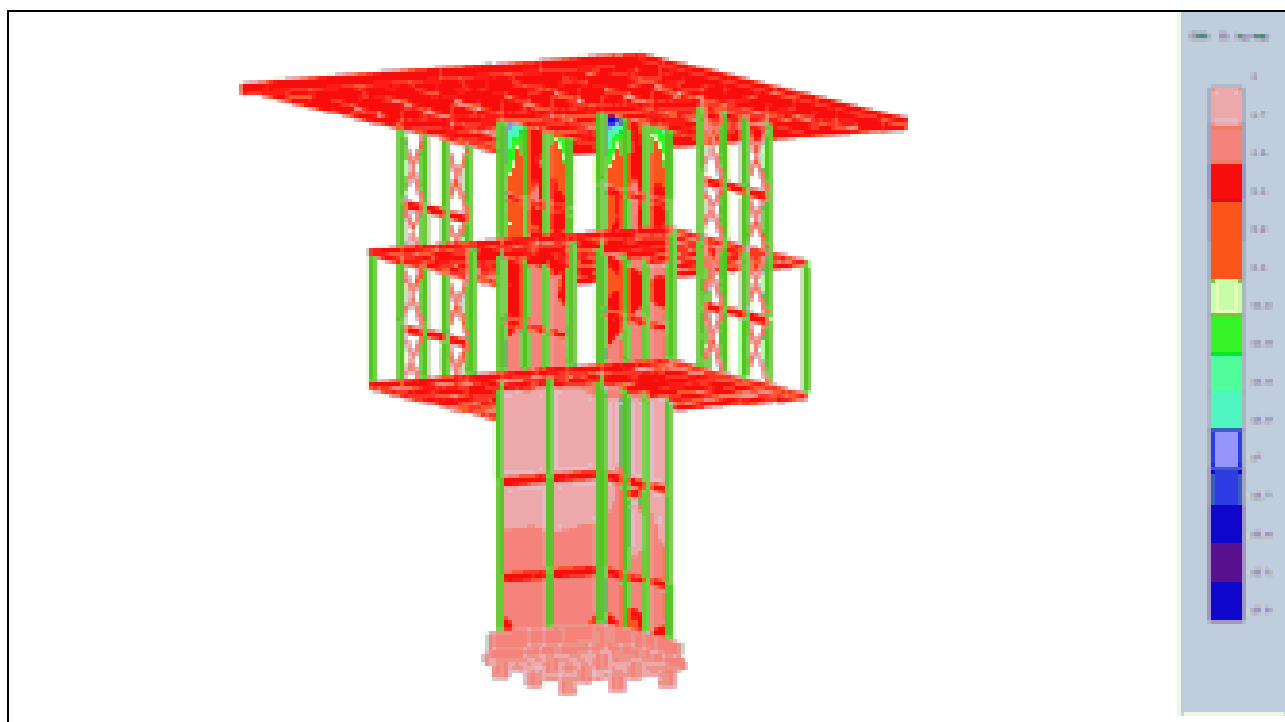


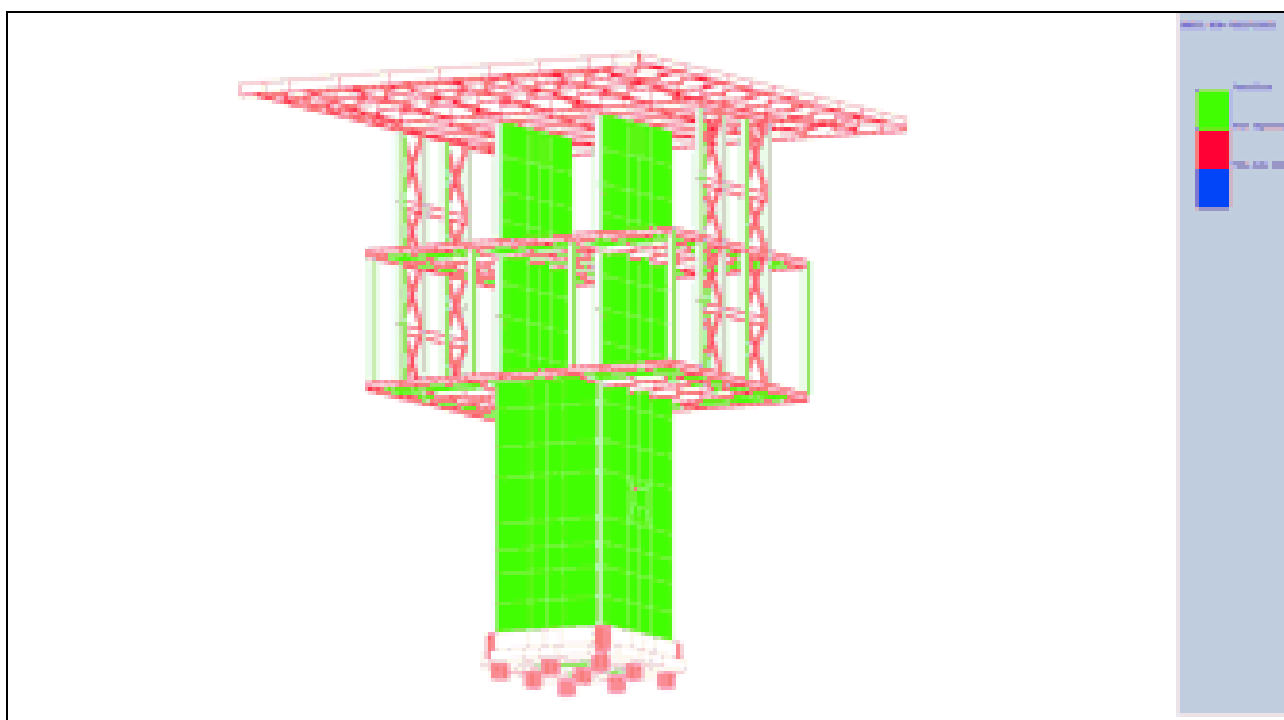
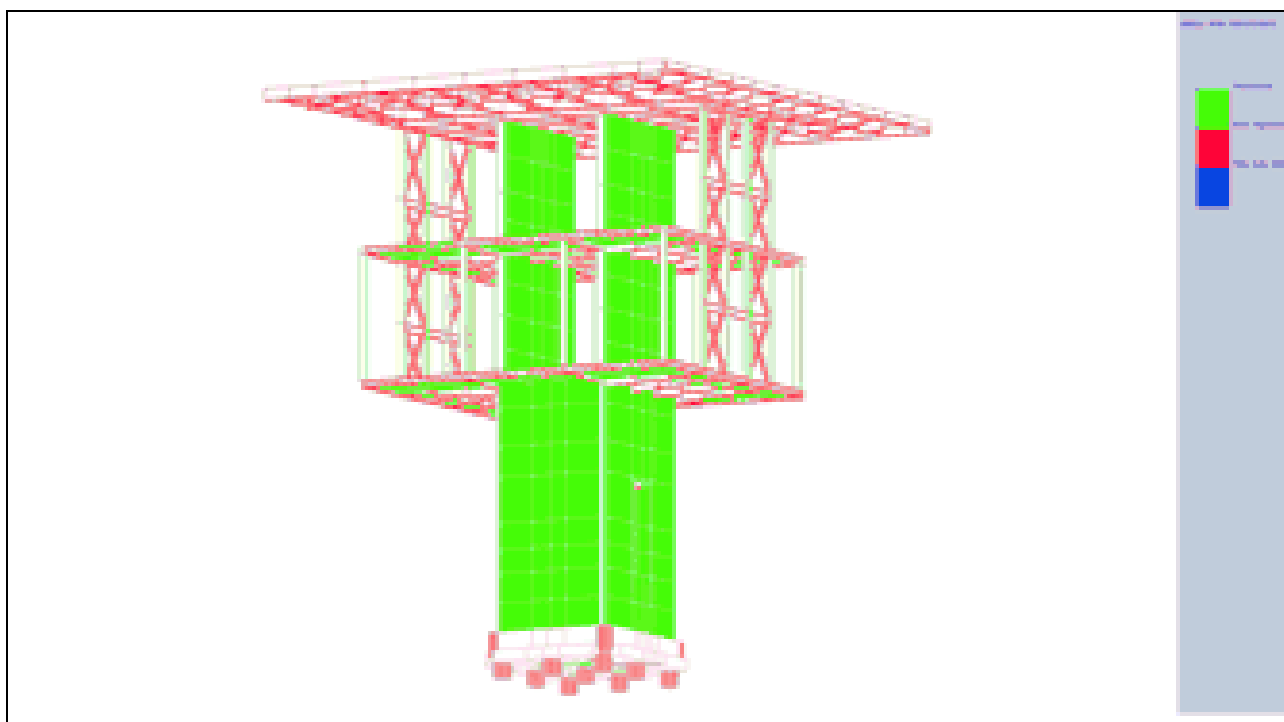




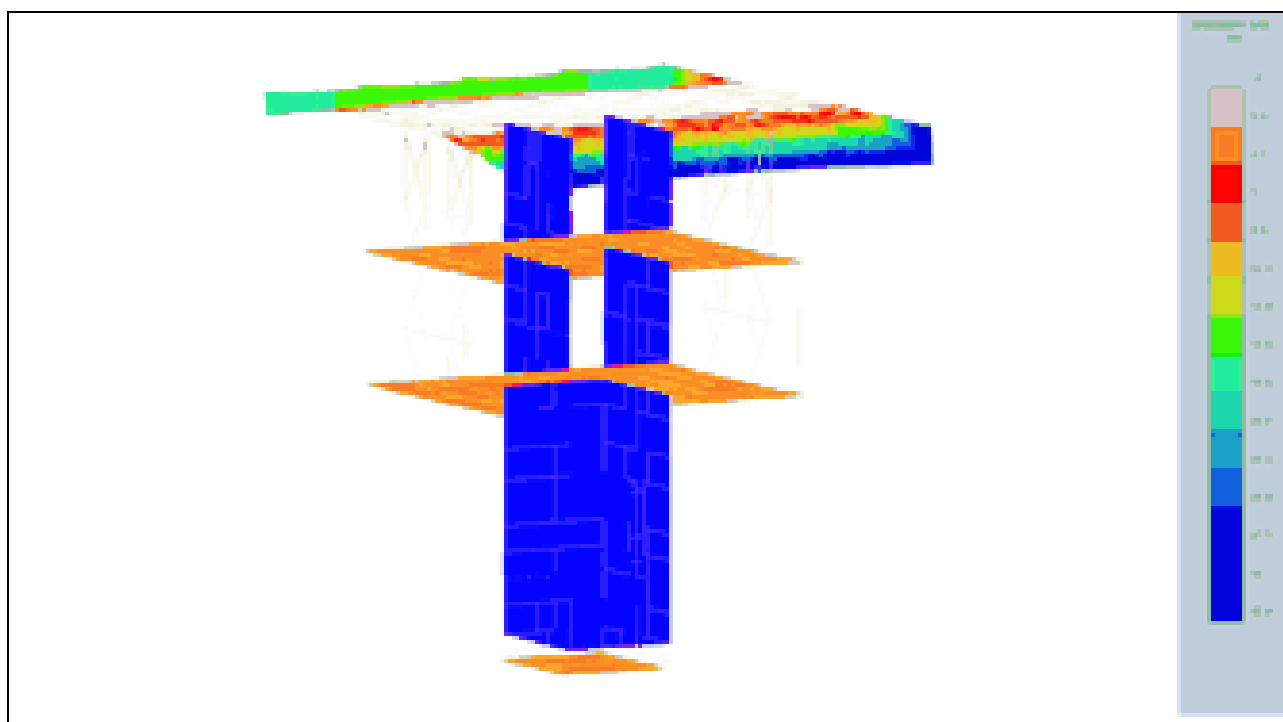
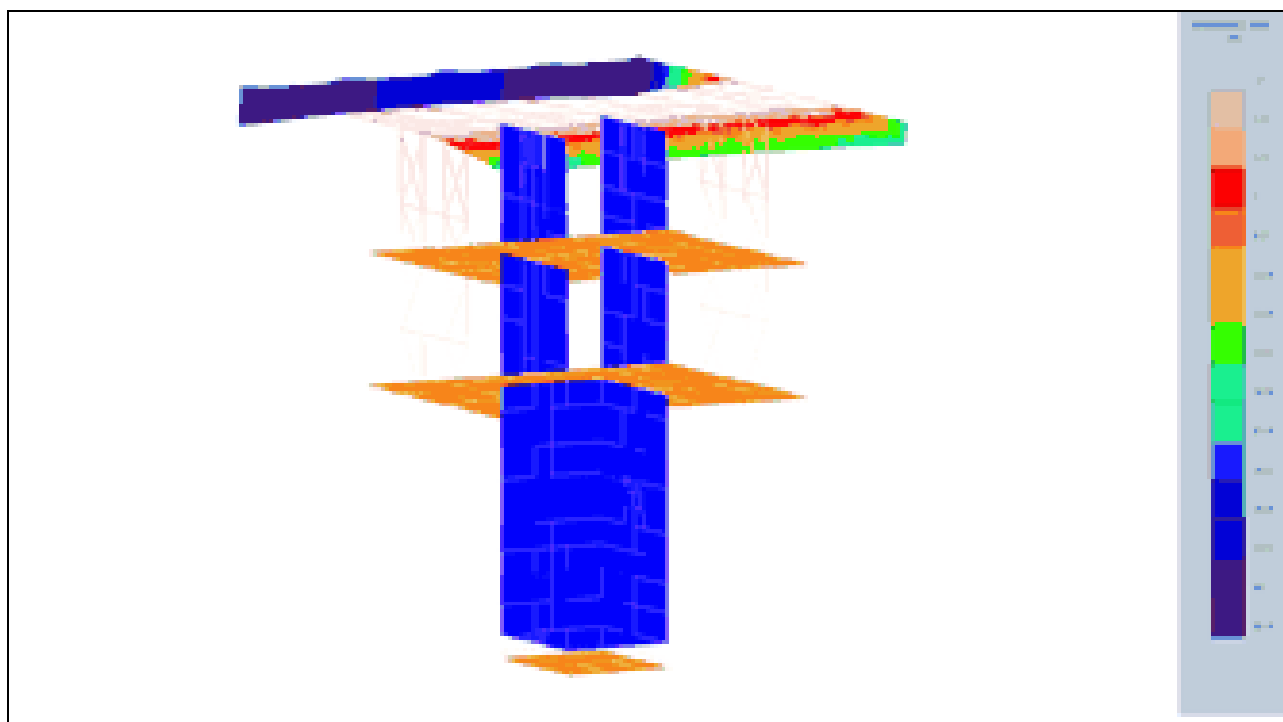


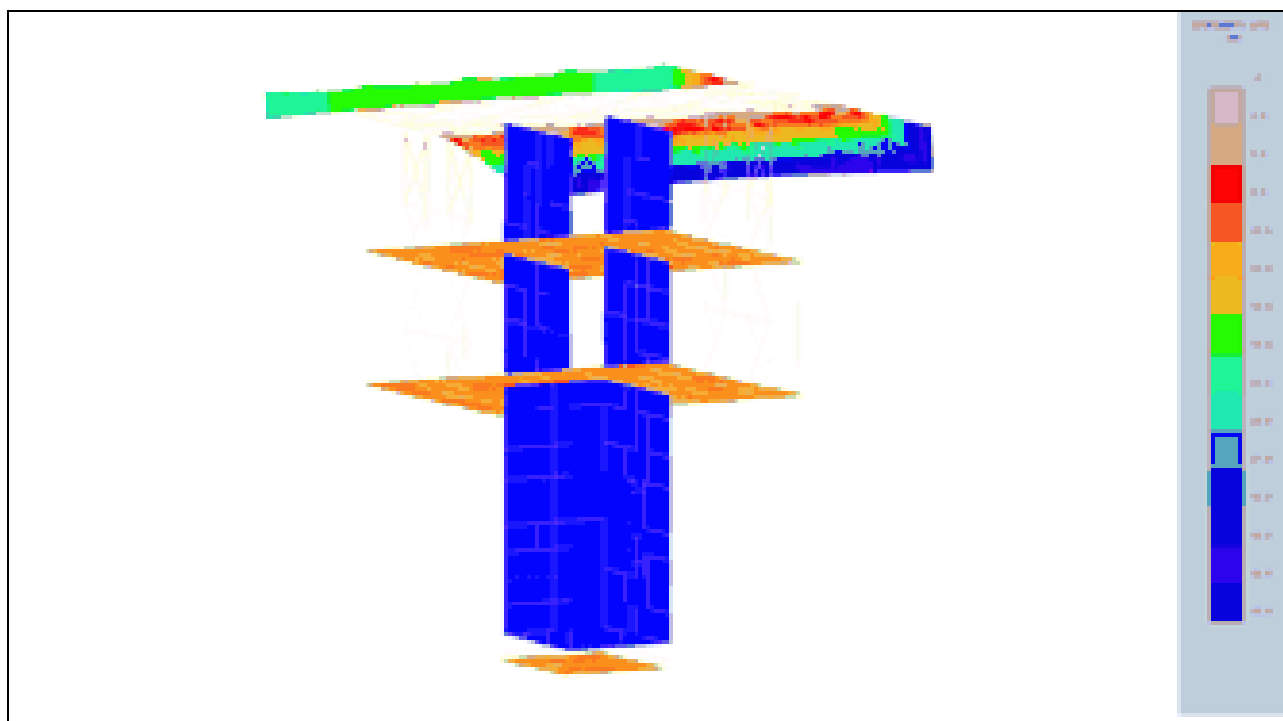
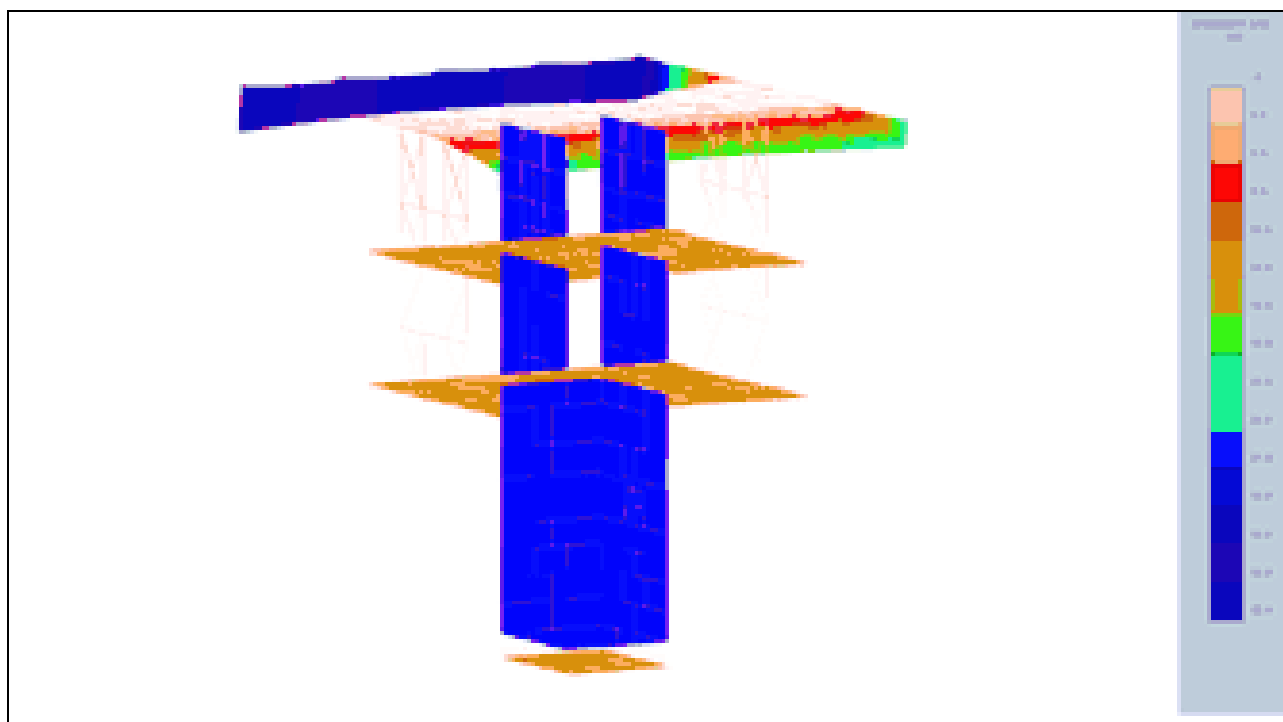


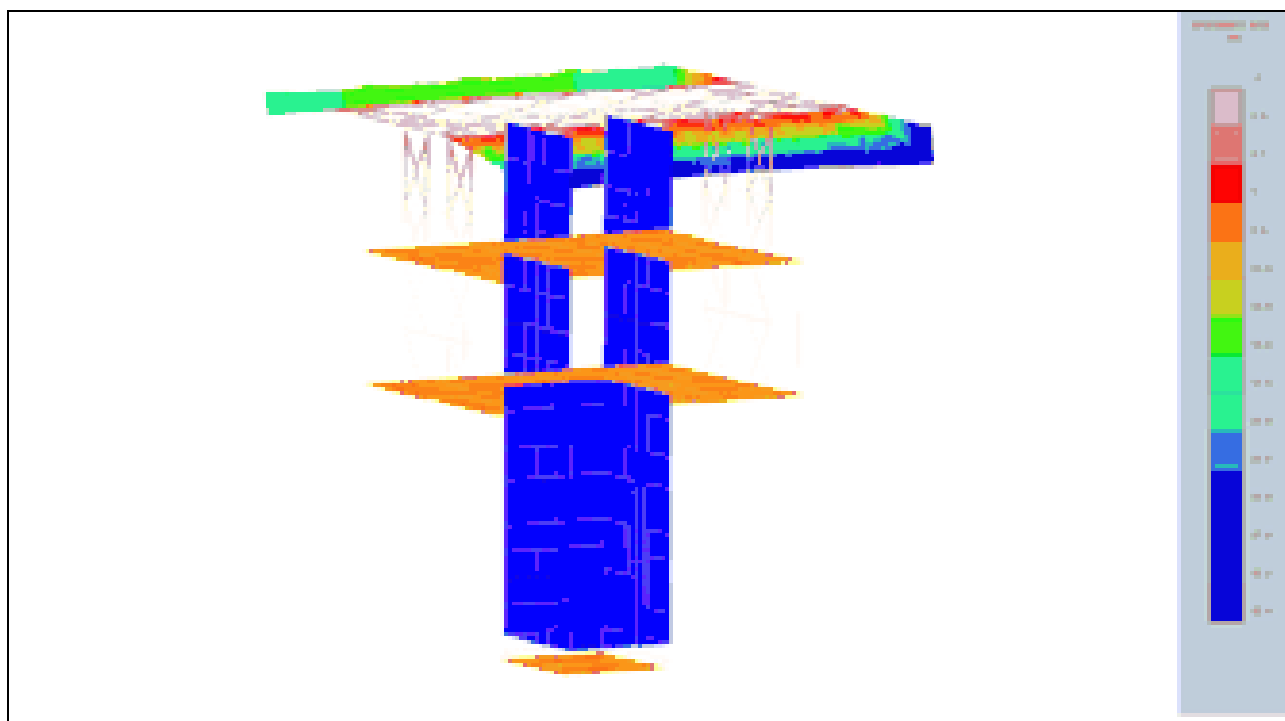
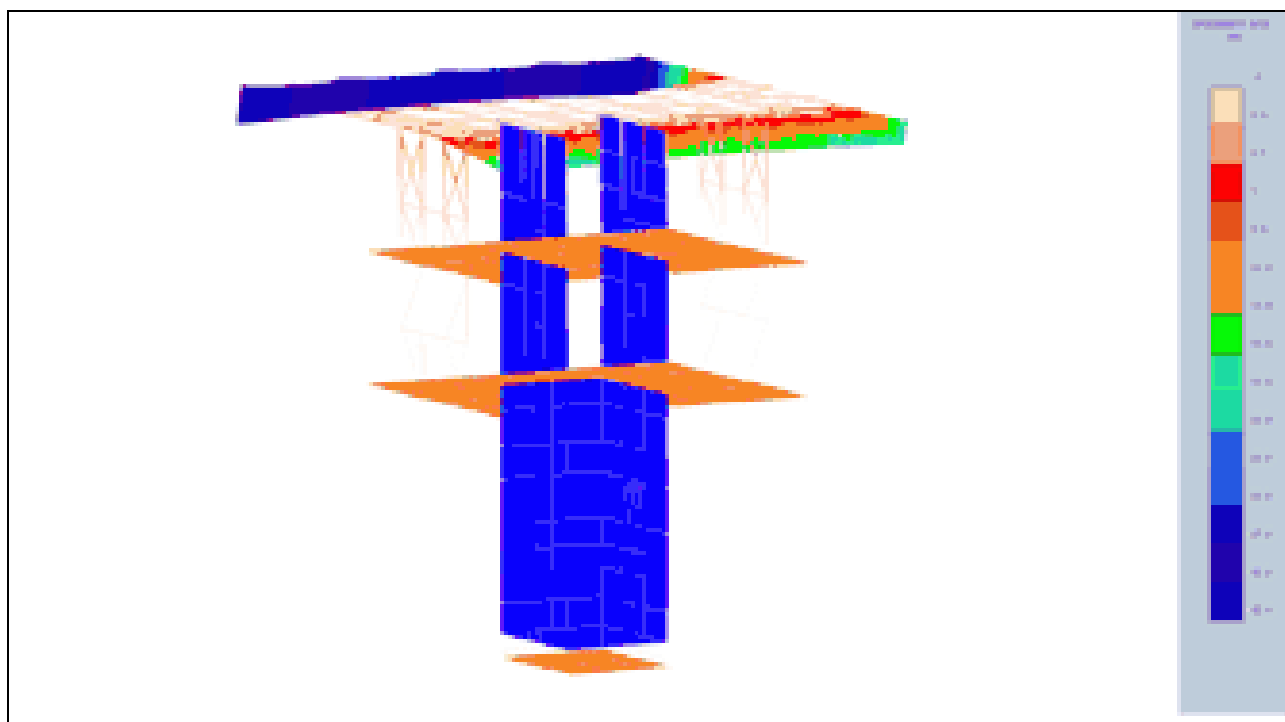


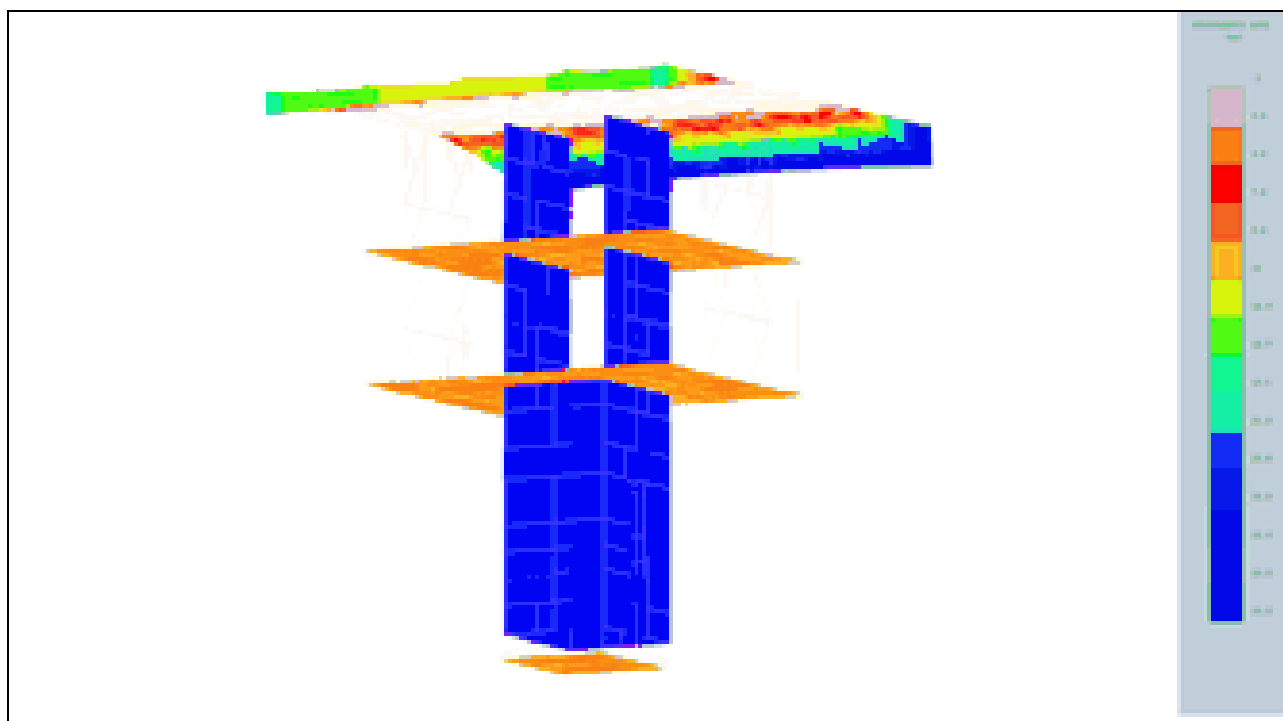
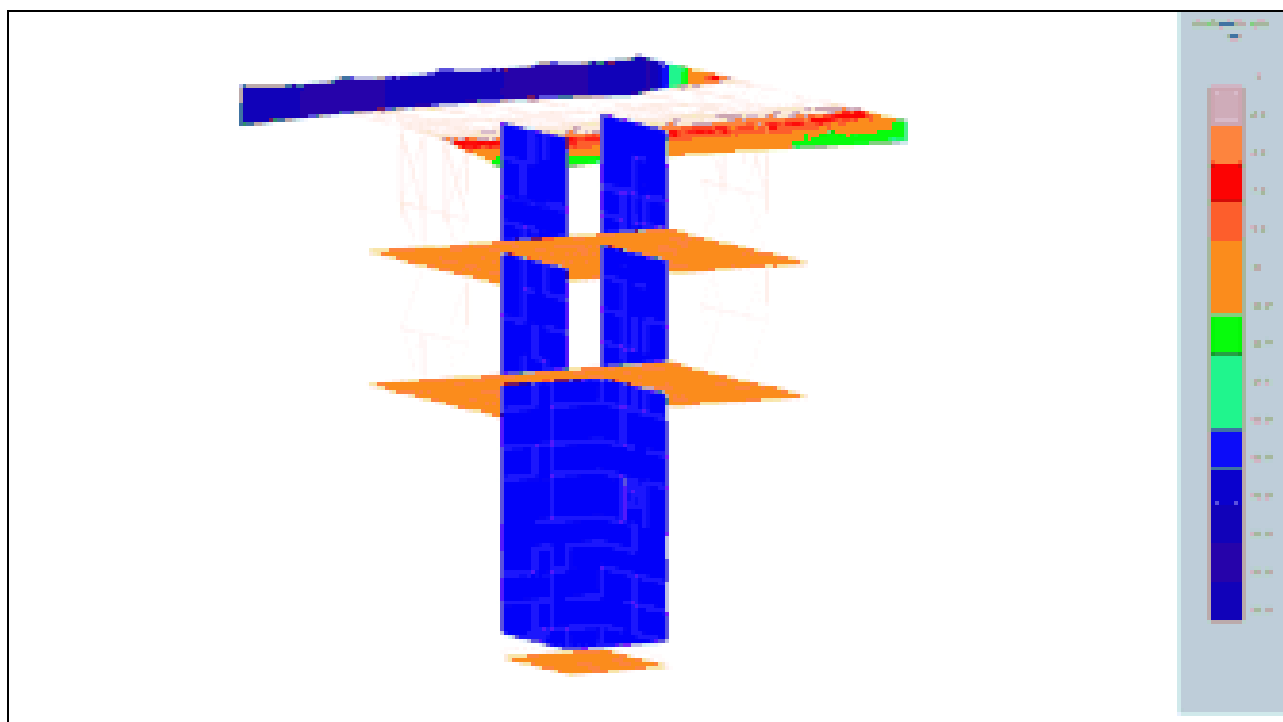


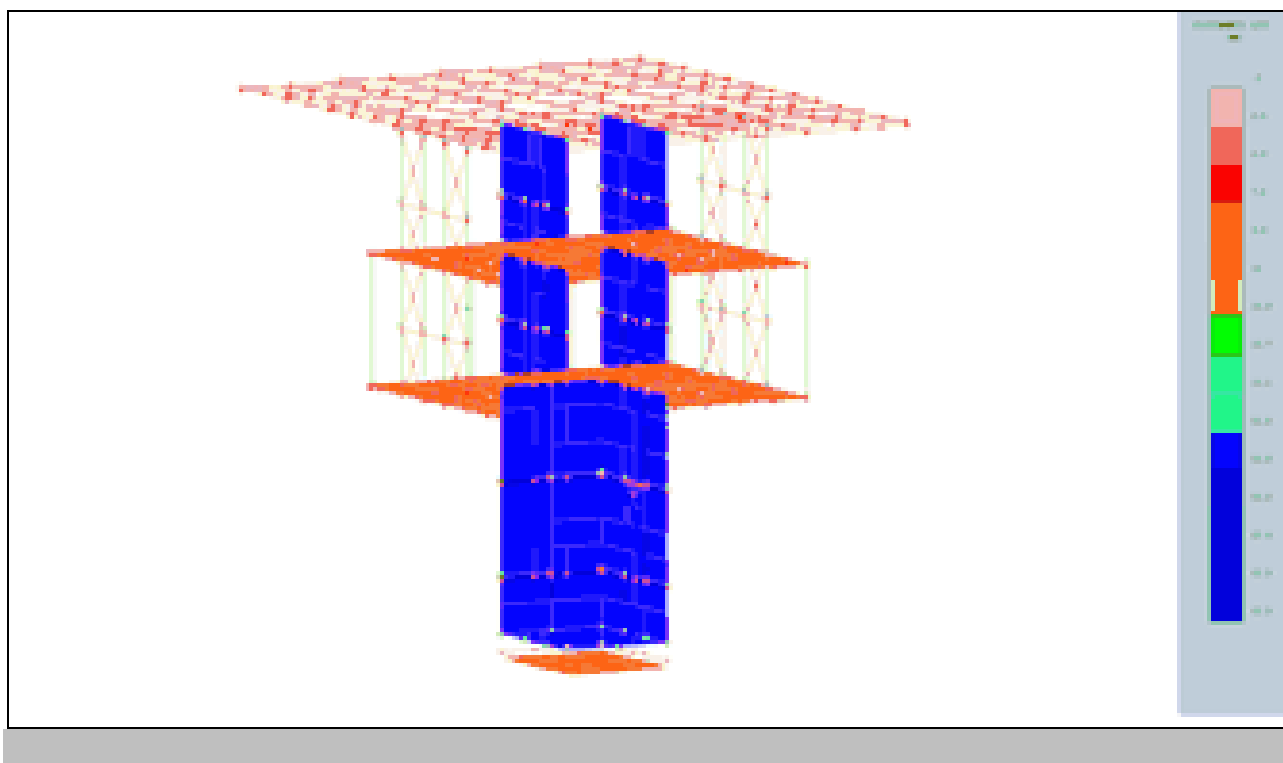
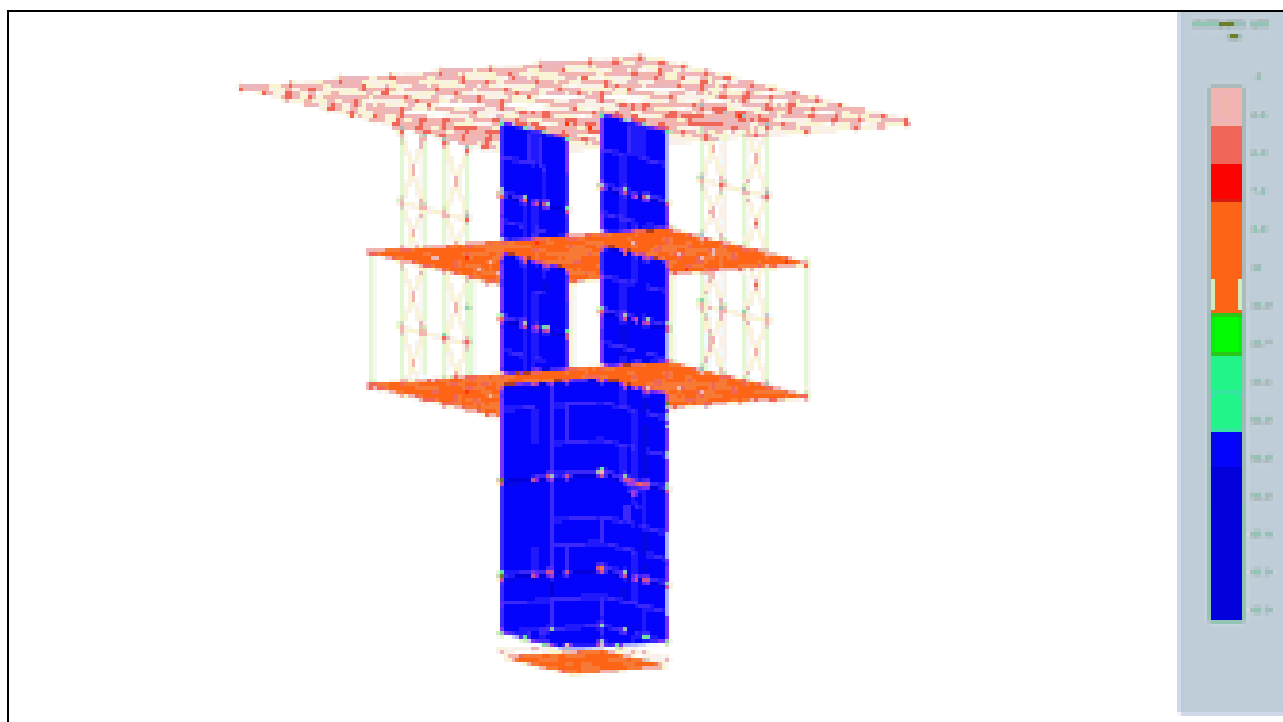
CAMPO DI SPOSTAMENTI



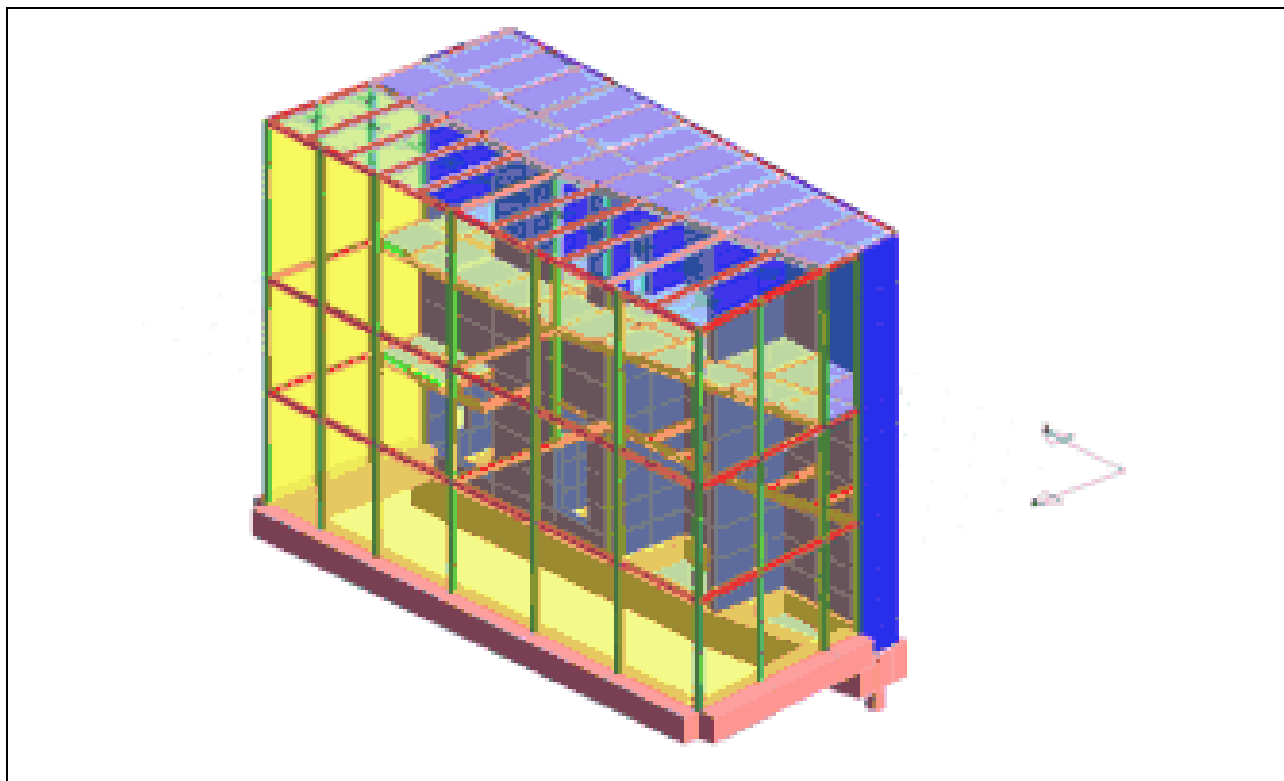




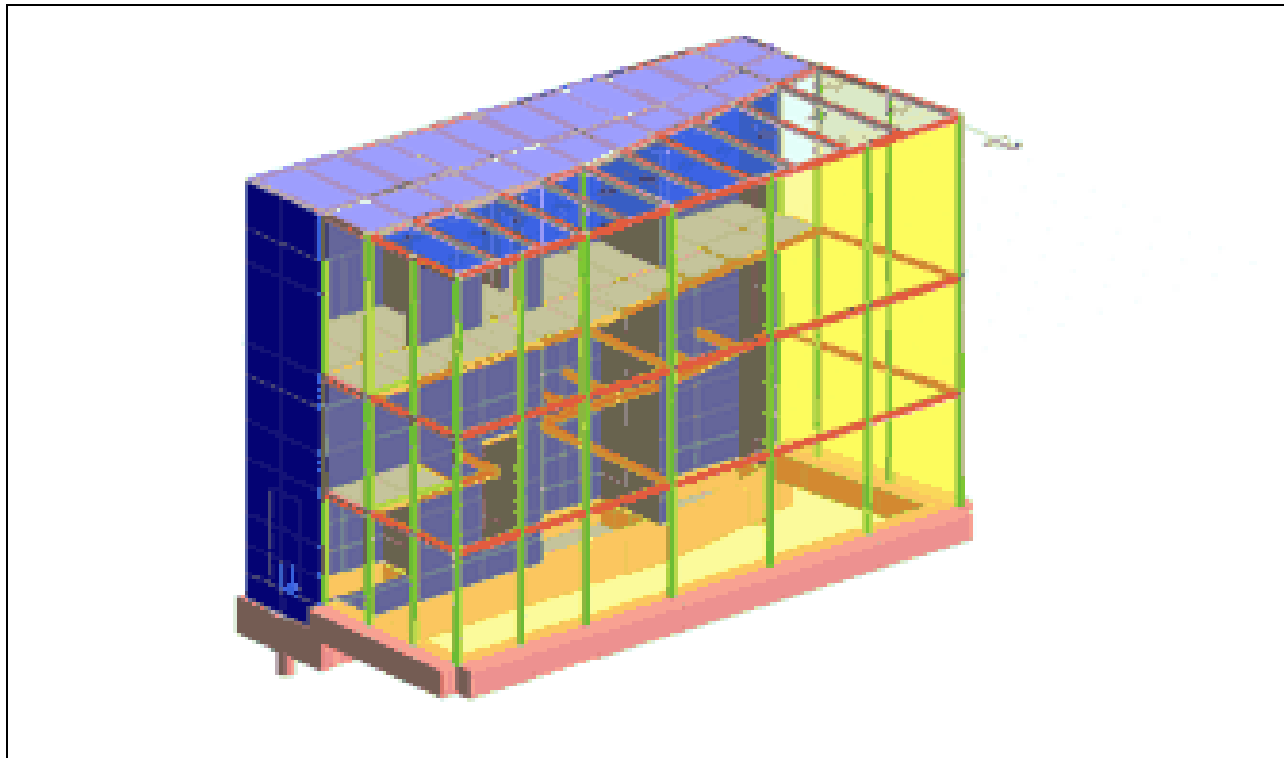




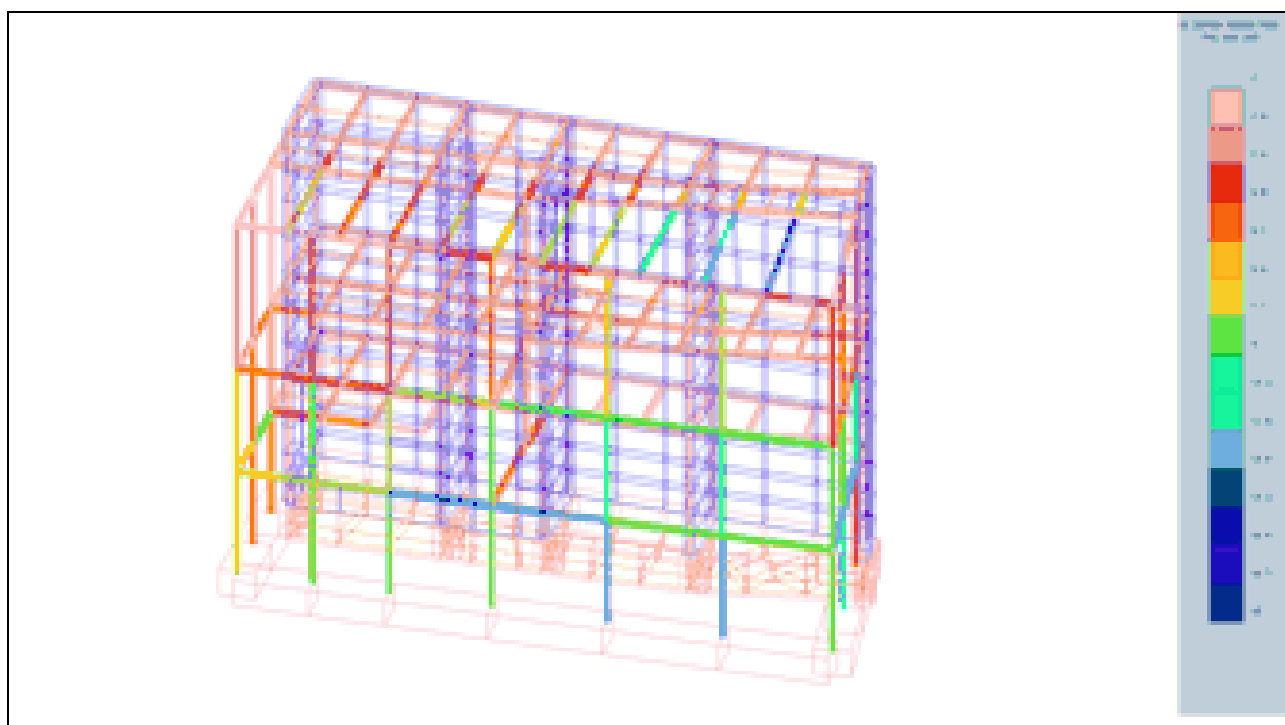
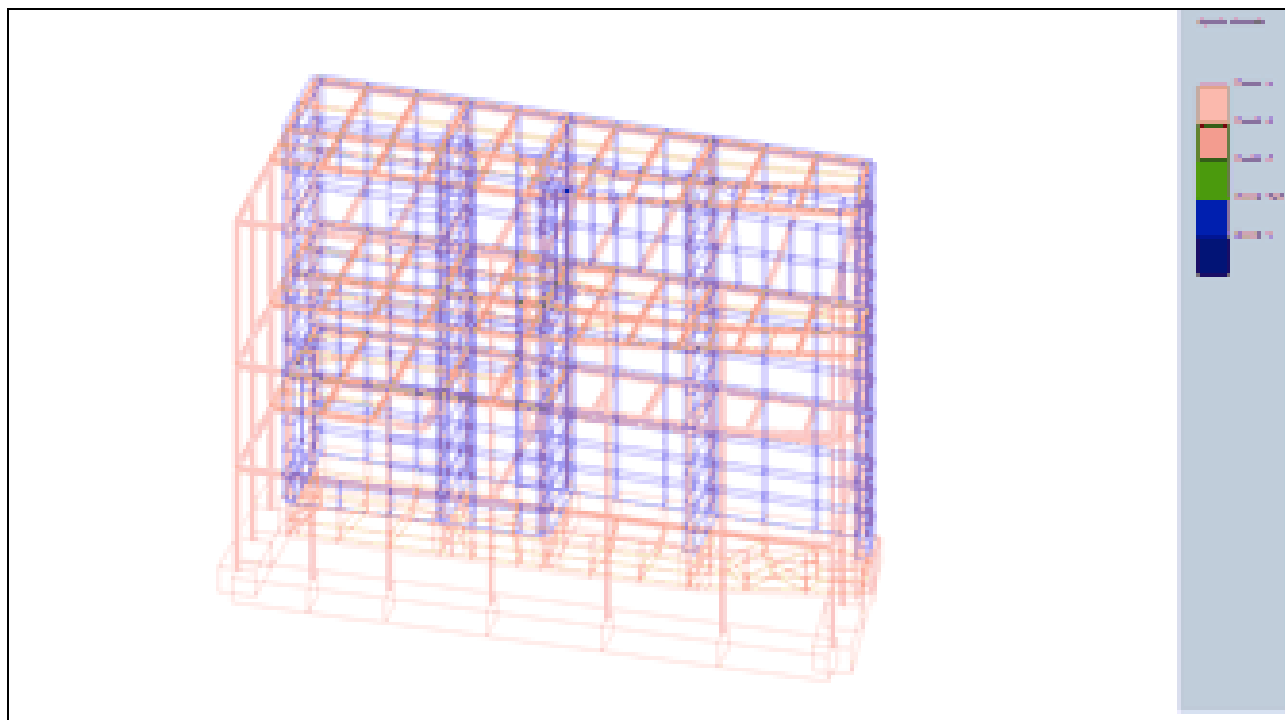
BLOCCO C

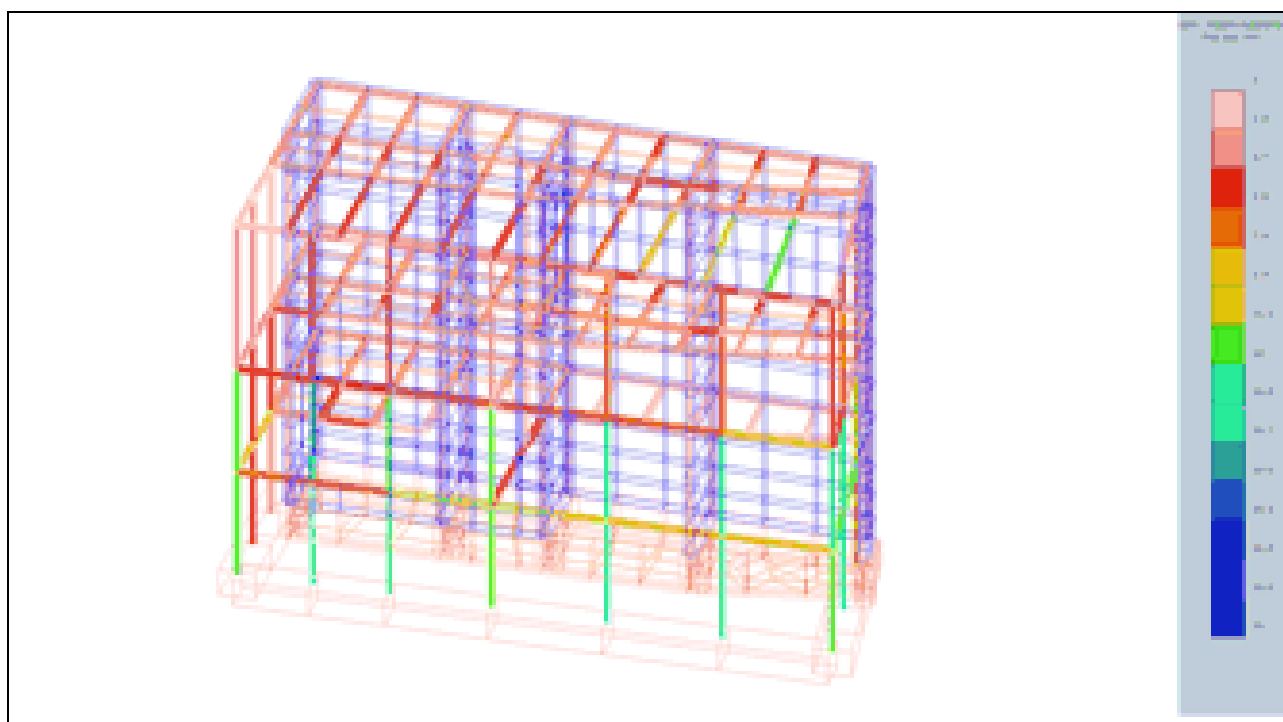
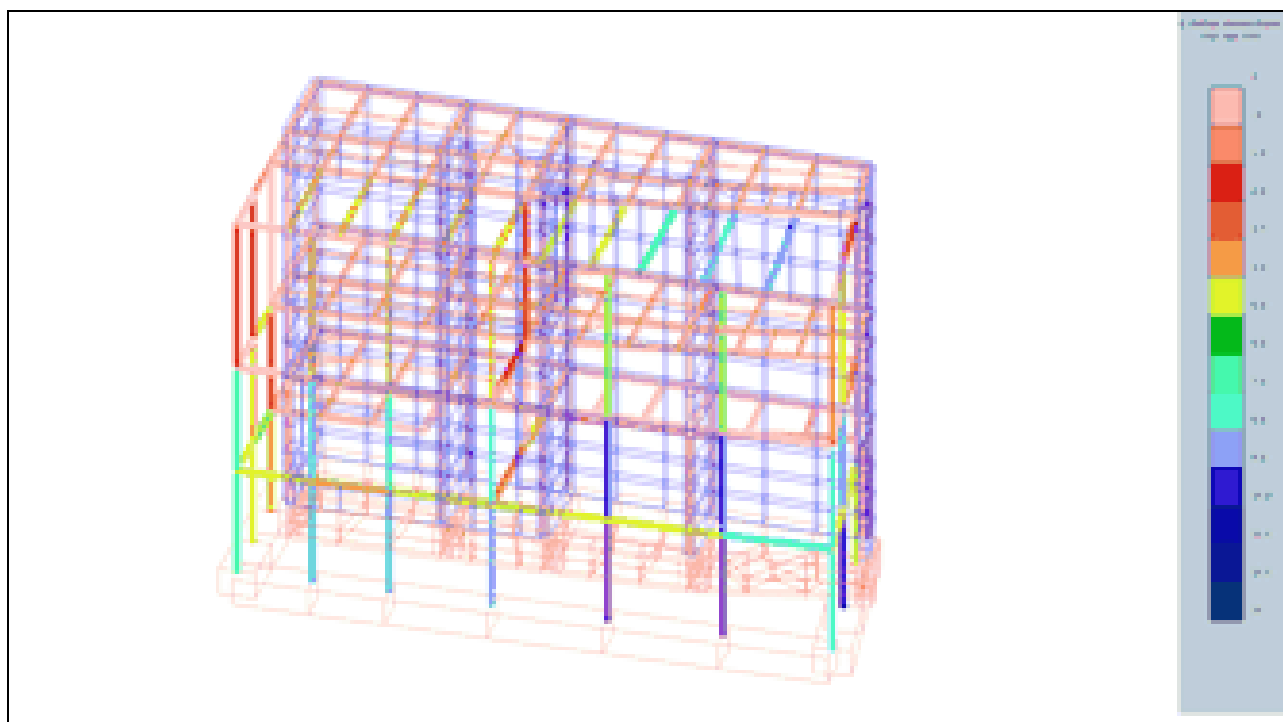


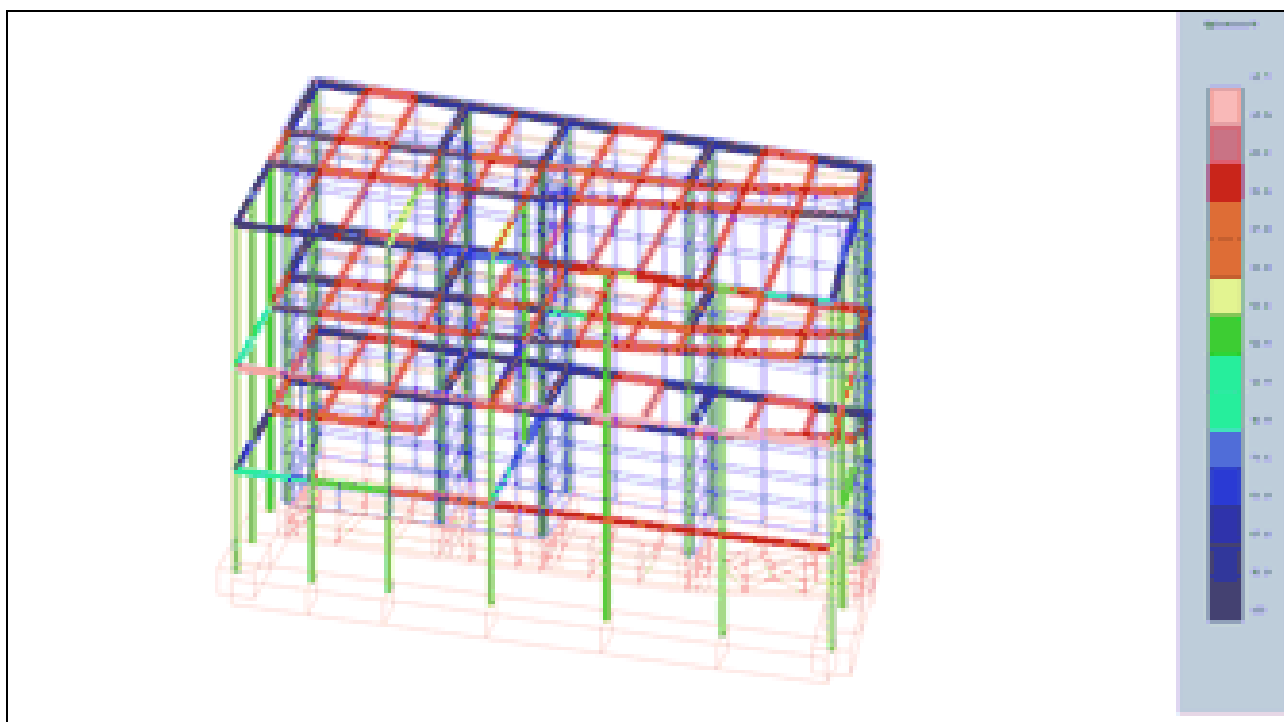
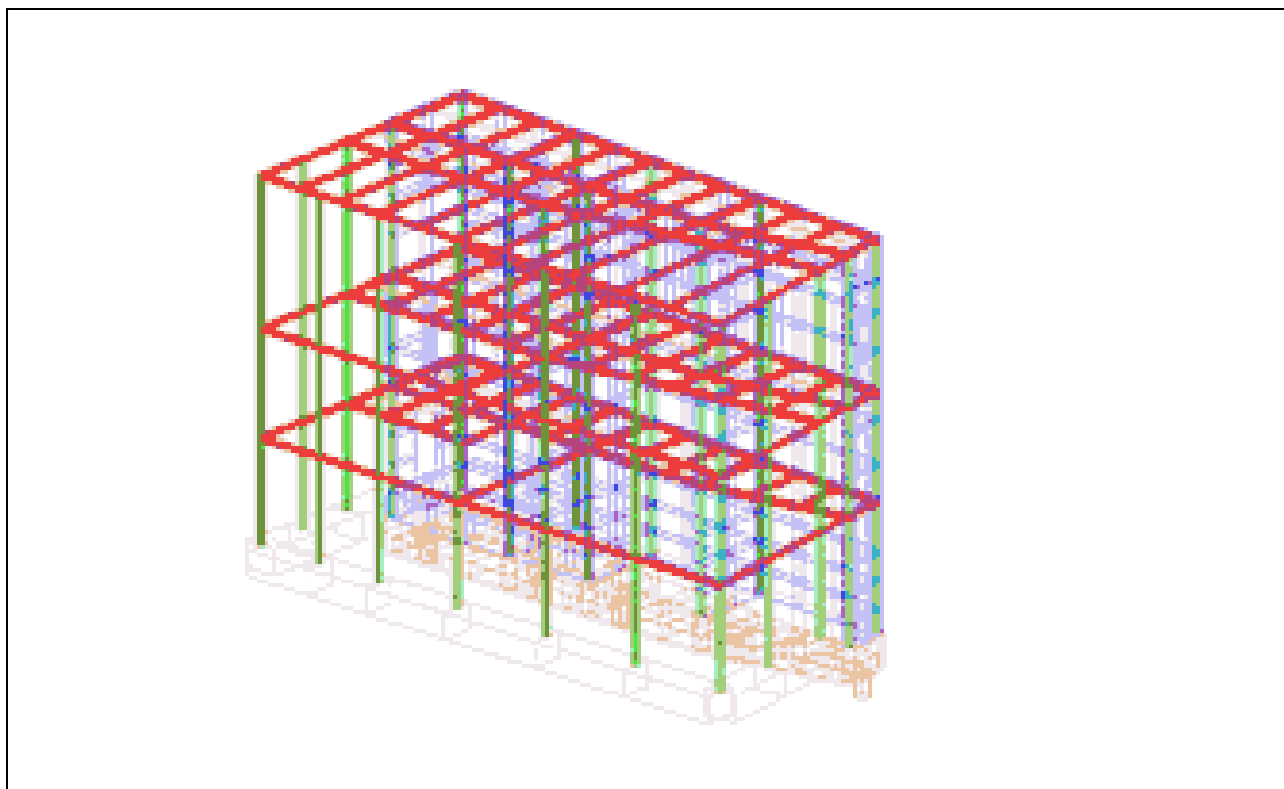
MODELLO

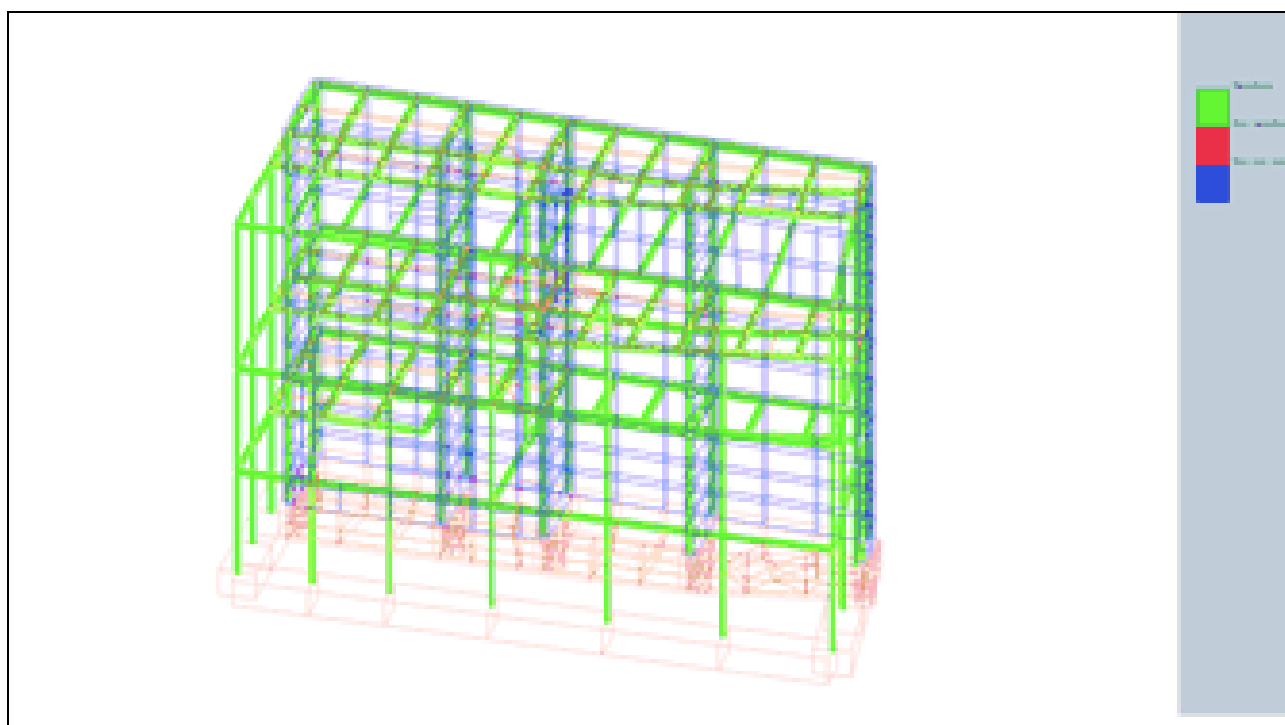
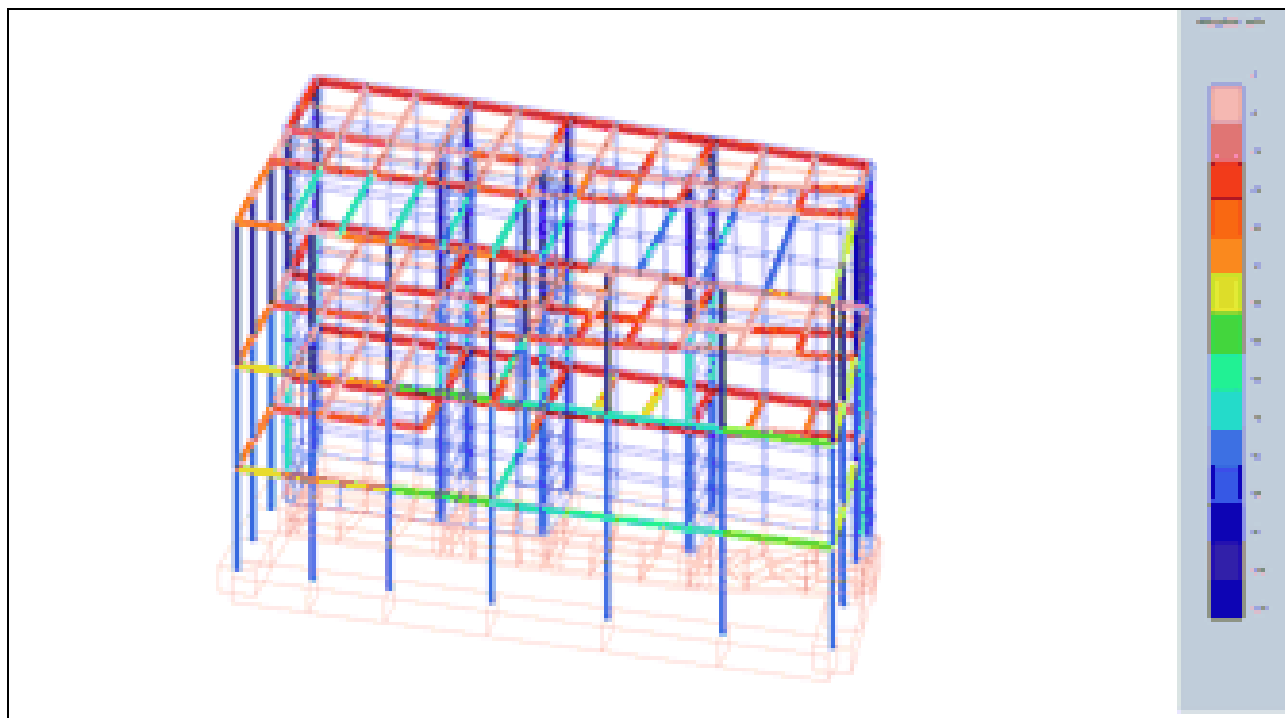


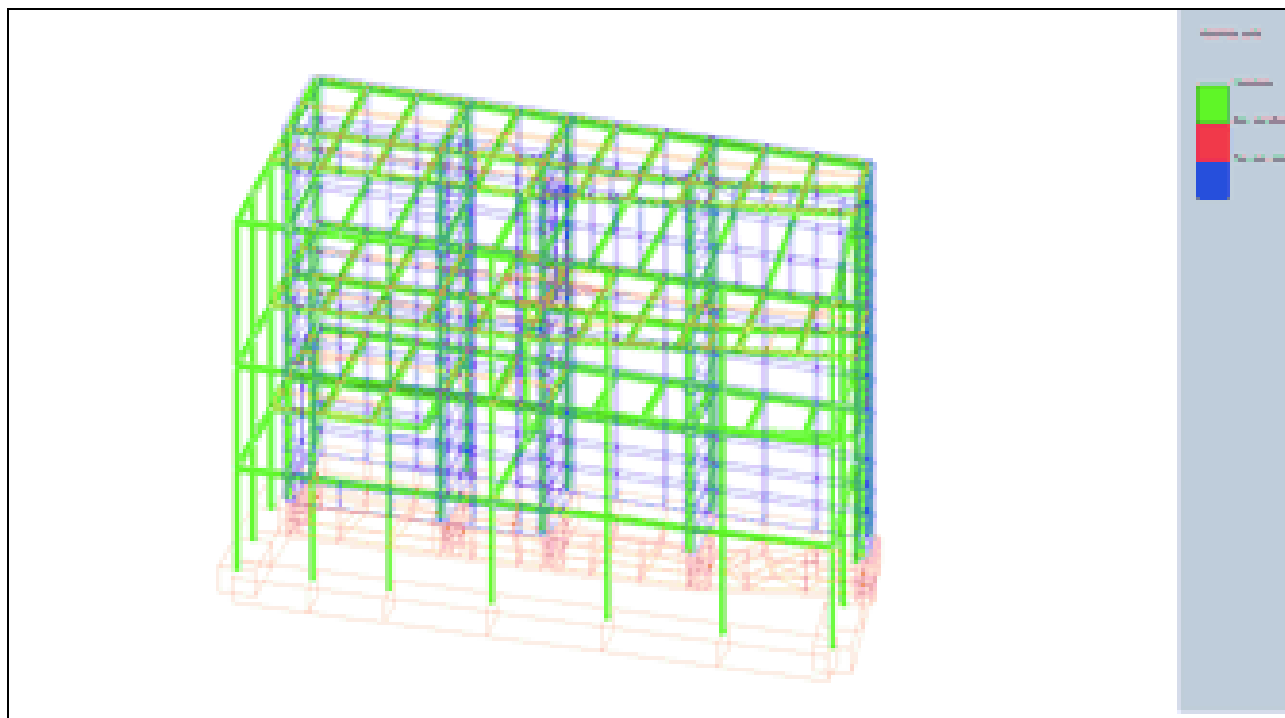
COMPONENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO



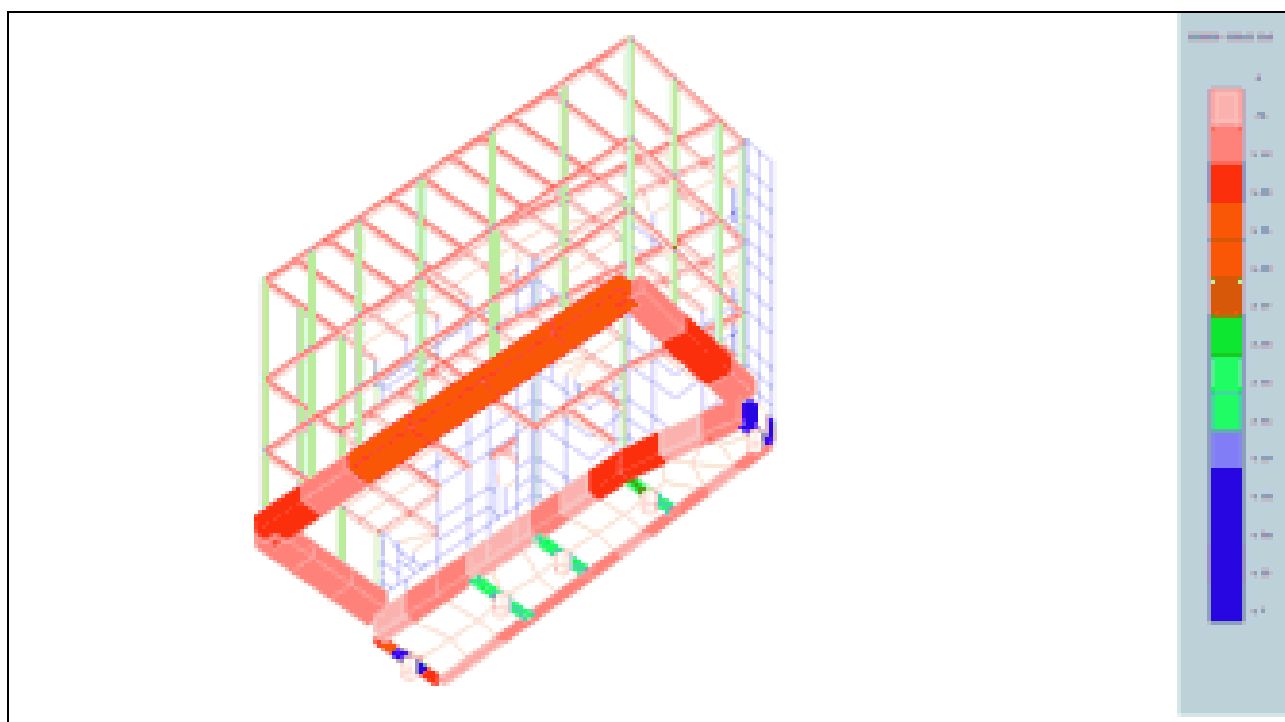


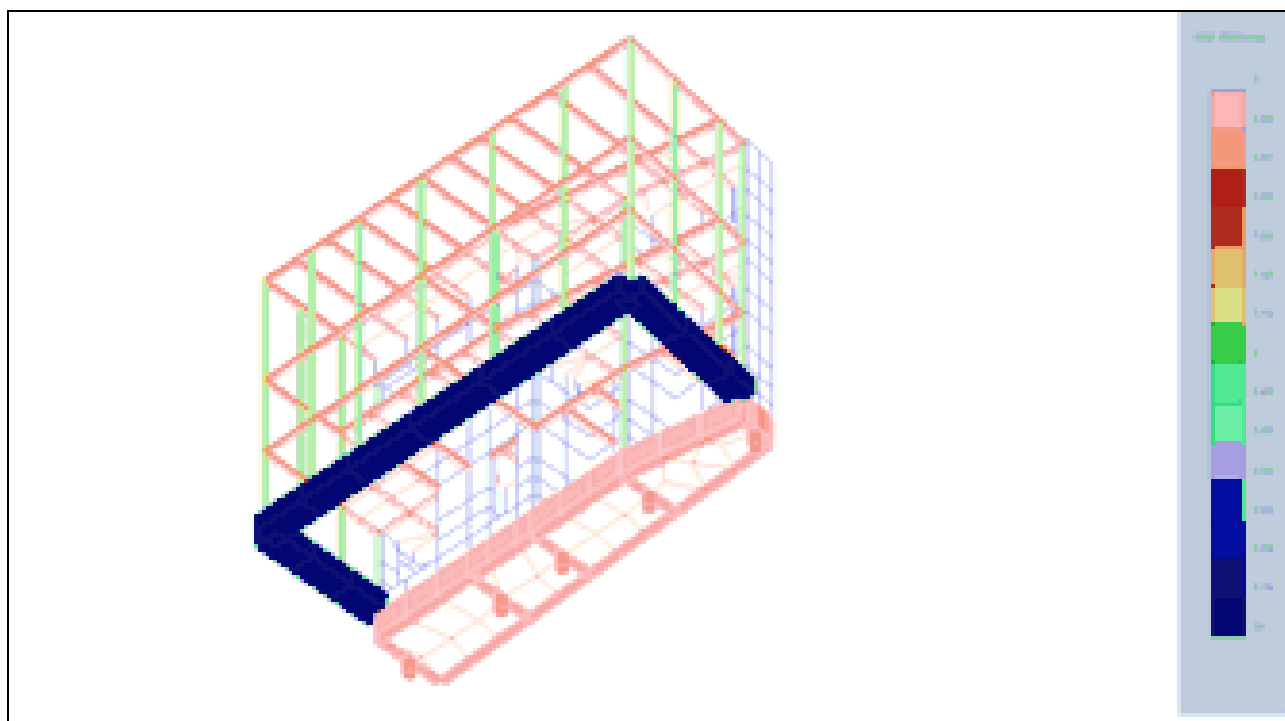
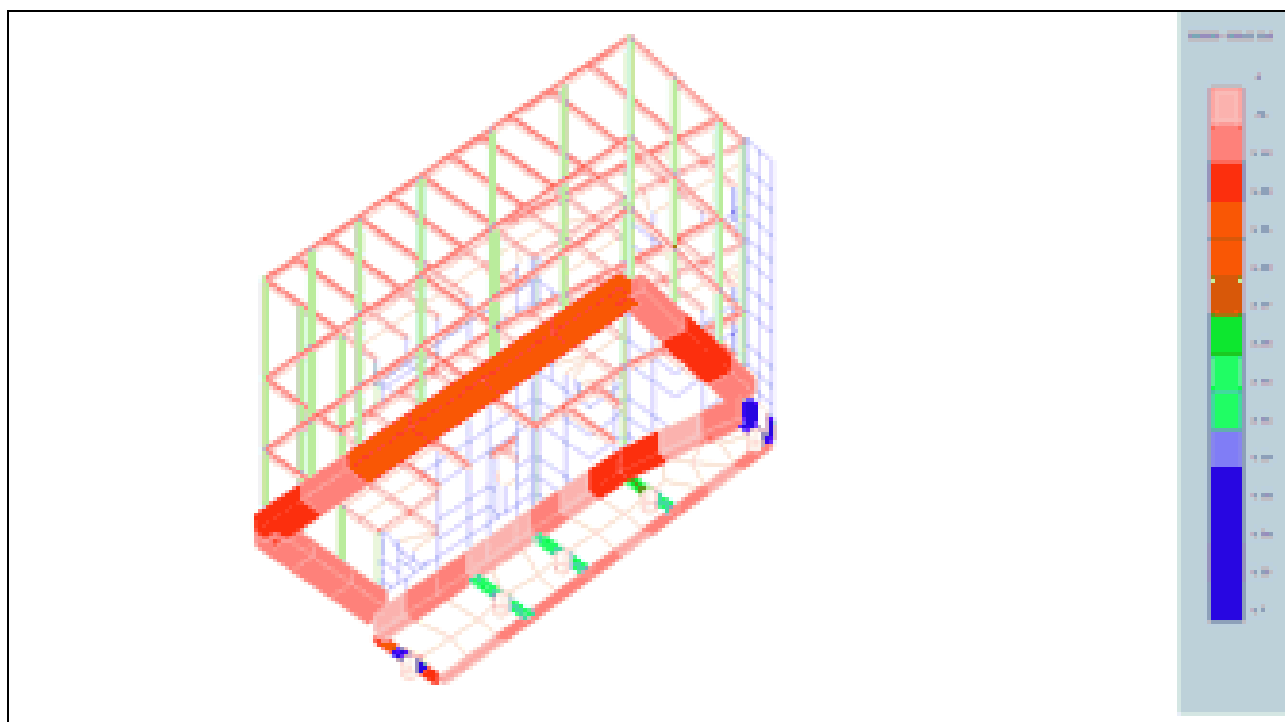


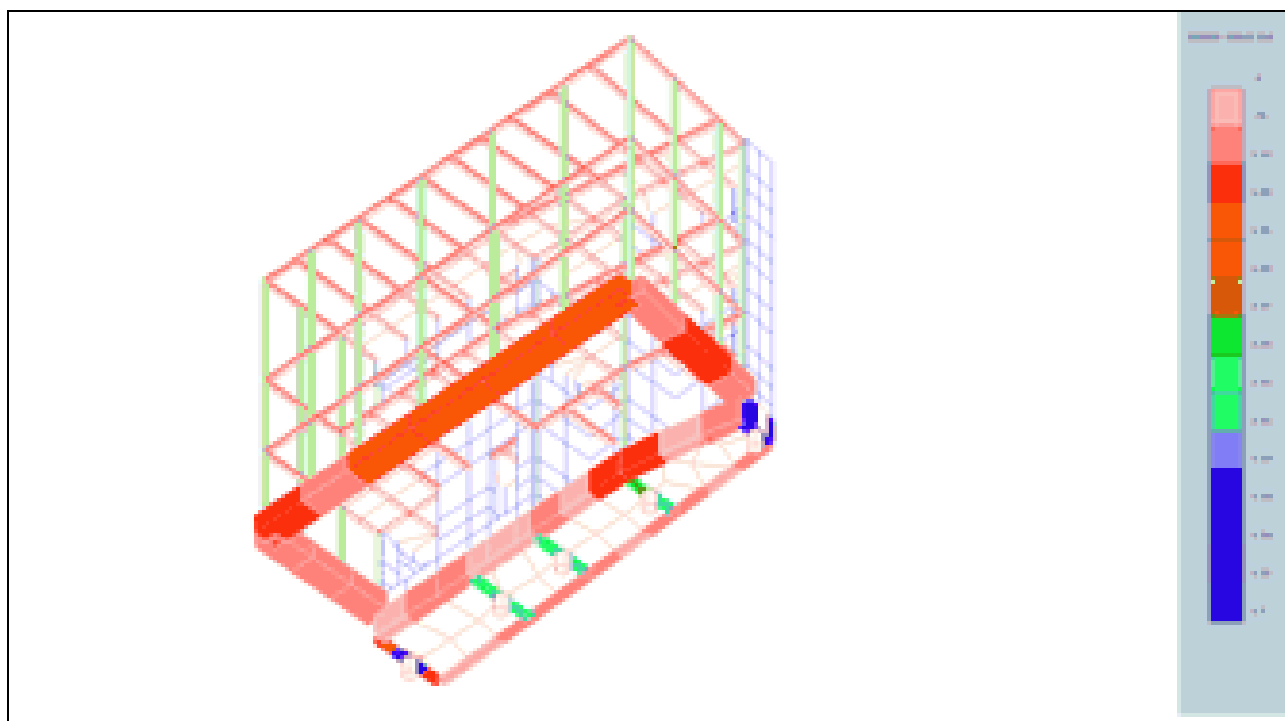
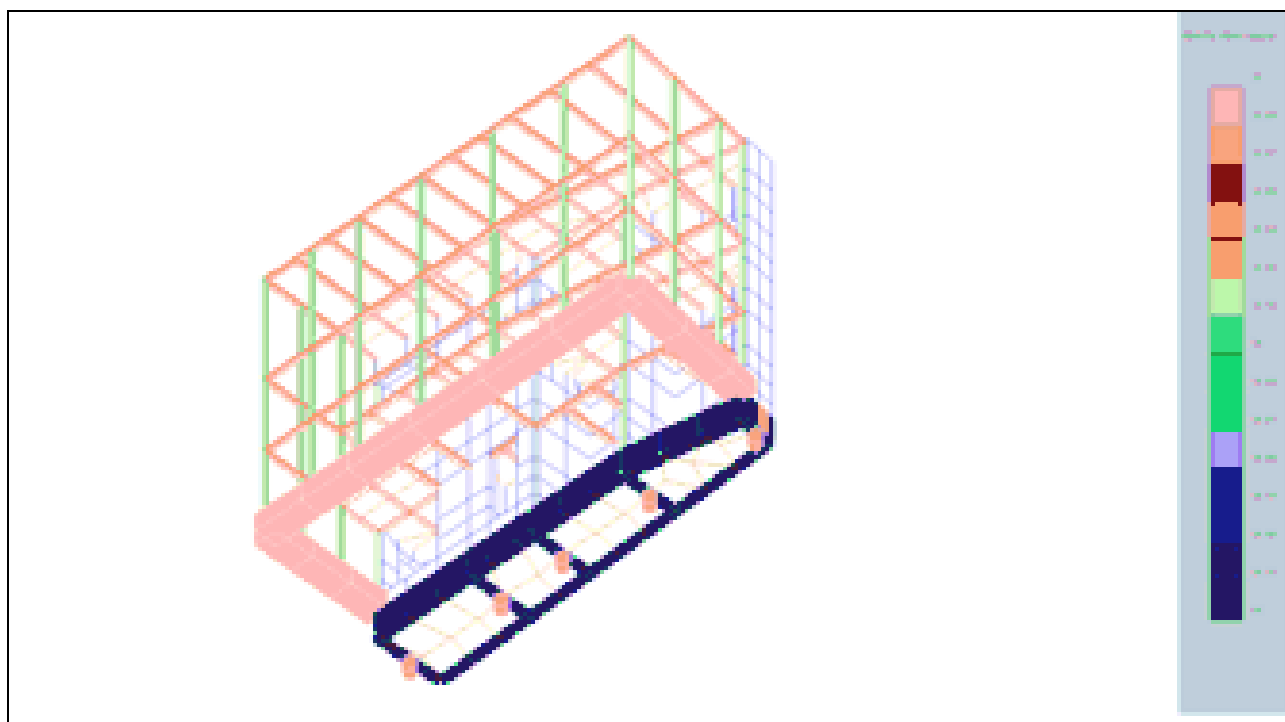


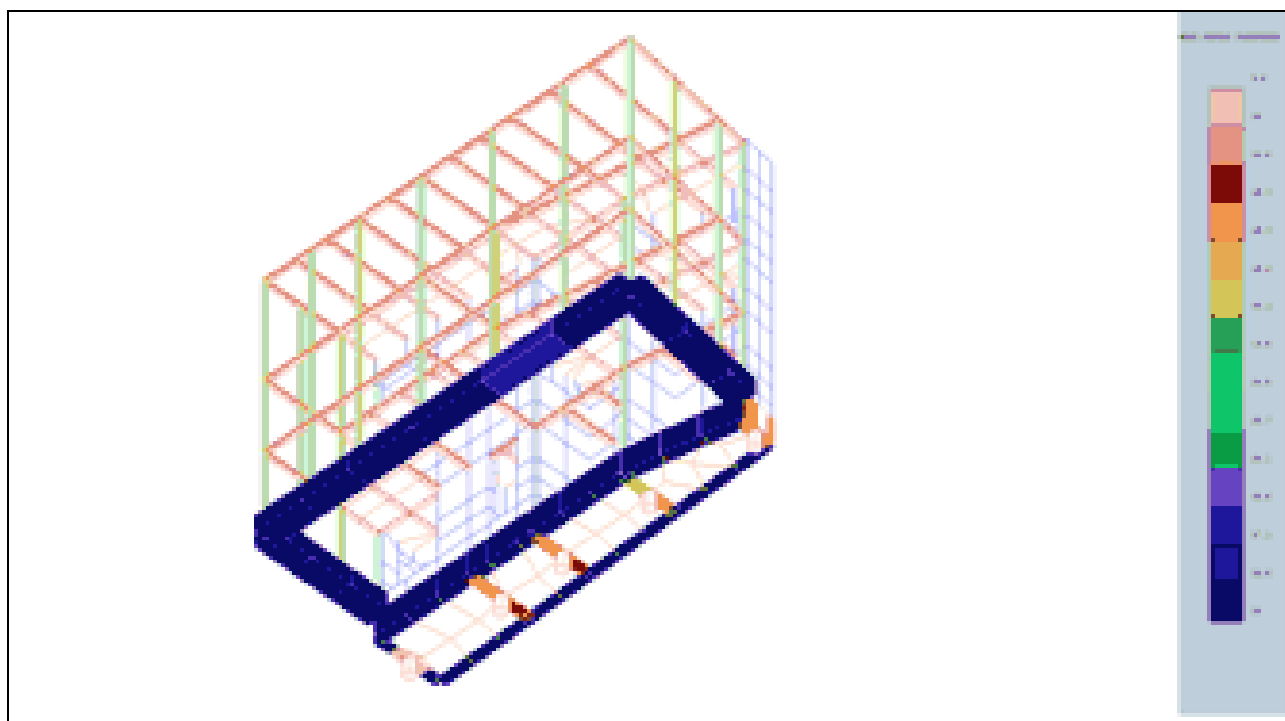
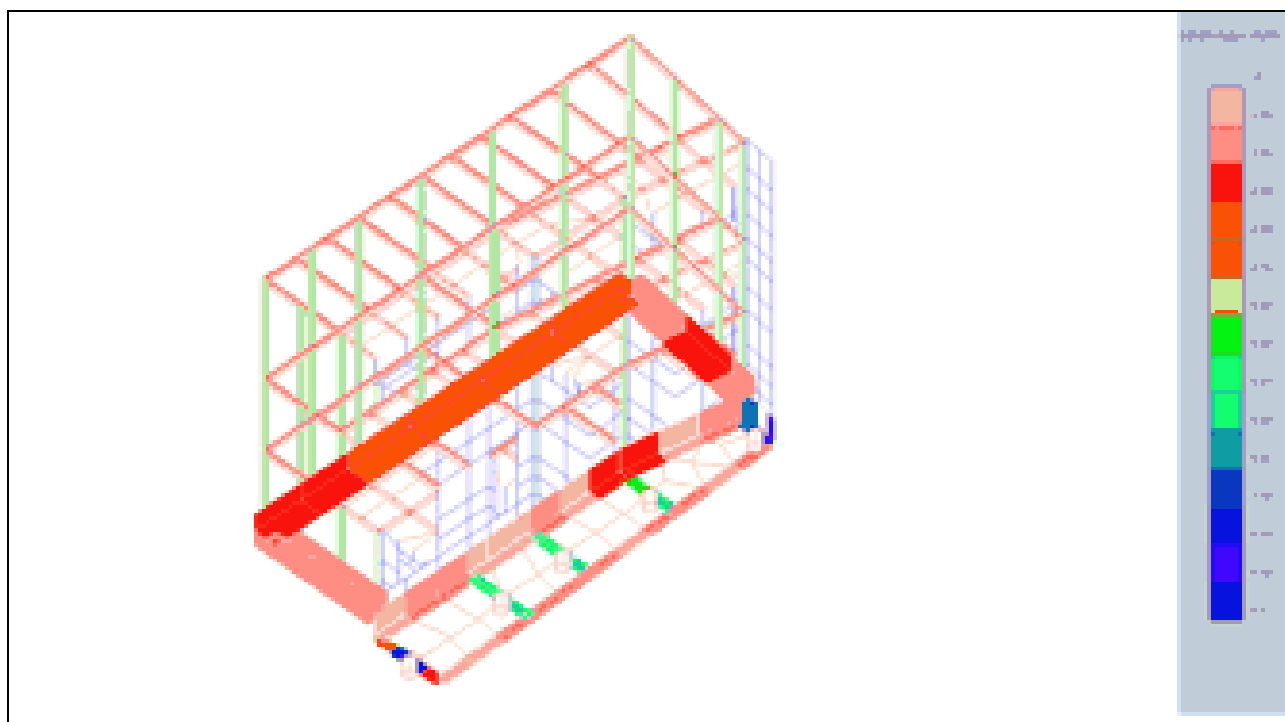


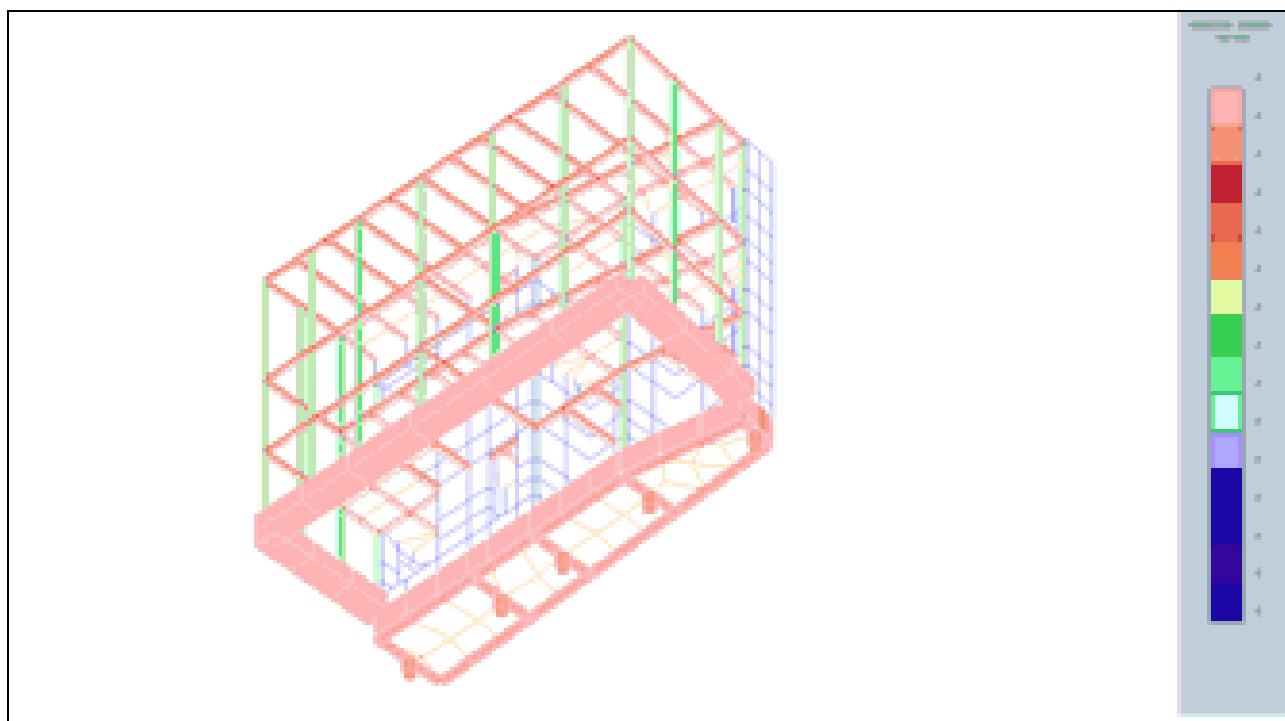
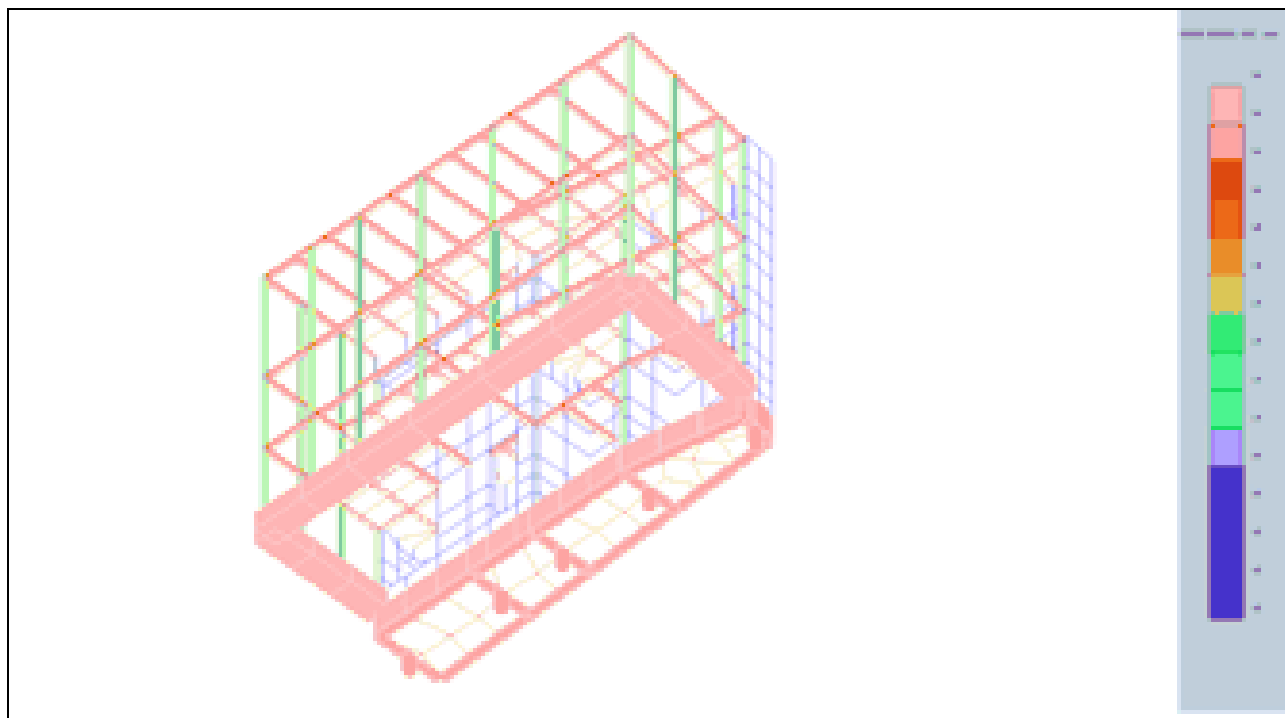
COMPONENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

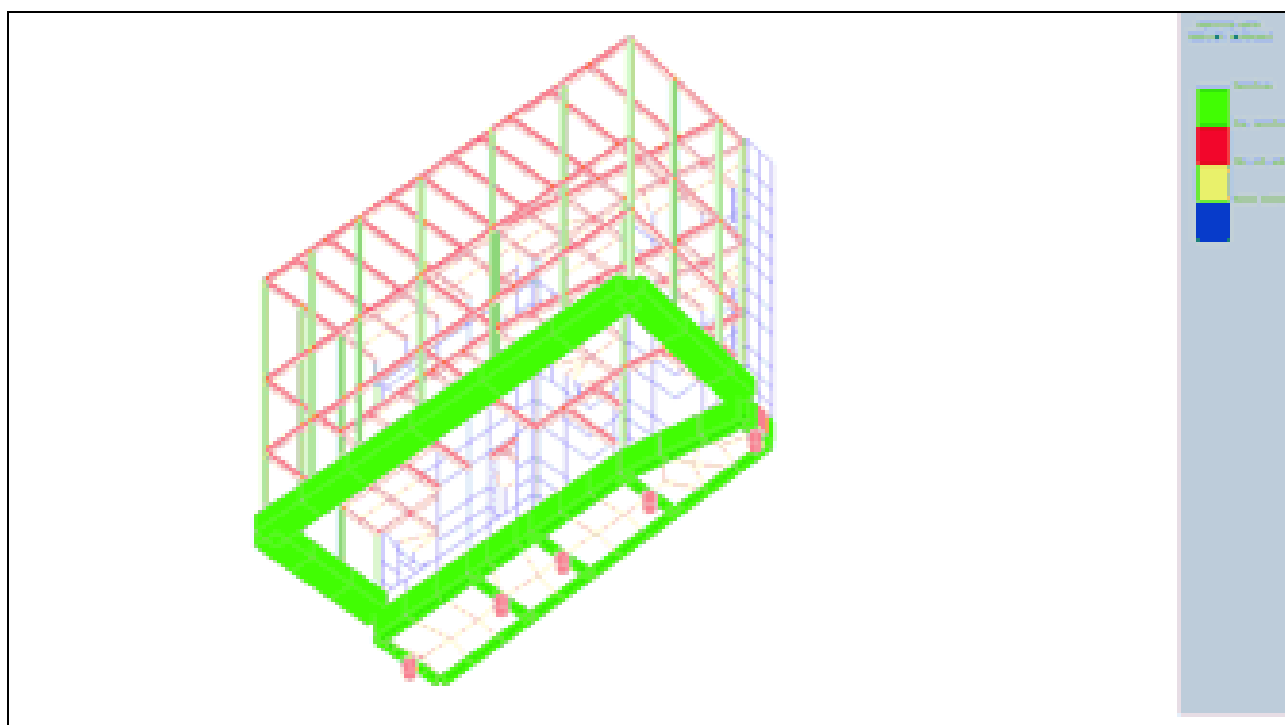
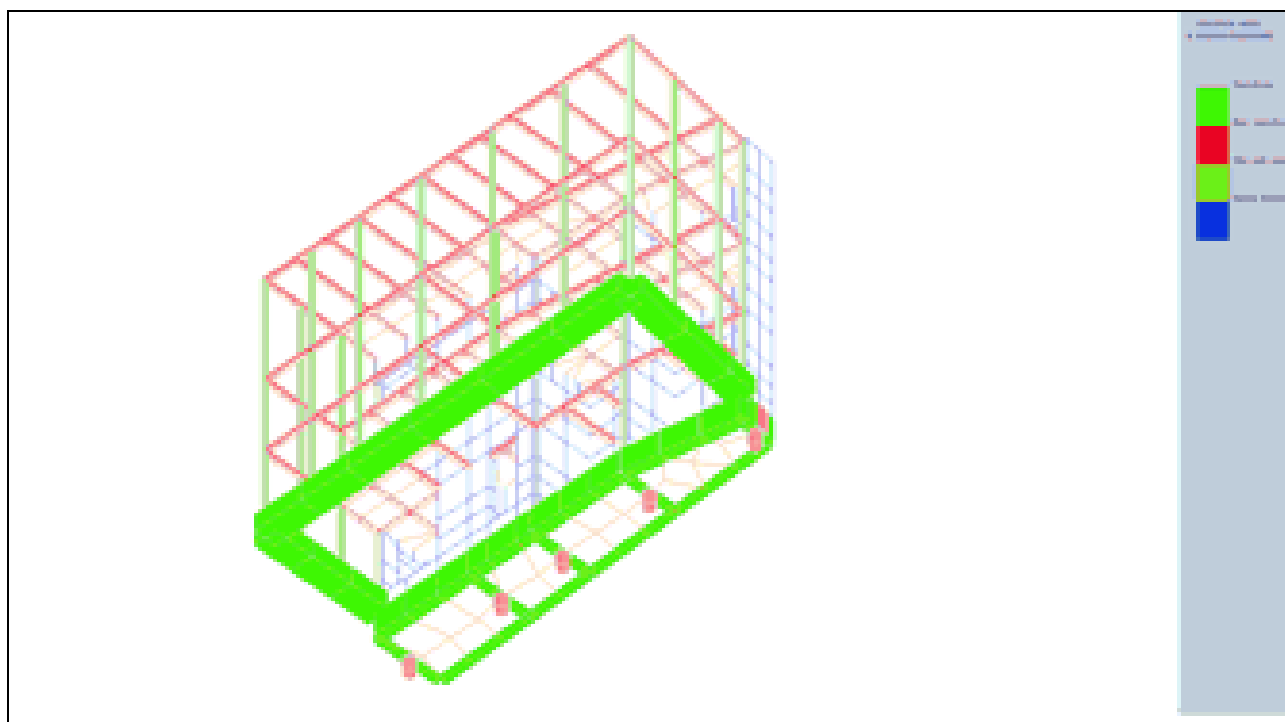


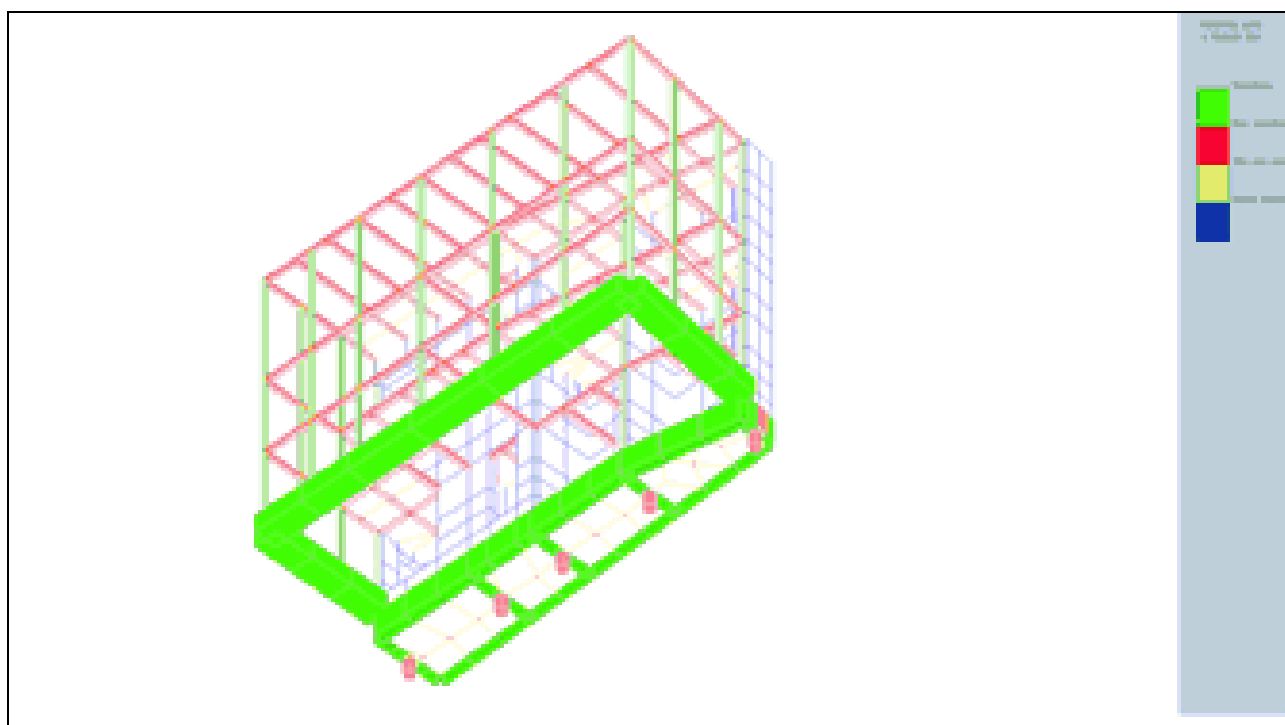
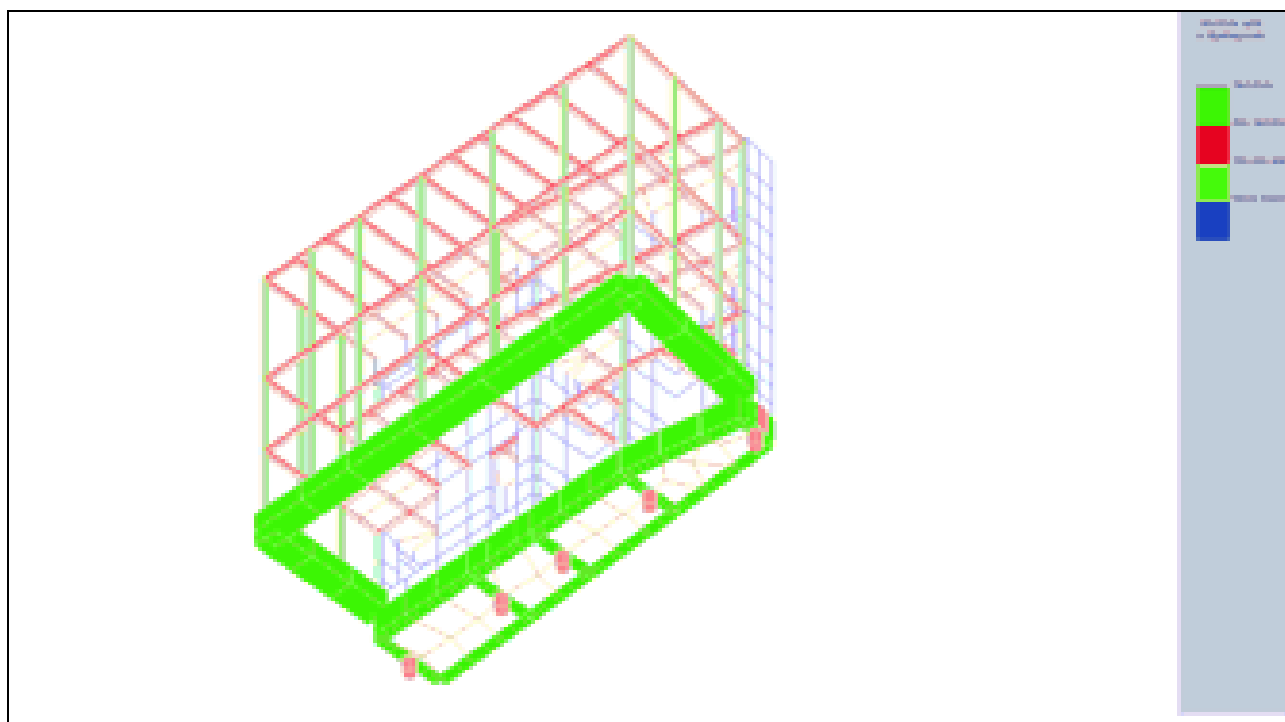


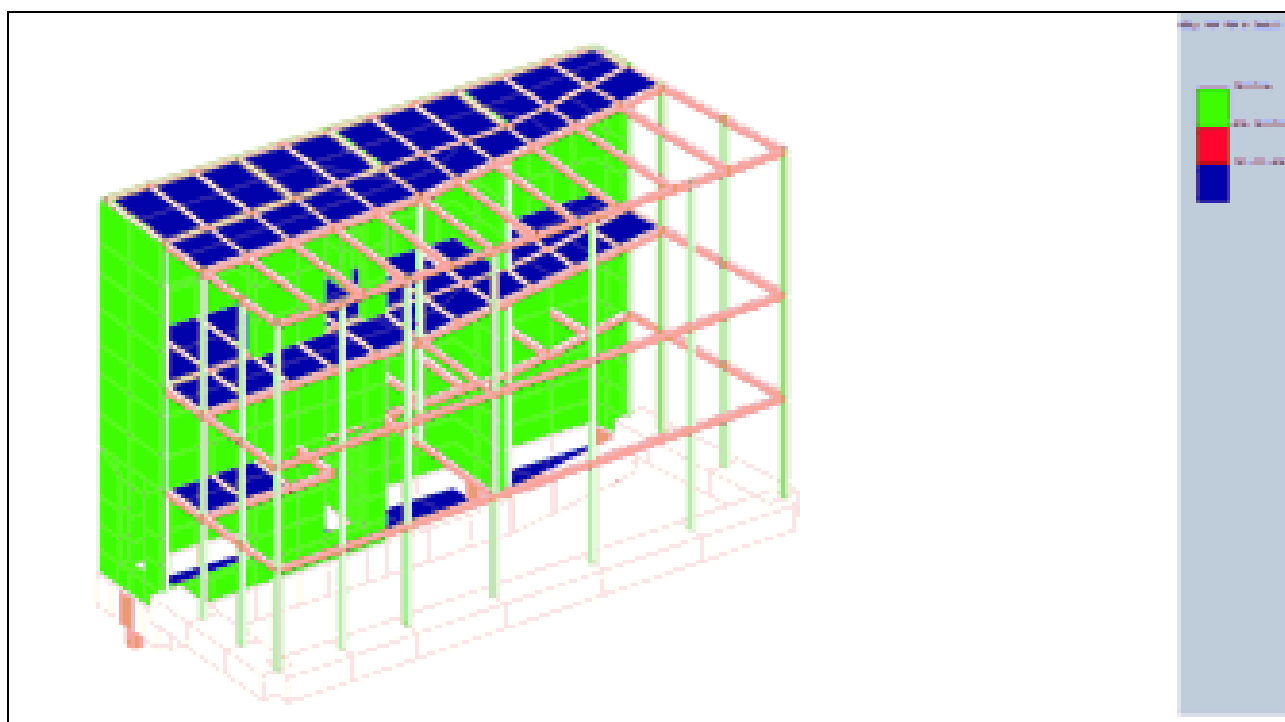
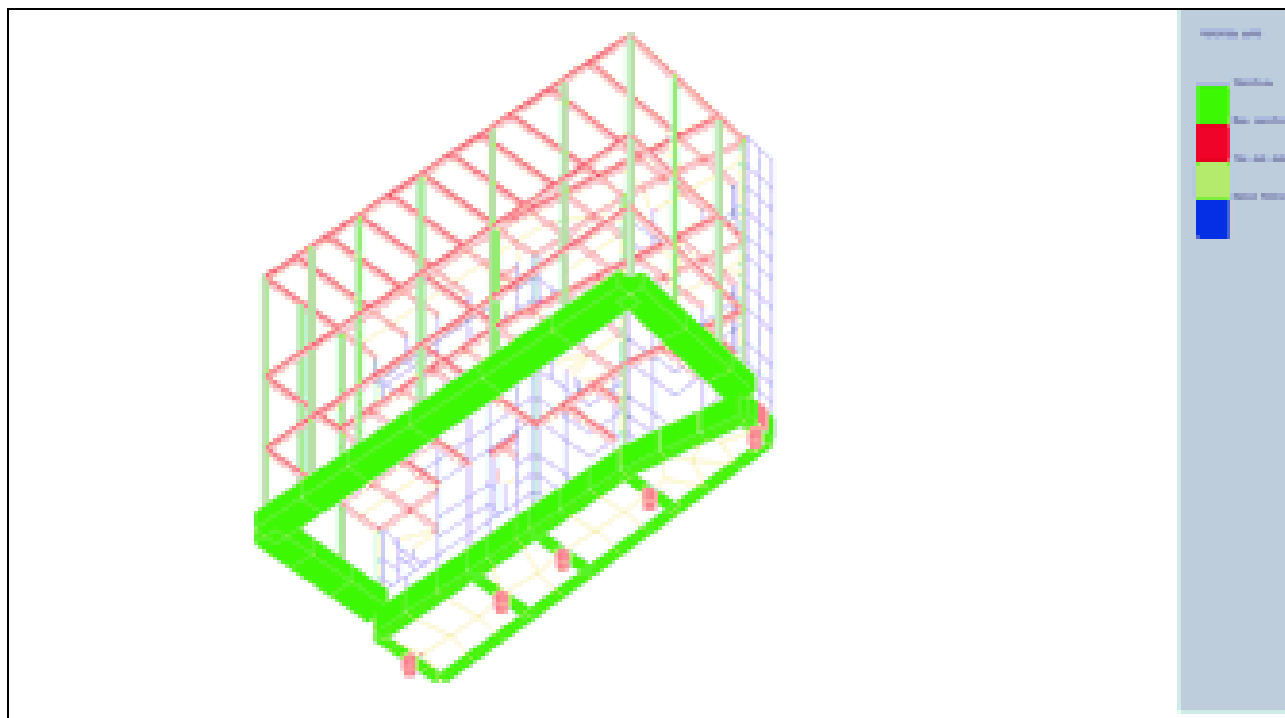


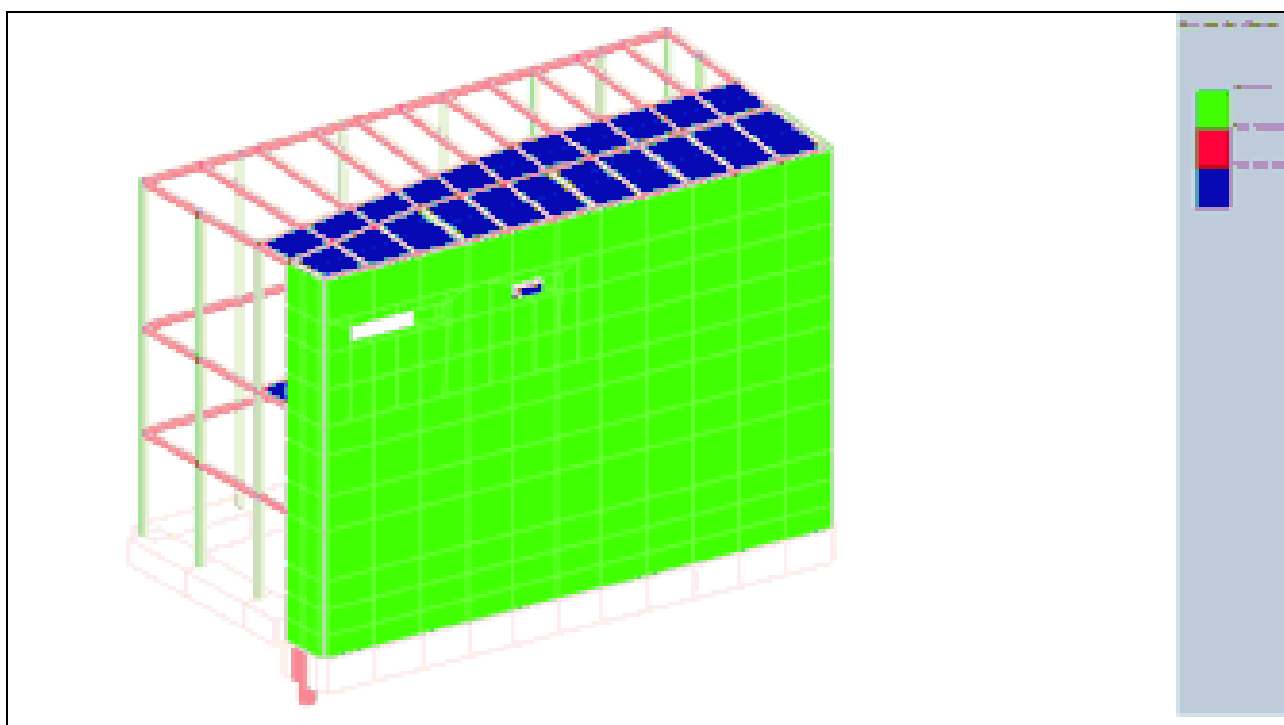
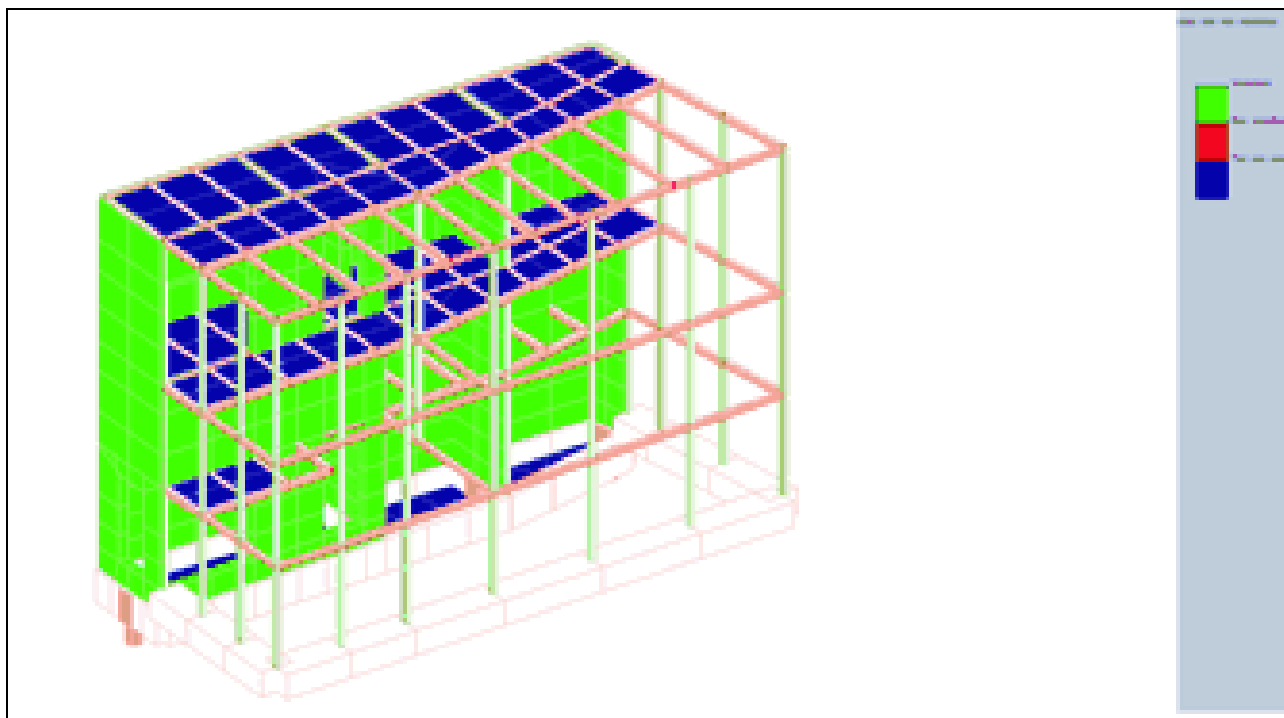


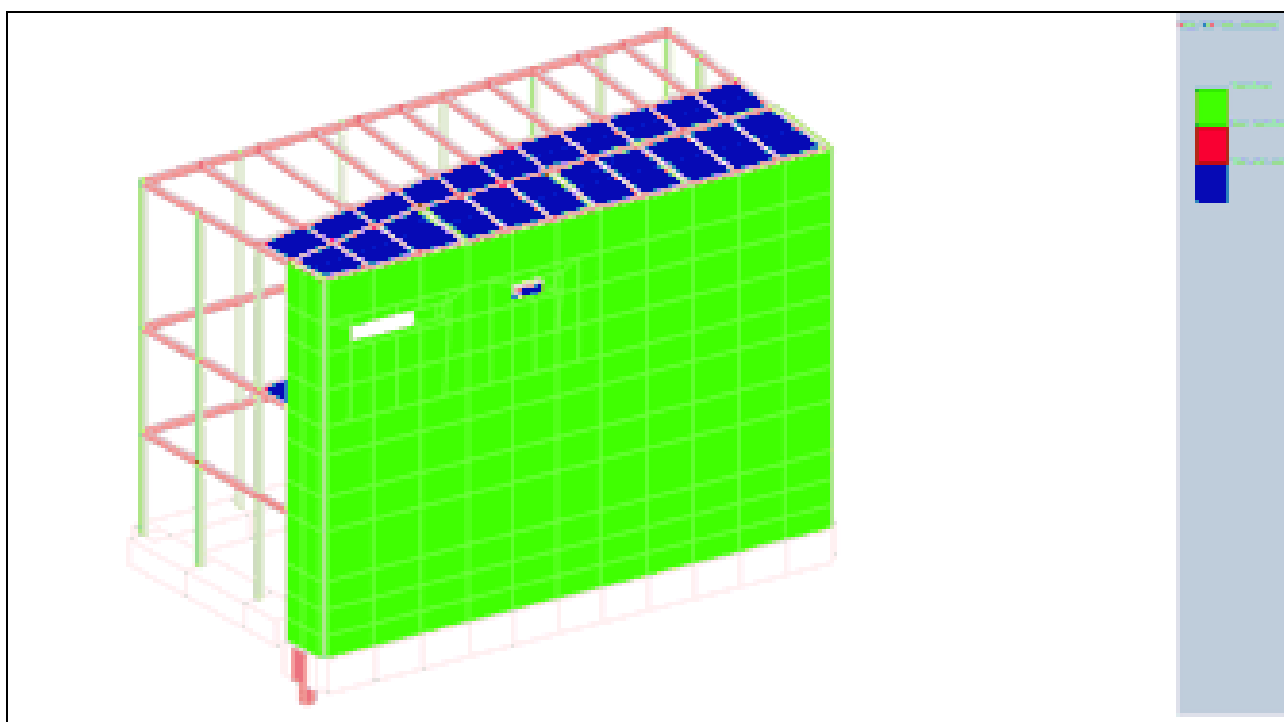
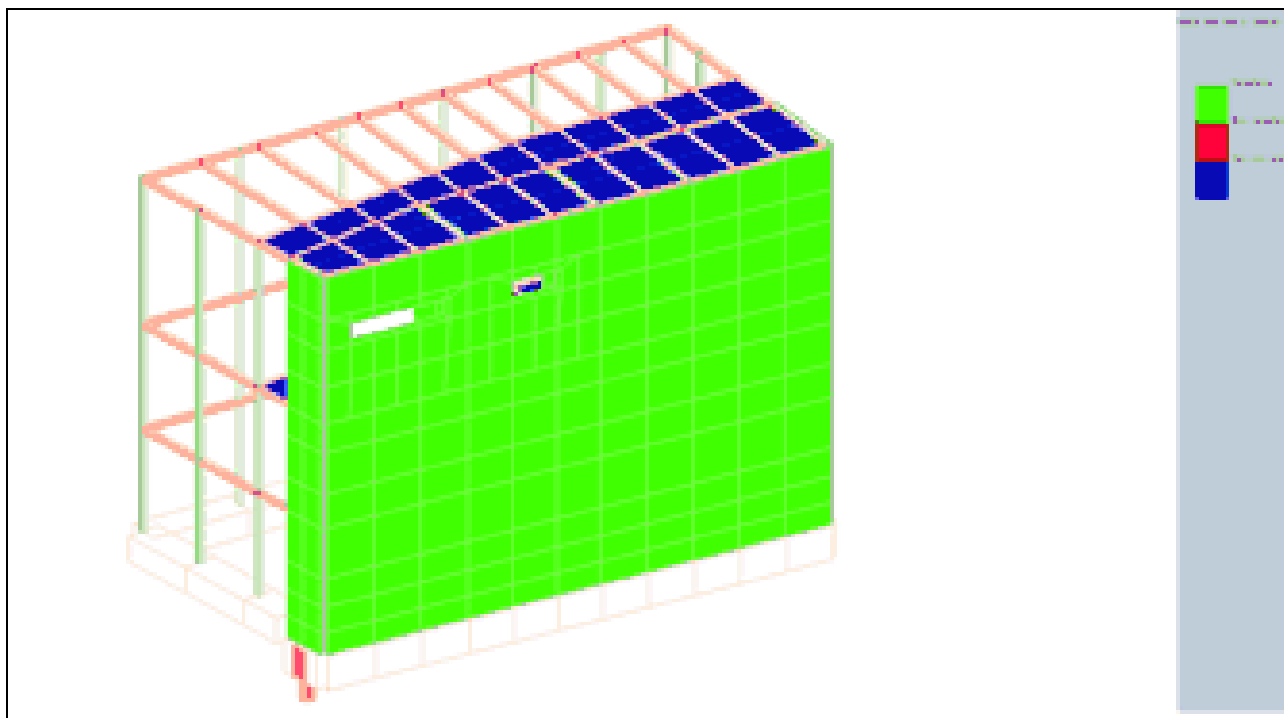


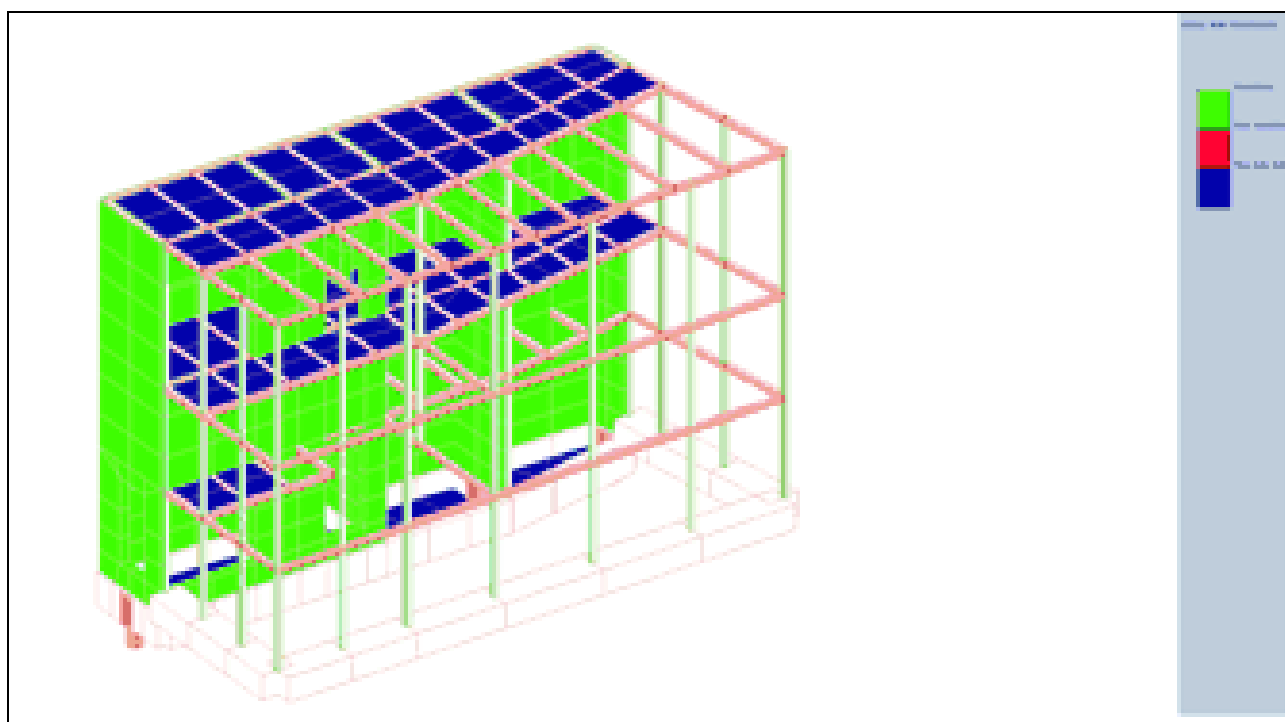
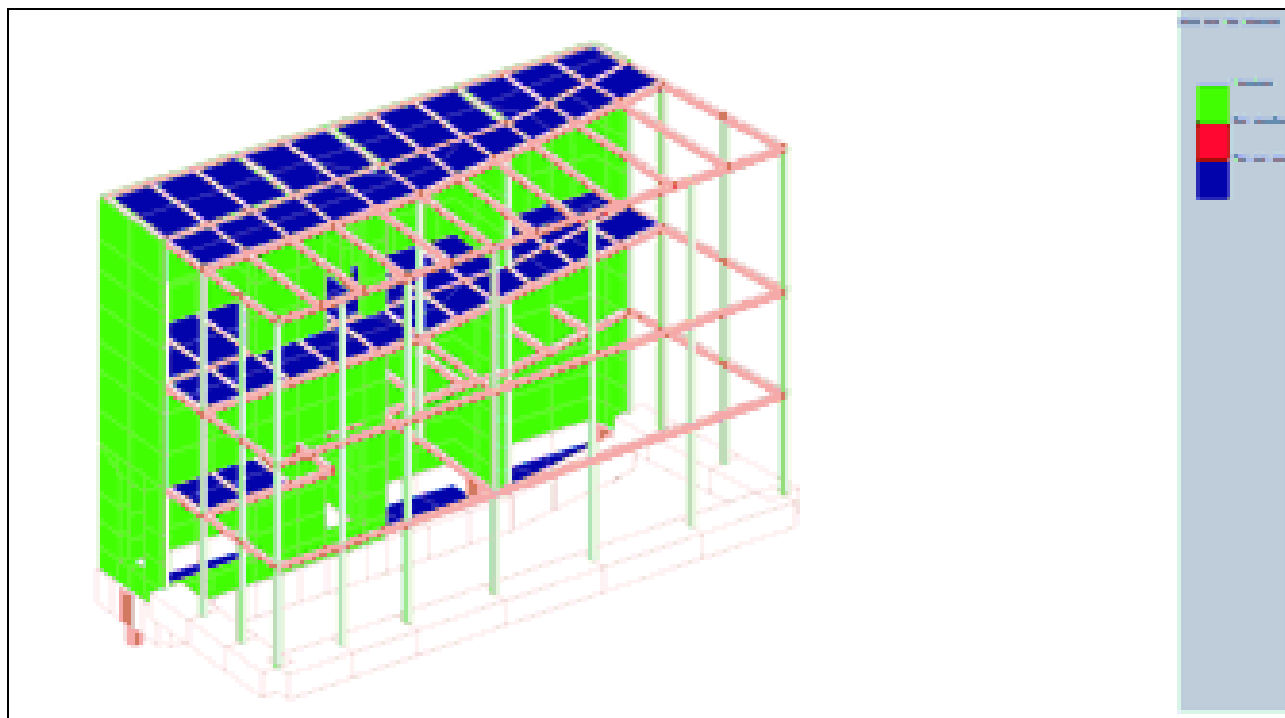


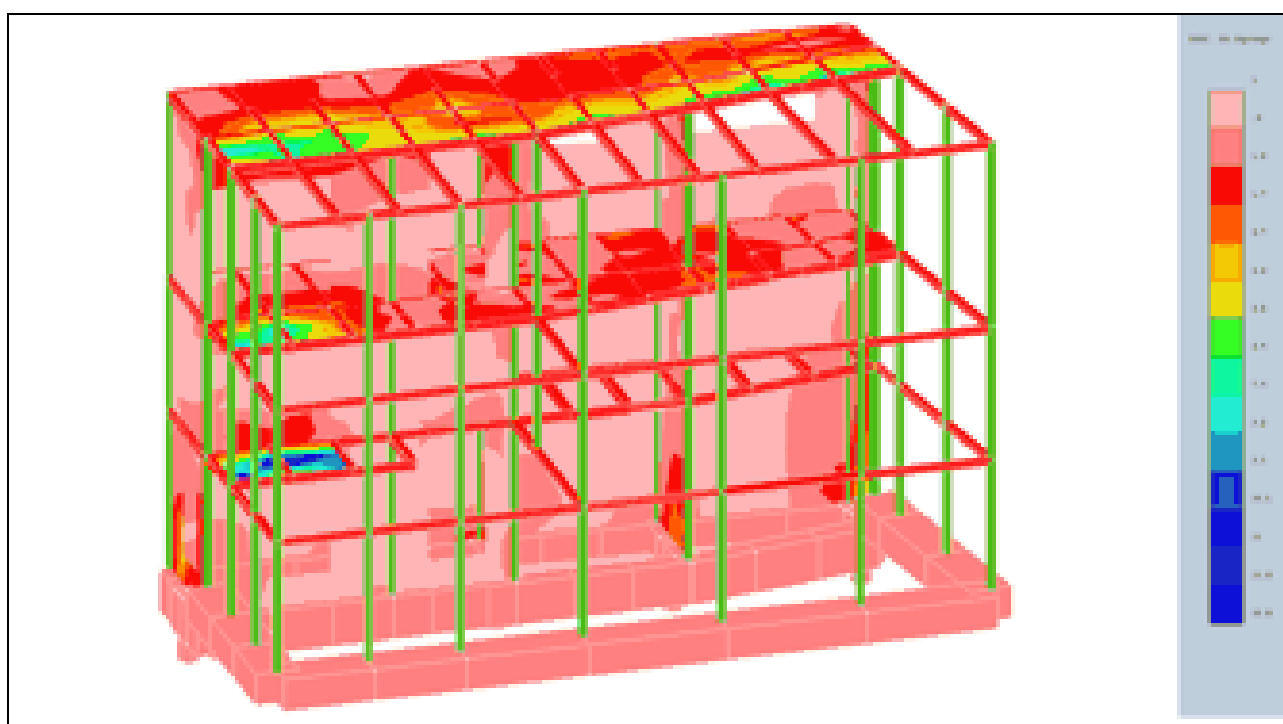
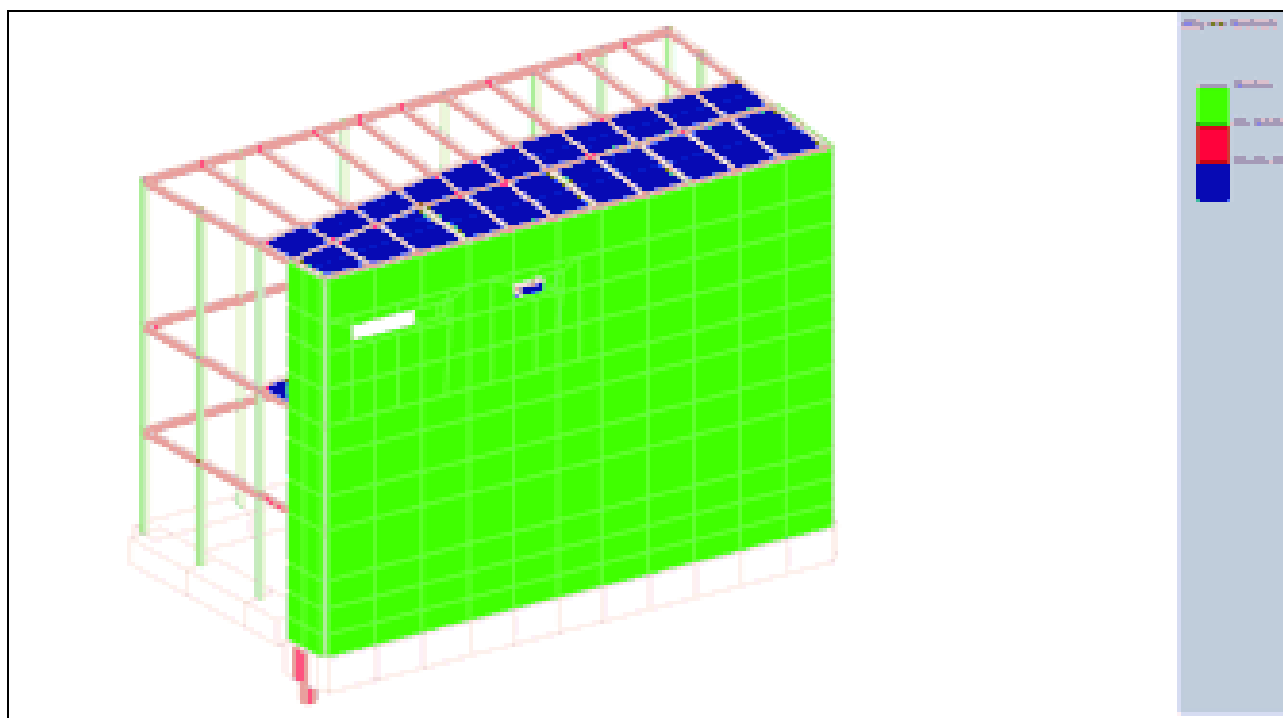


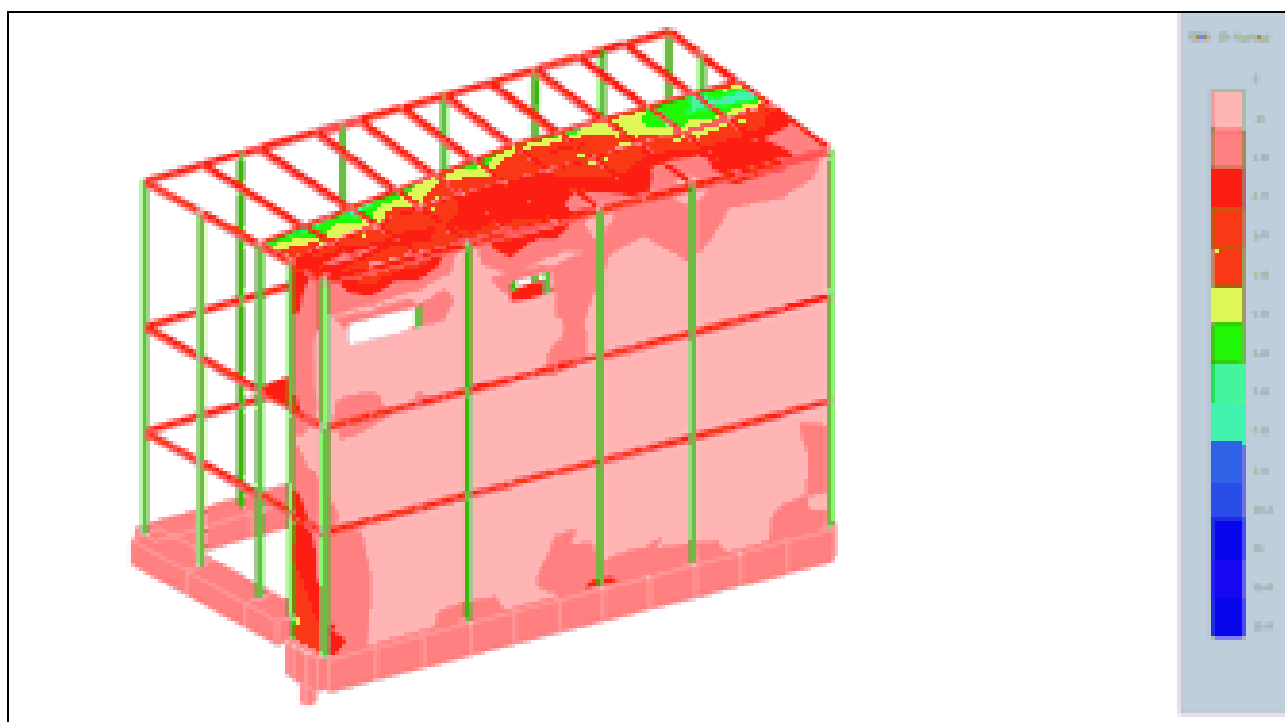
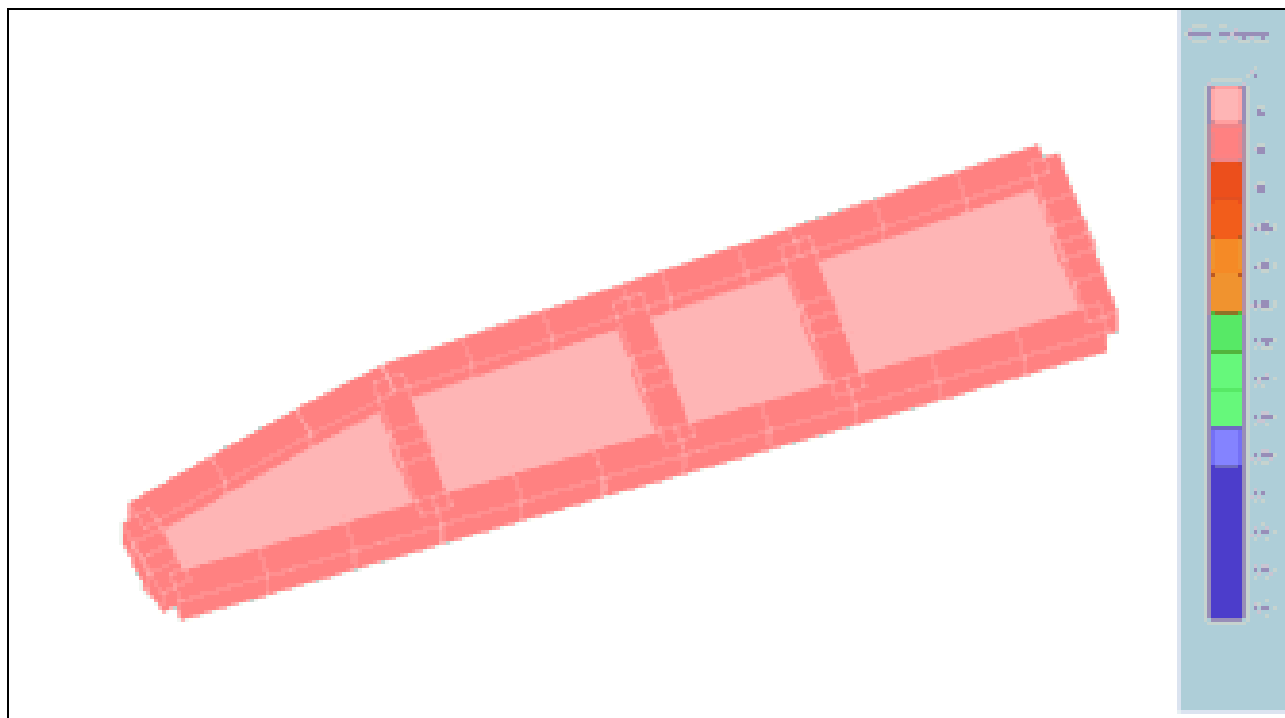


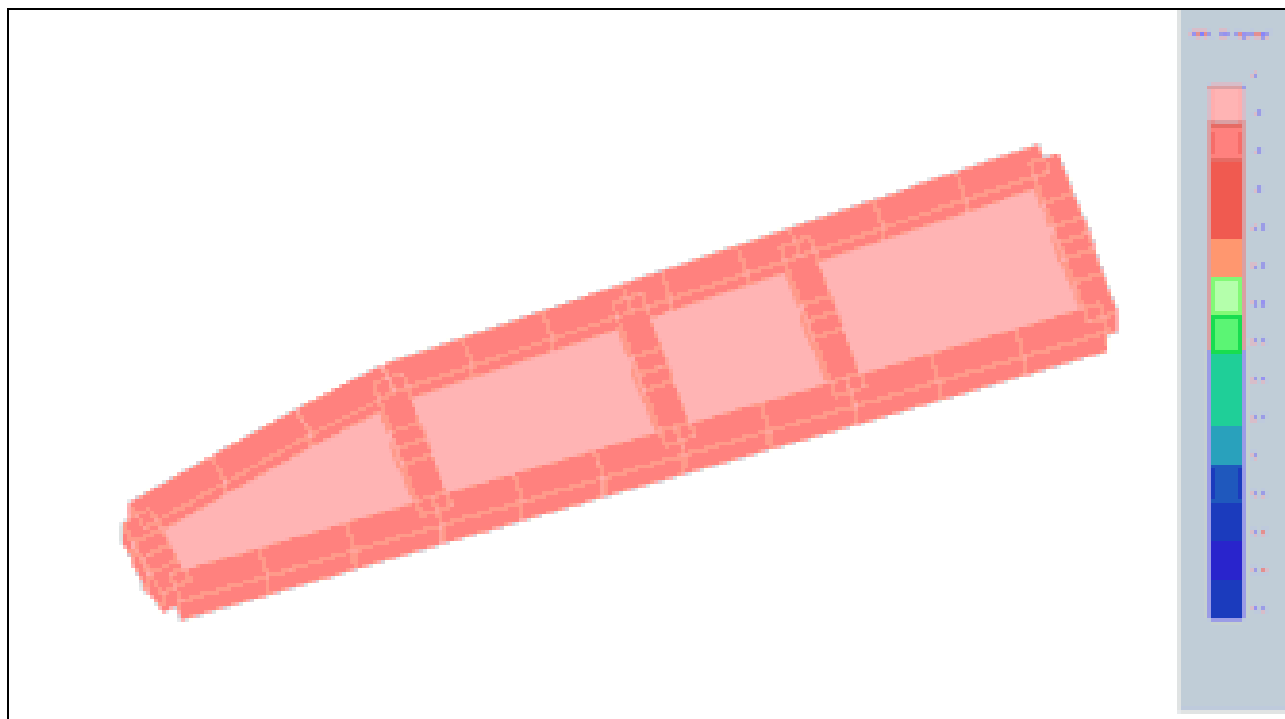
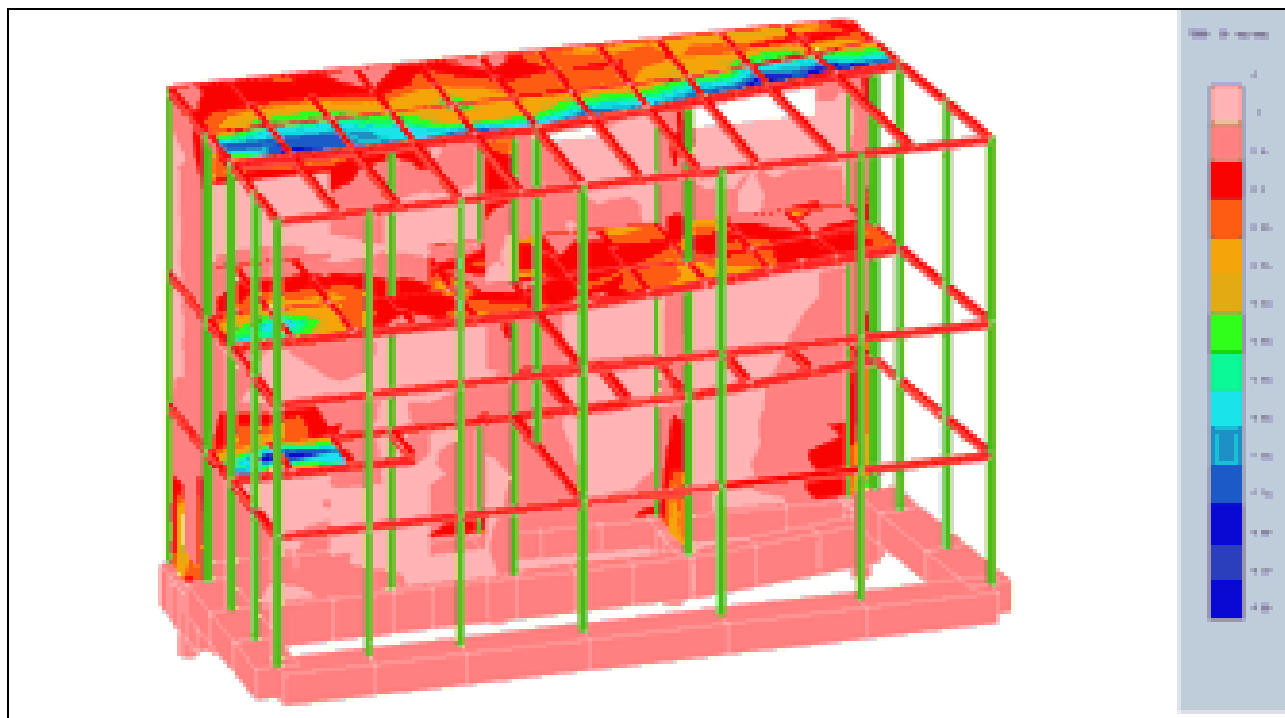


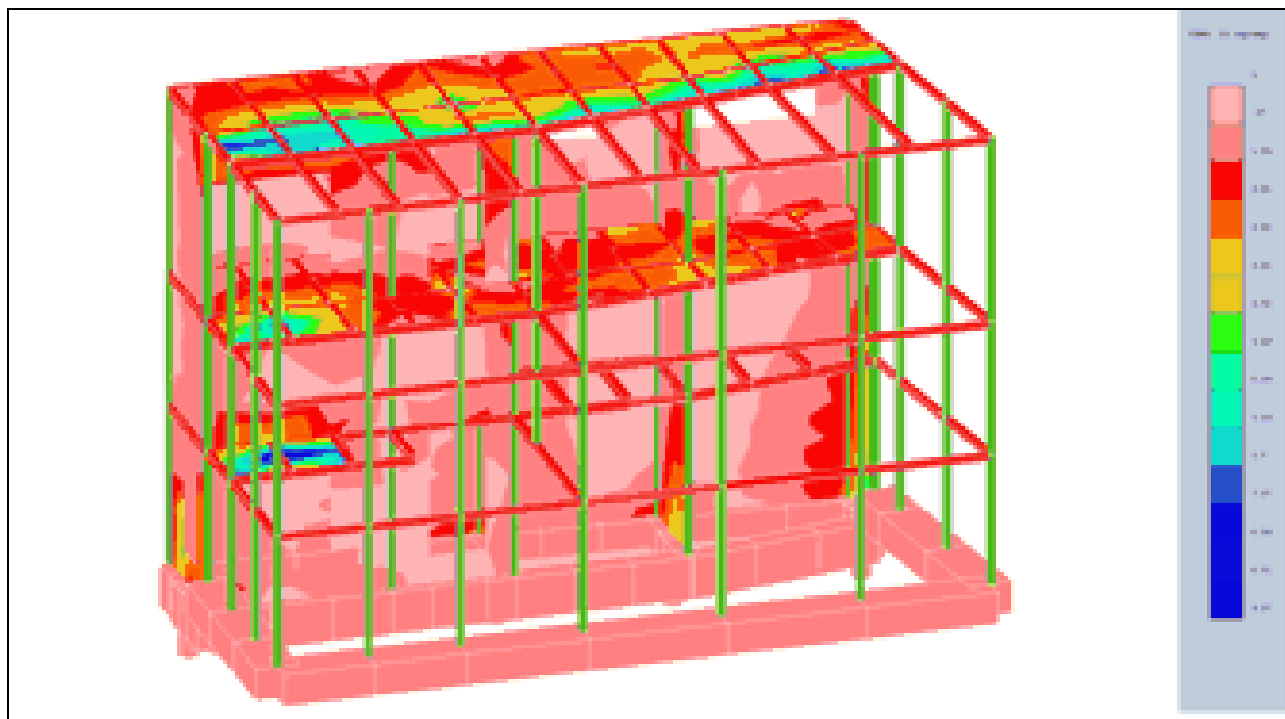
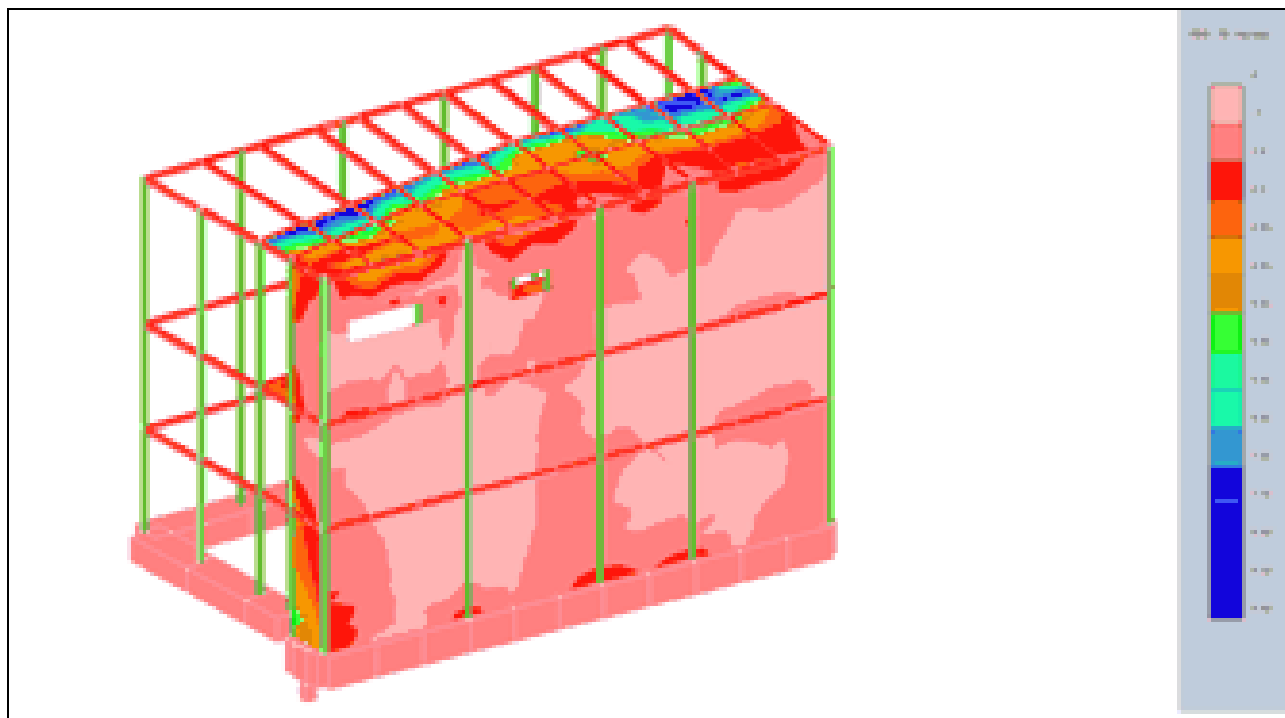


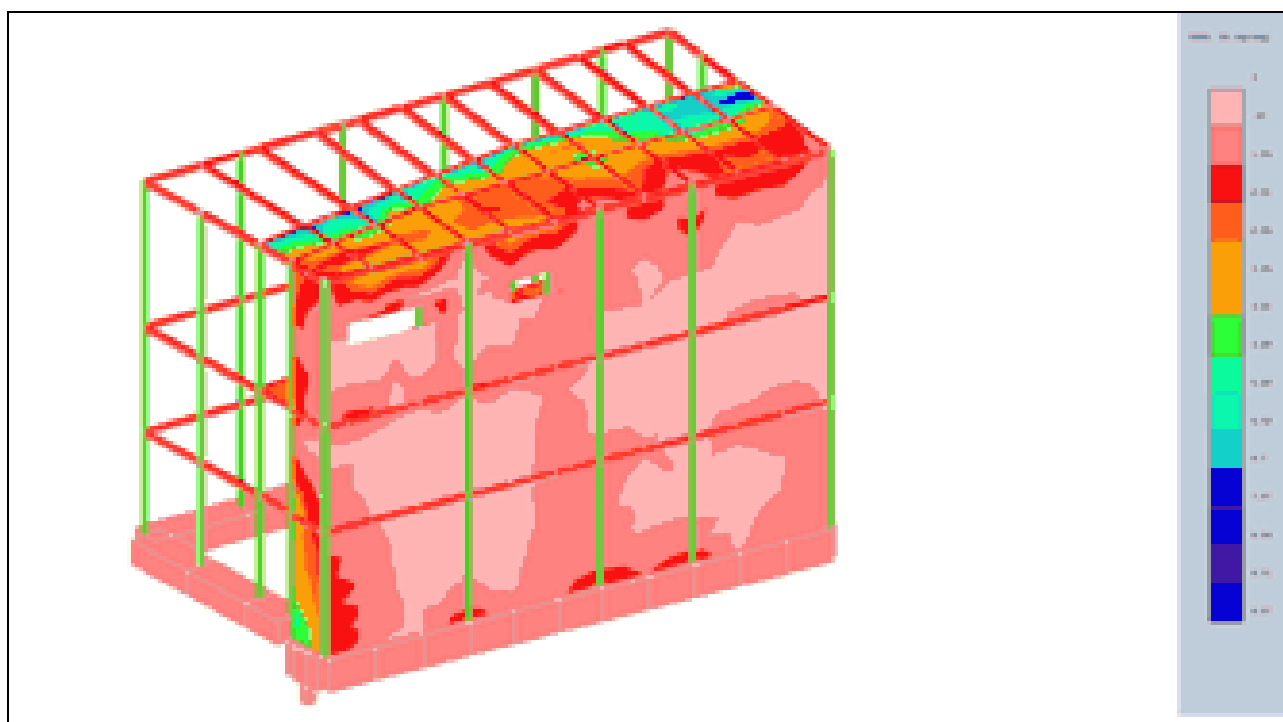
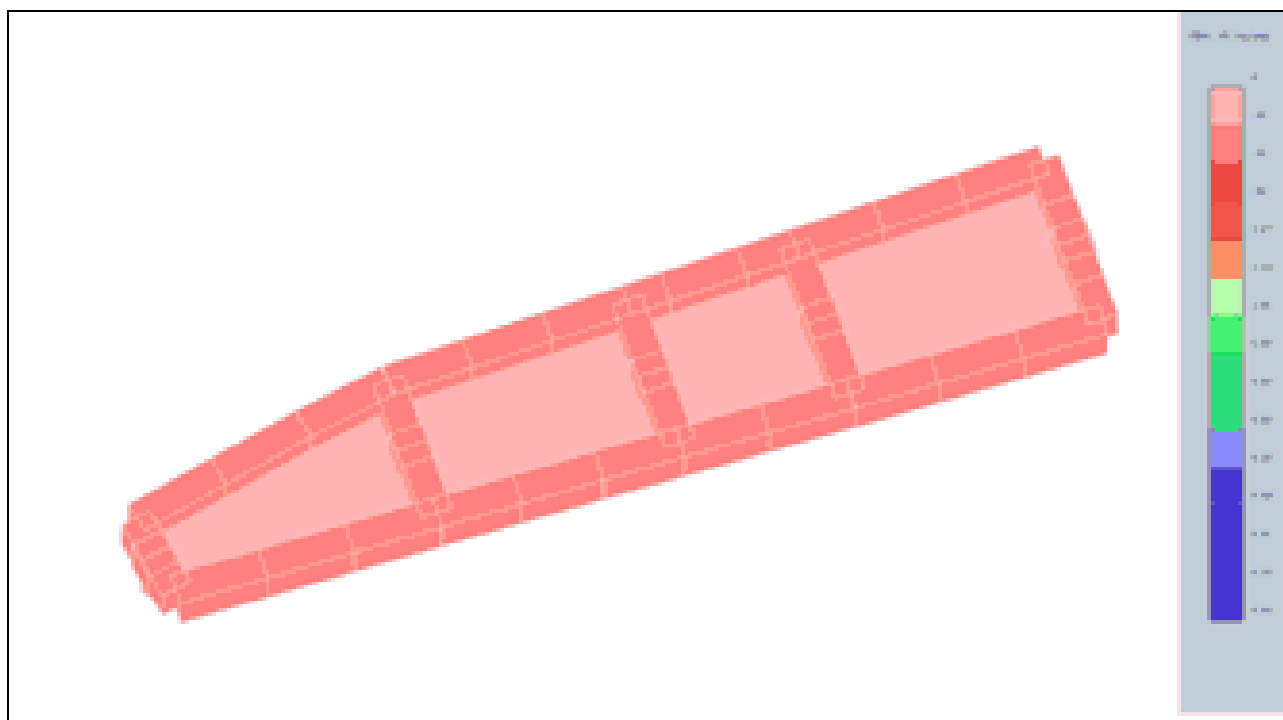


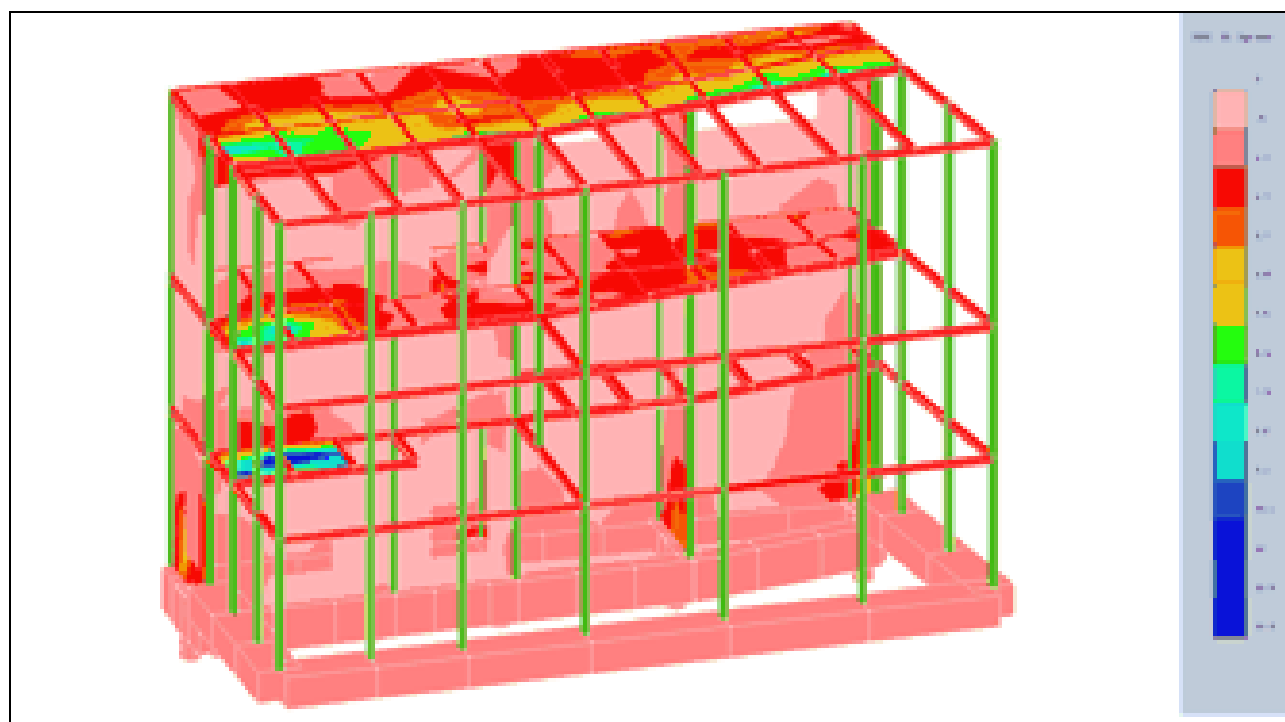
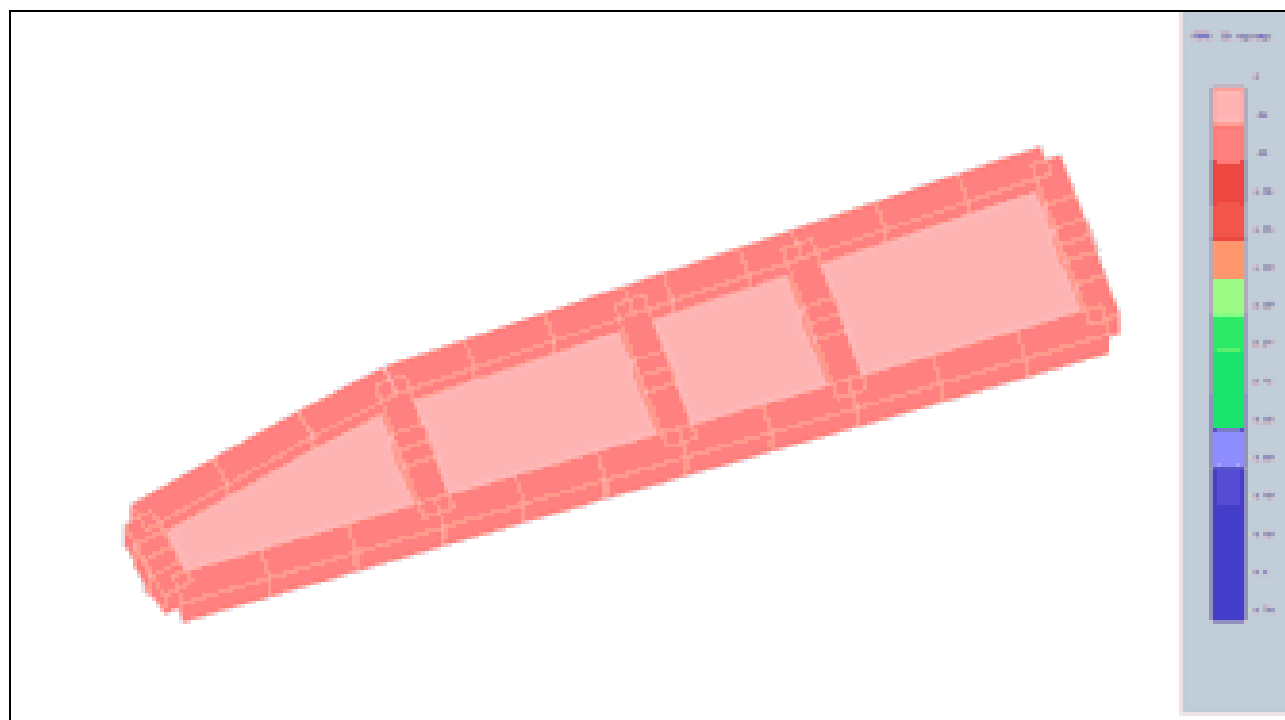


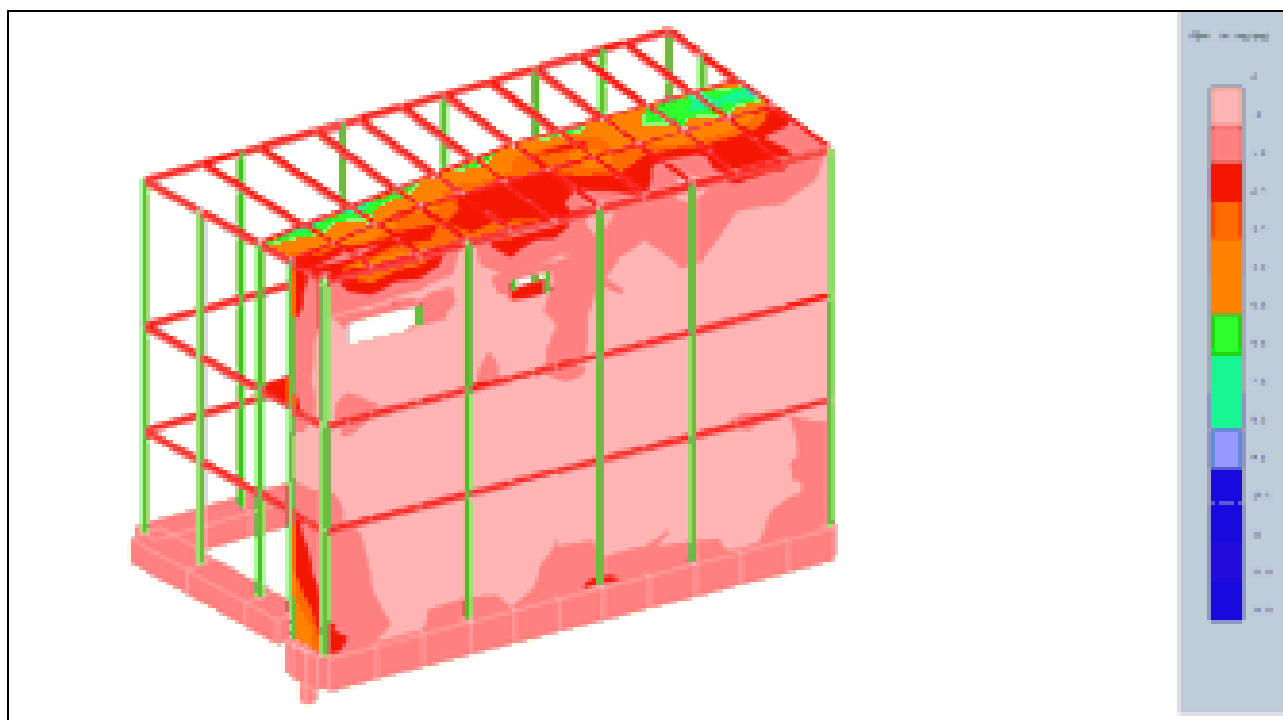




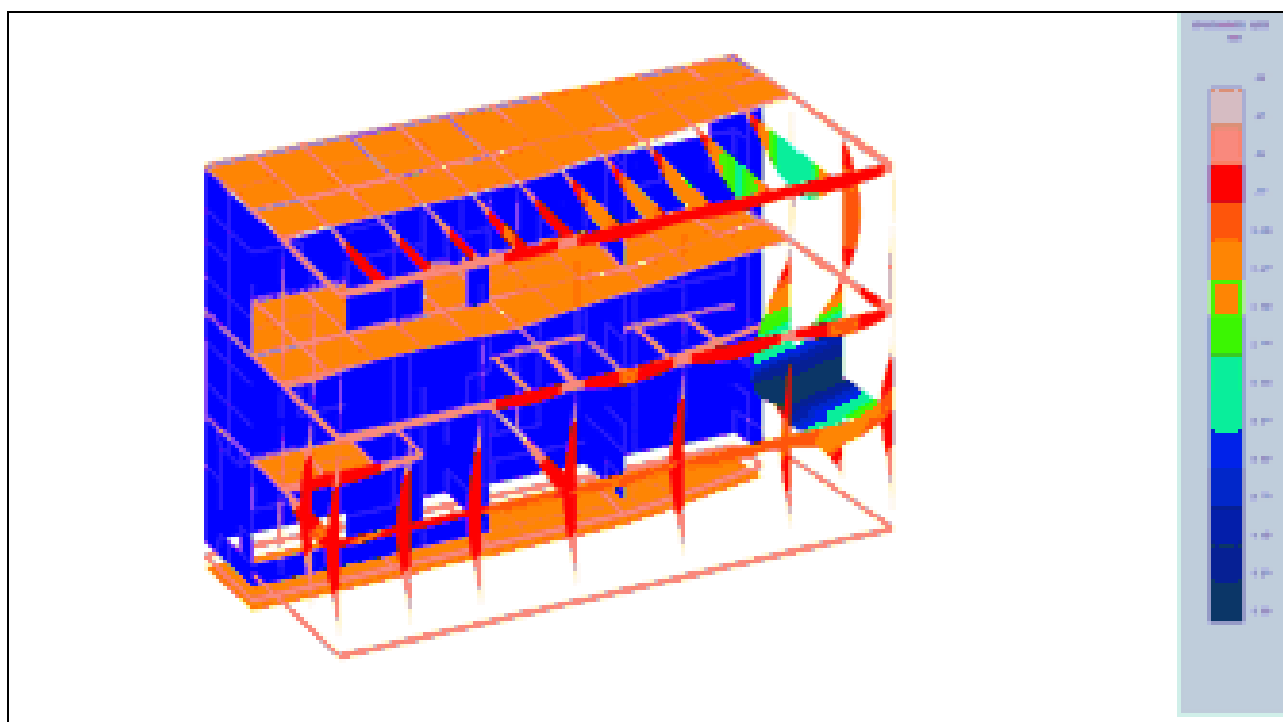


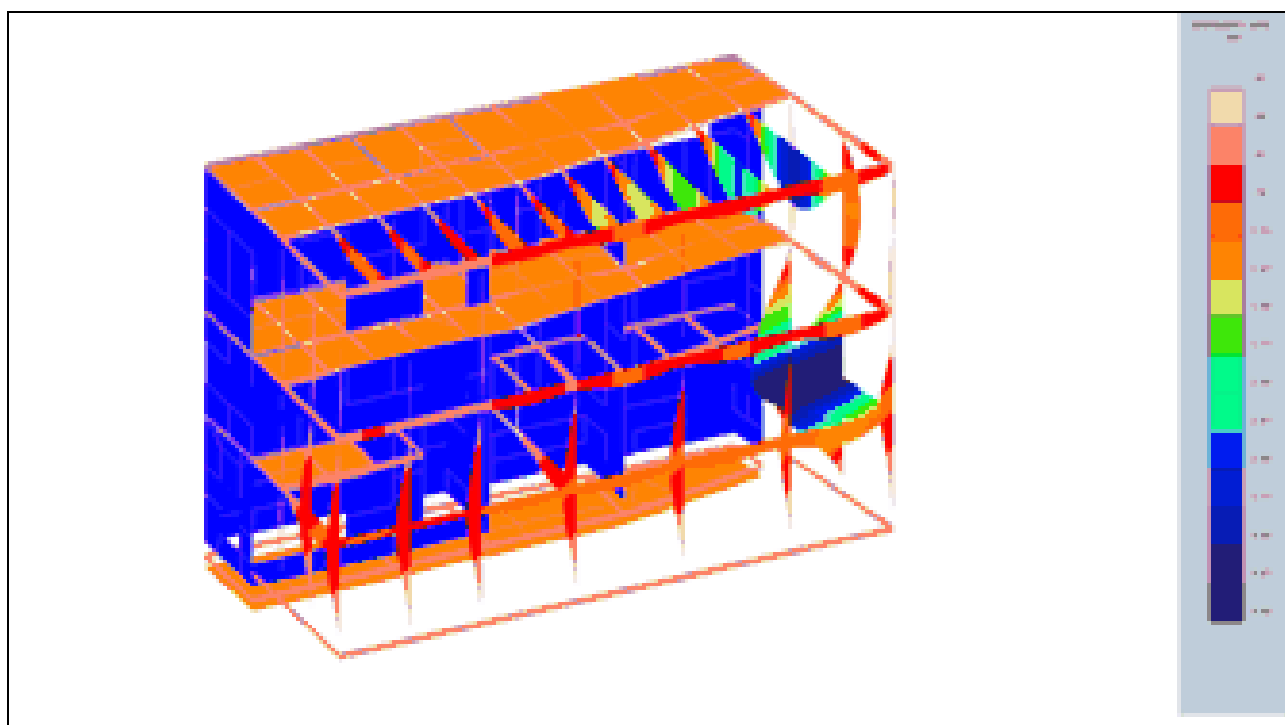
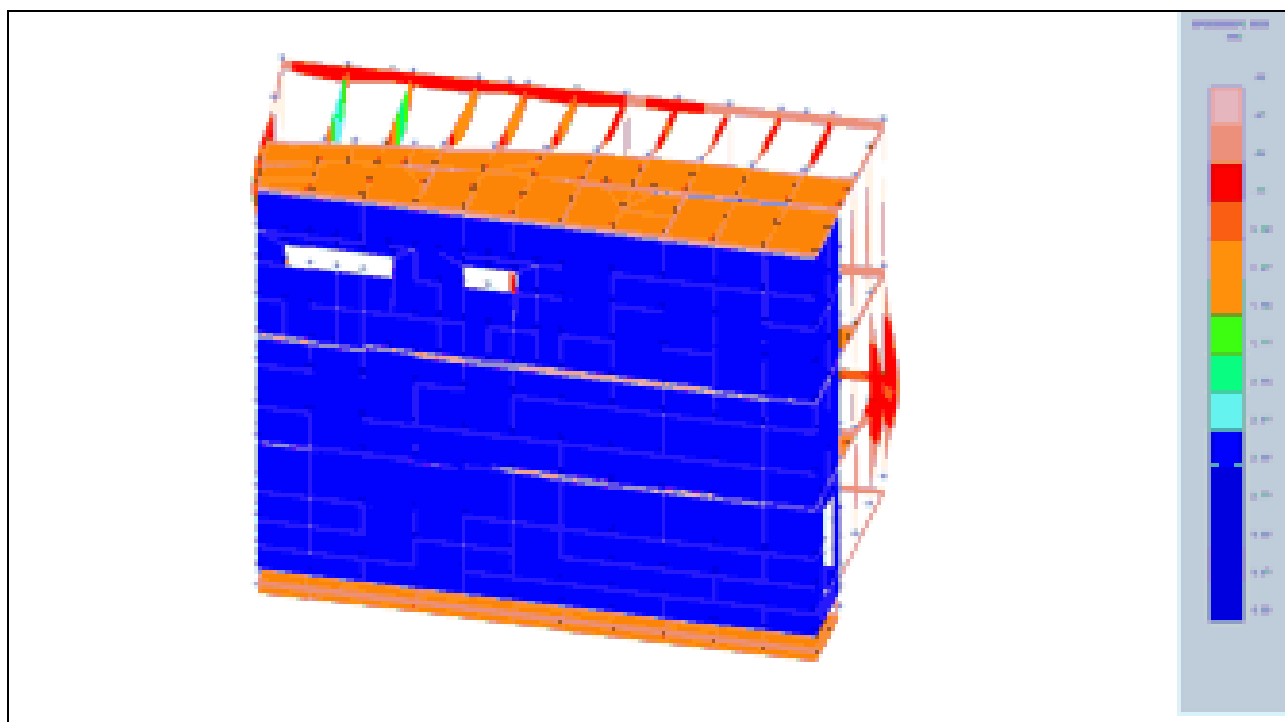


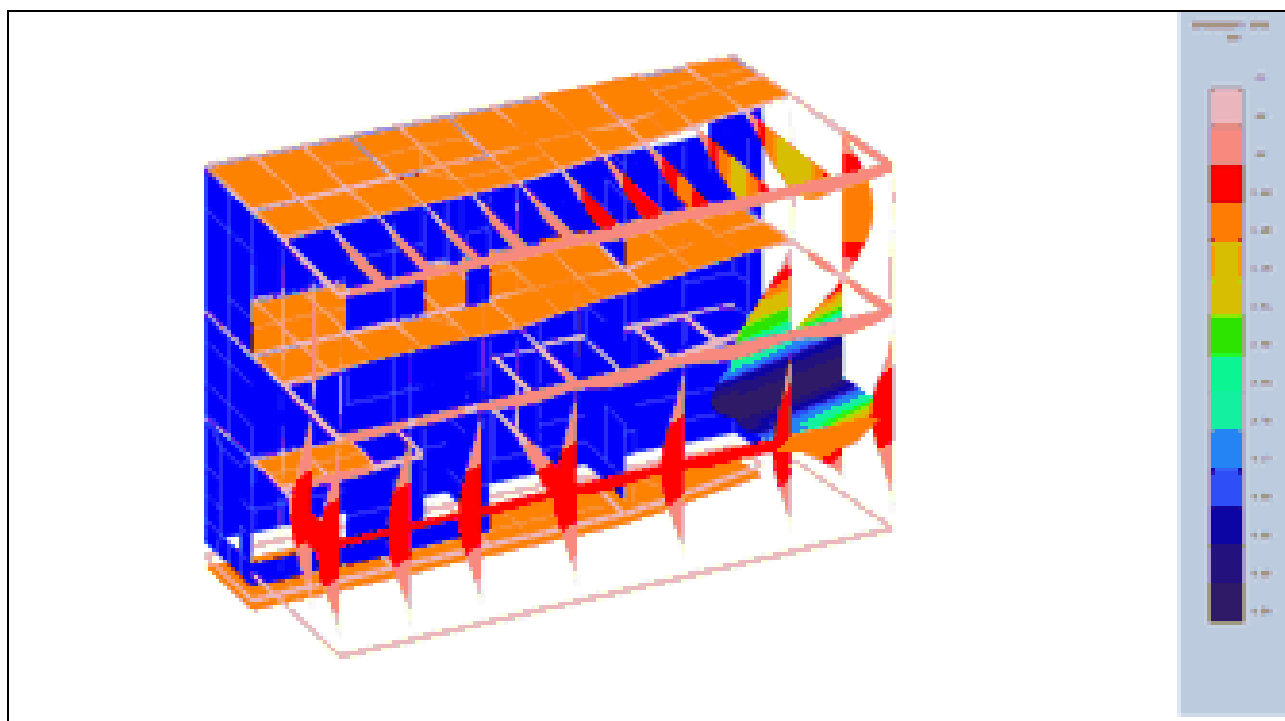
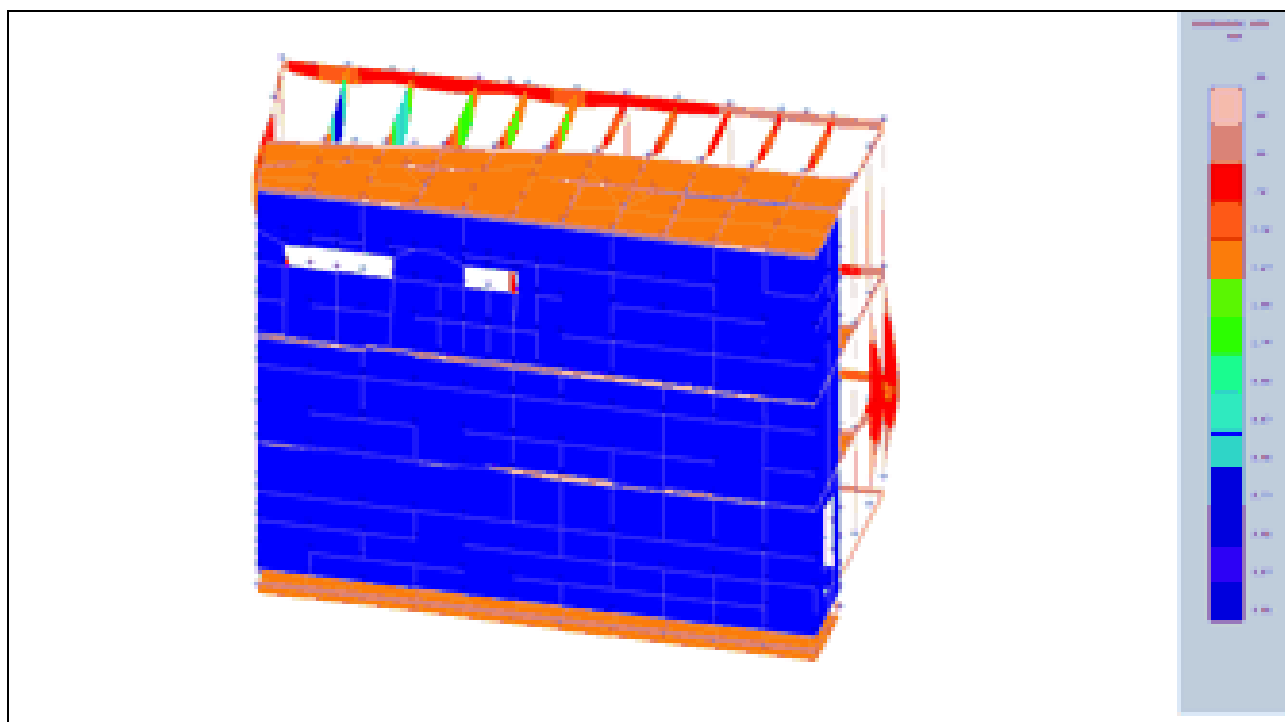


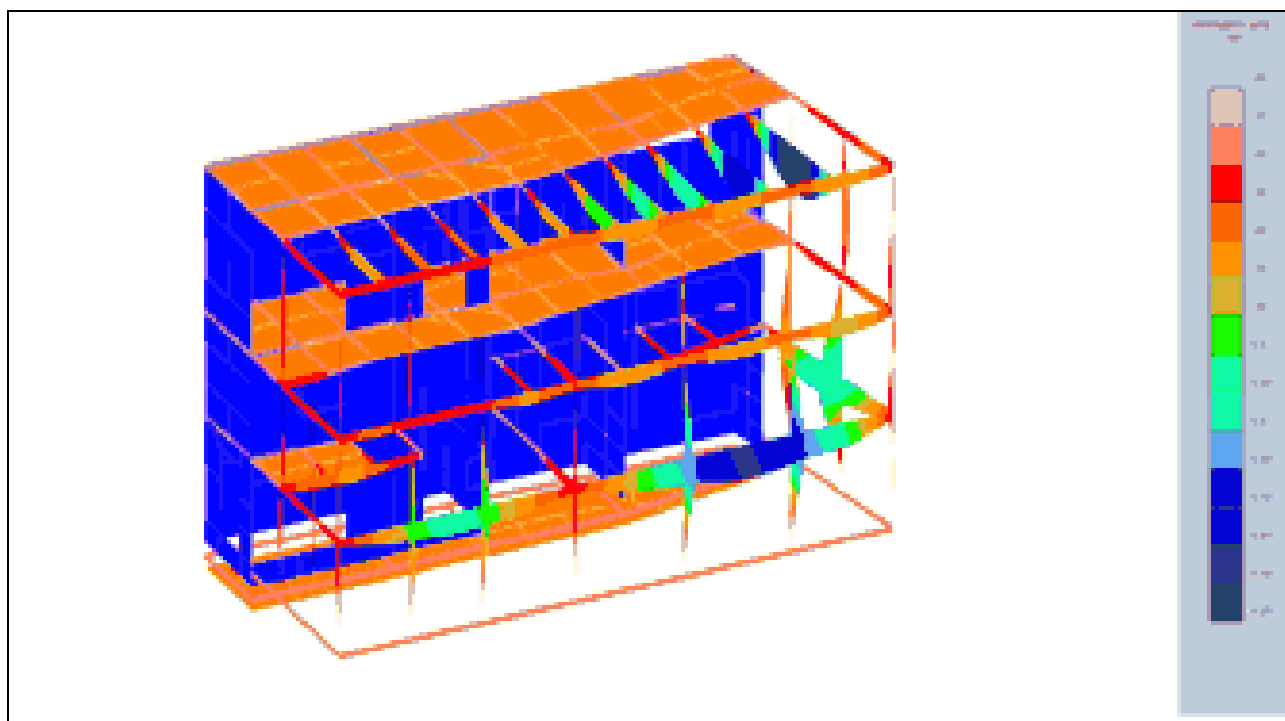
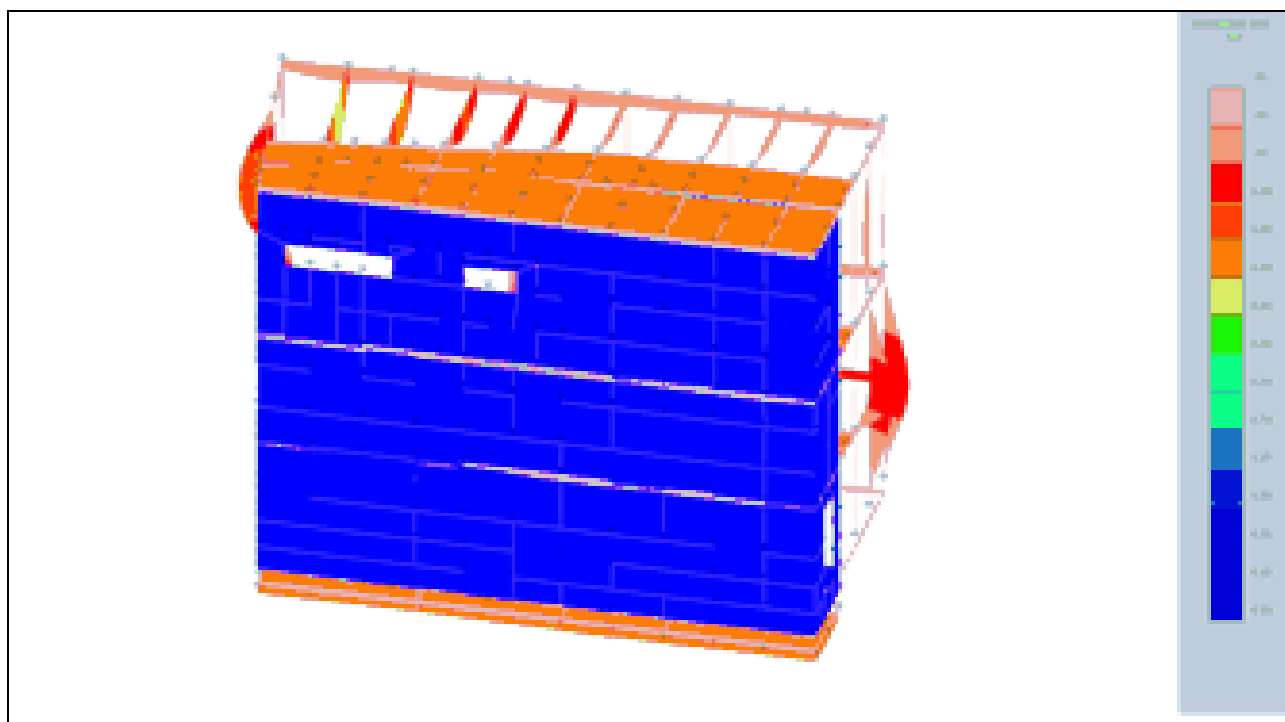


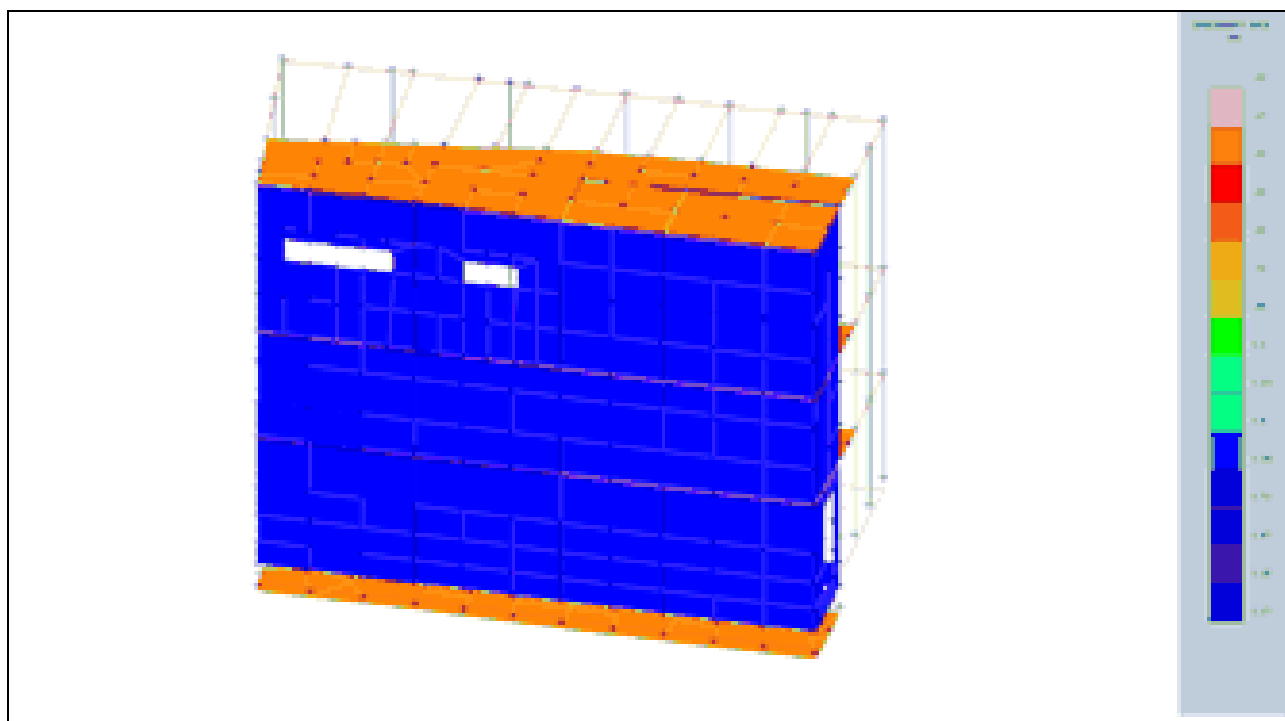
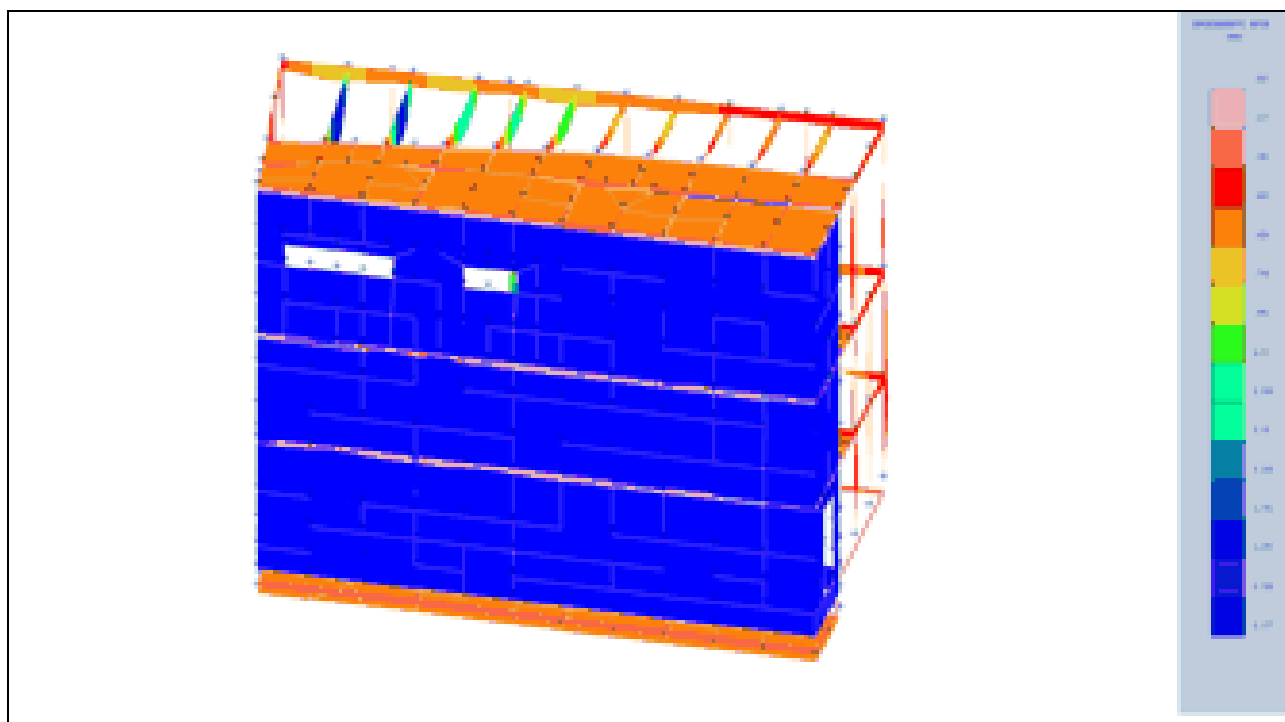
CAMPO DI SPOSTAMENTI

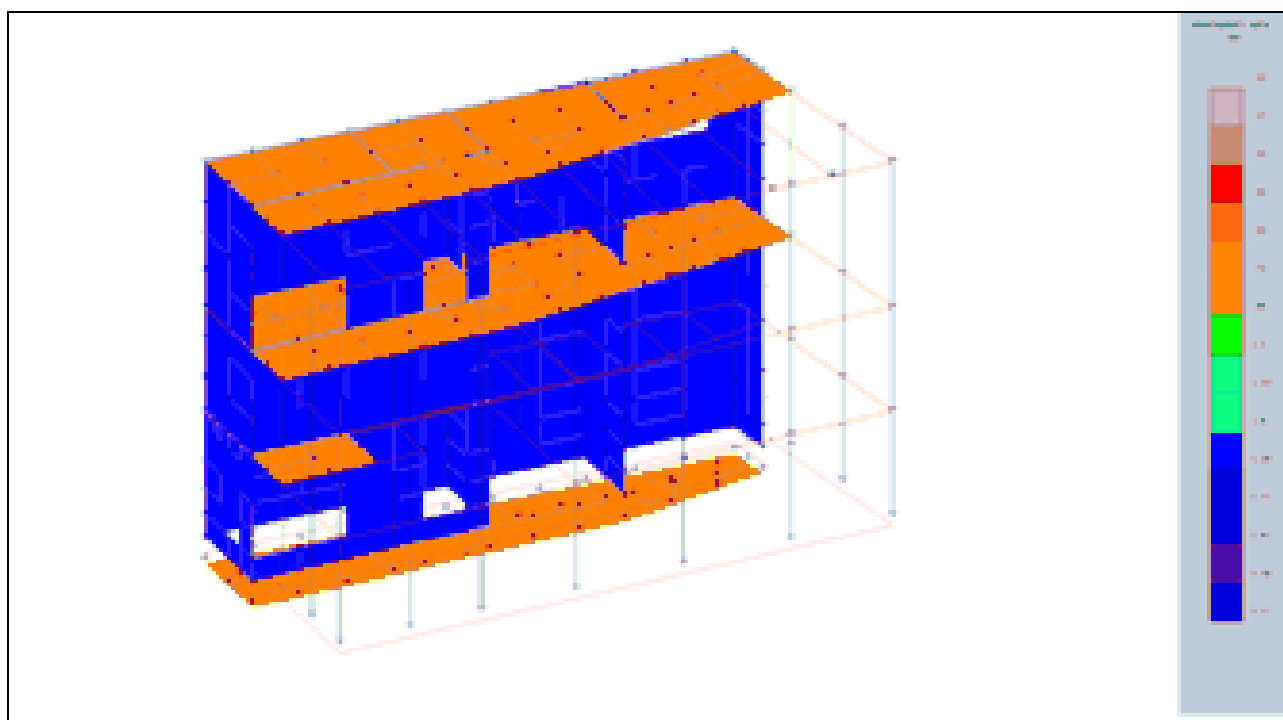
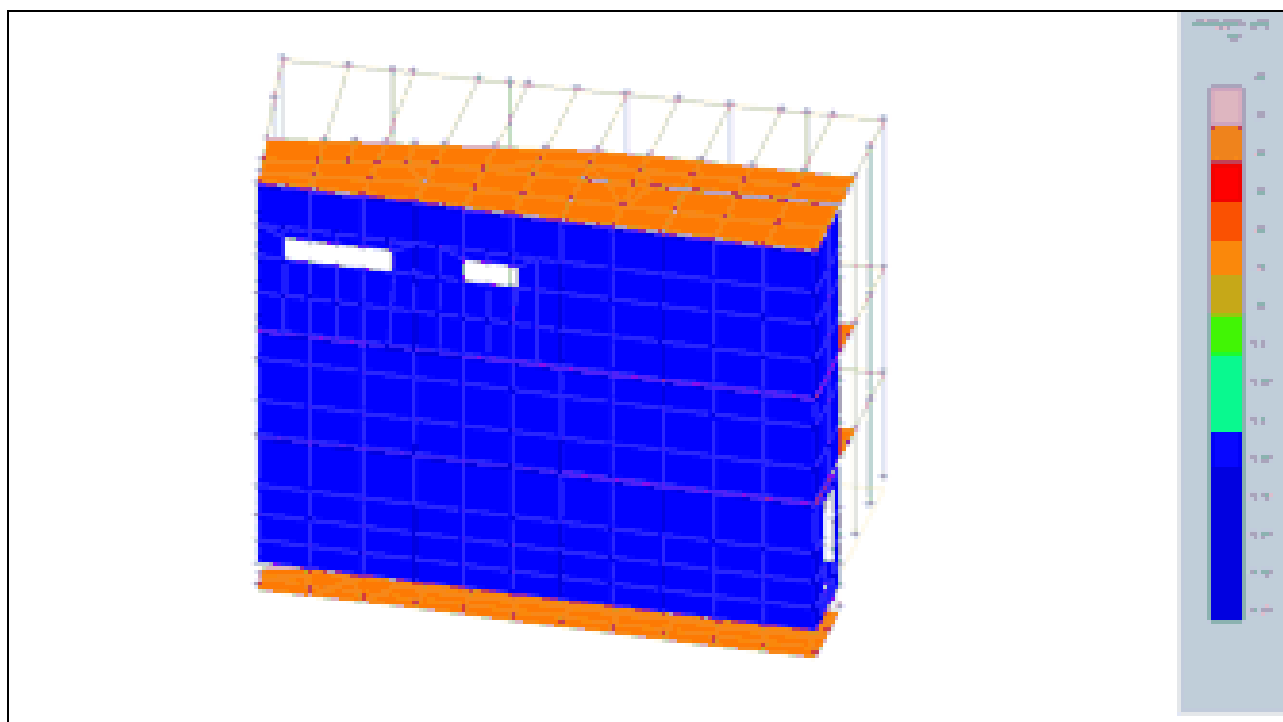


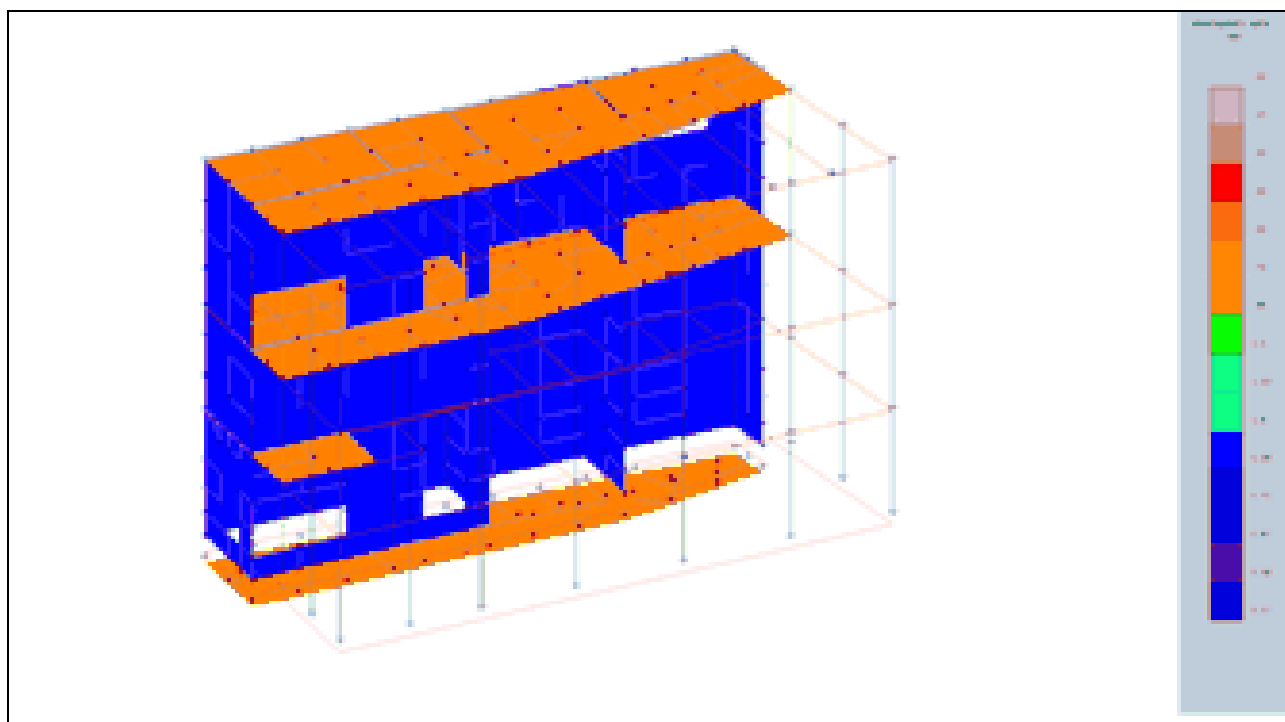




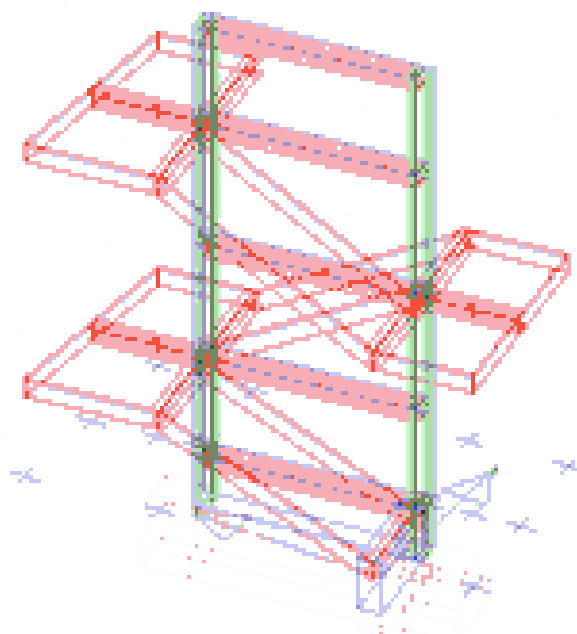




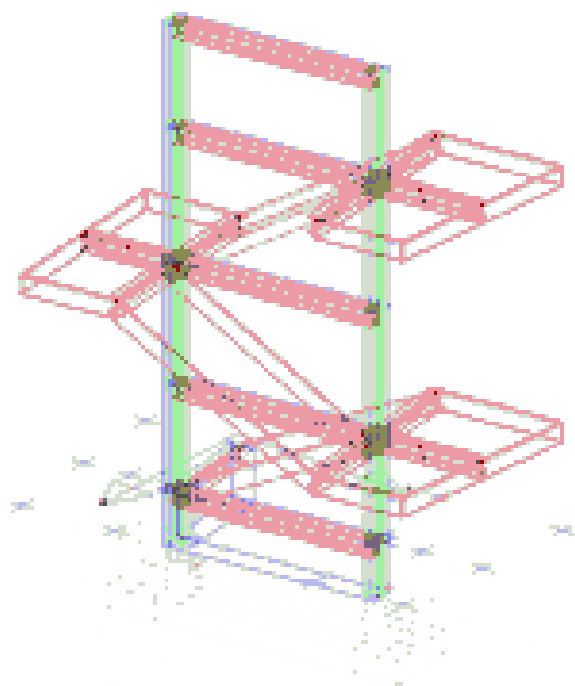




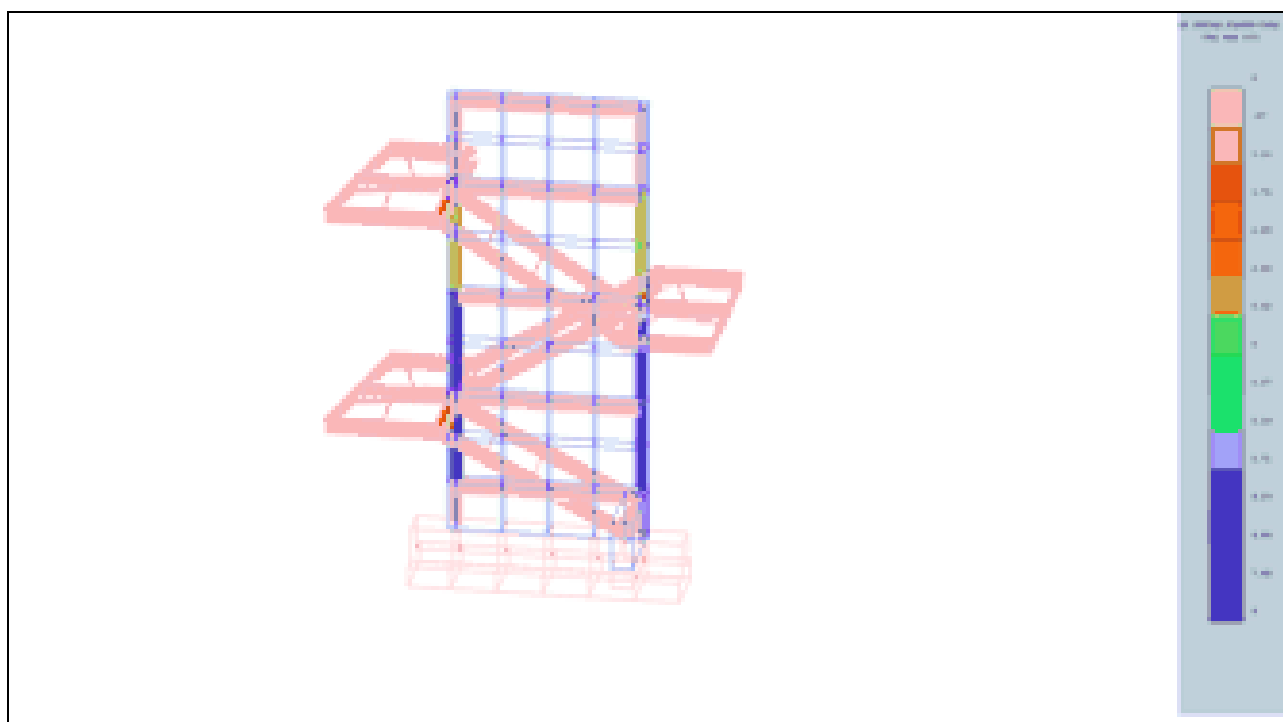
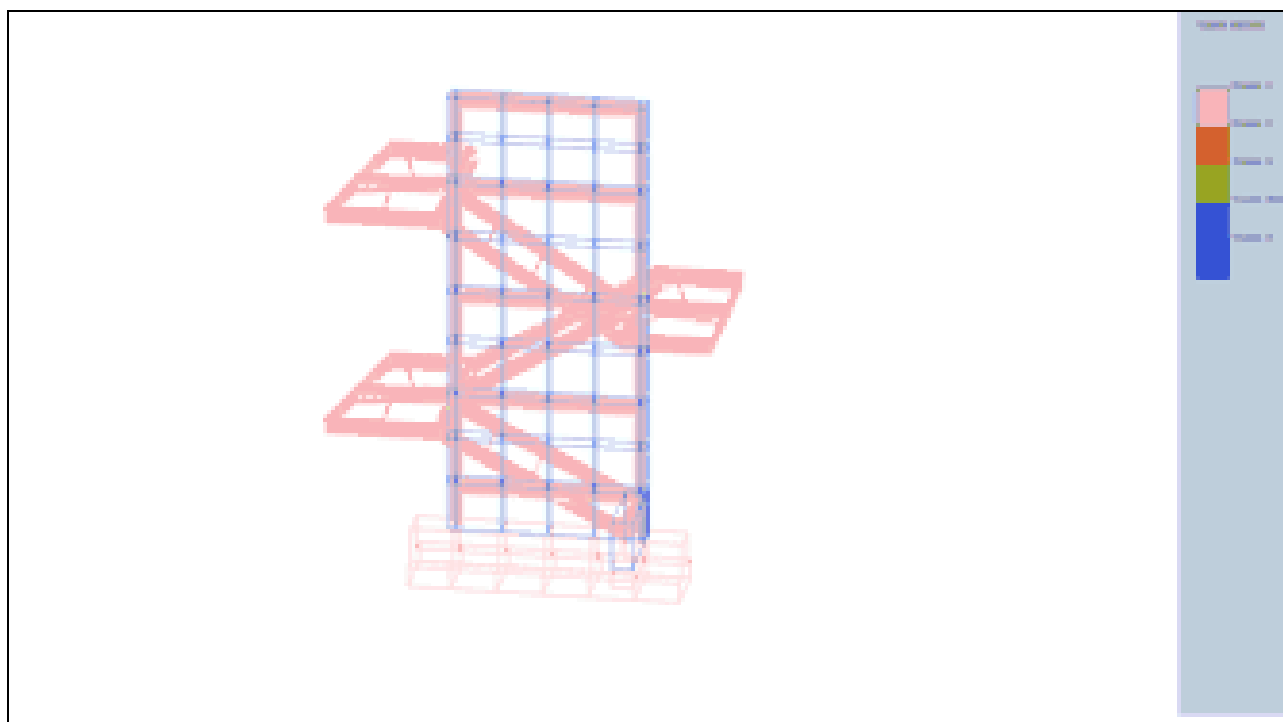
SCALA ESTERNA SU SETTO CENTRALE

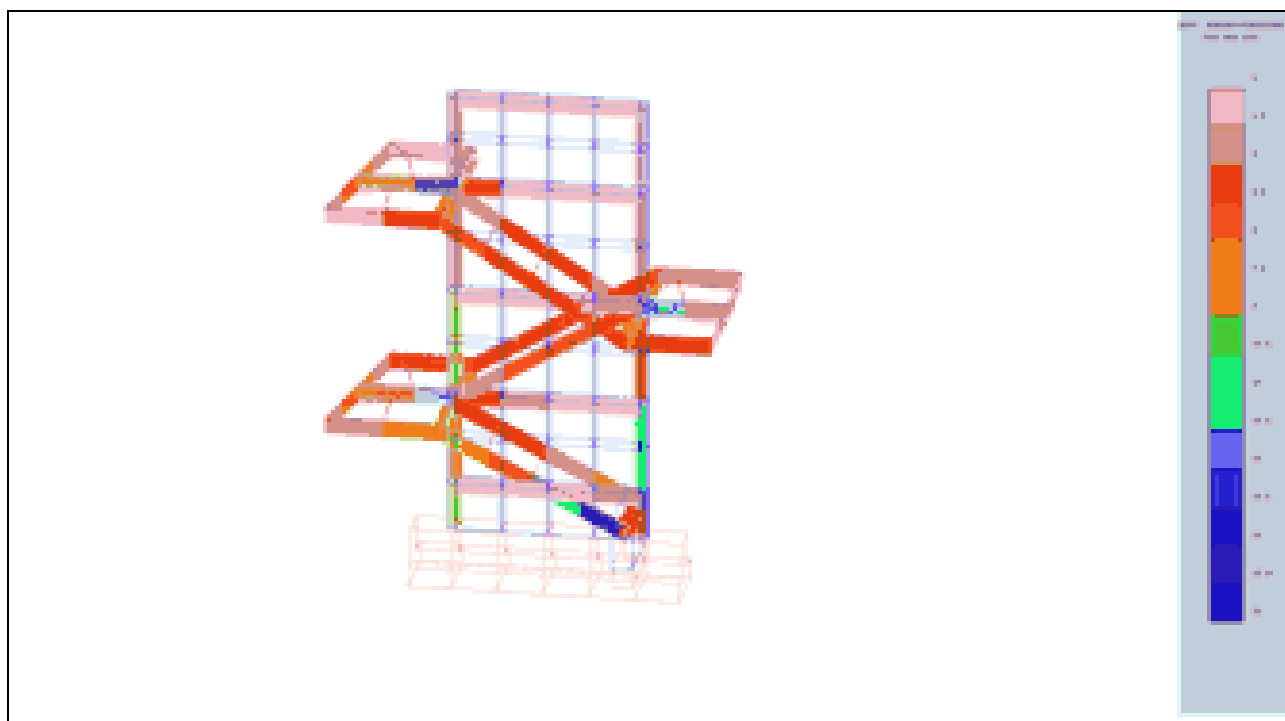
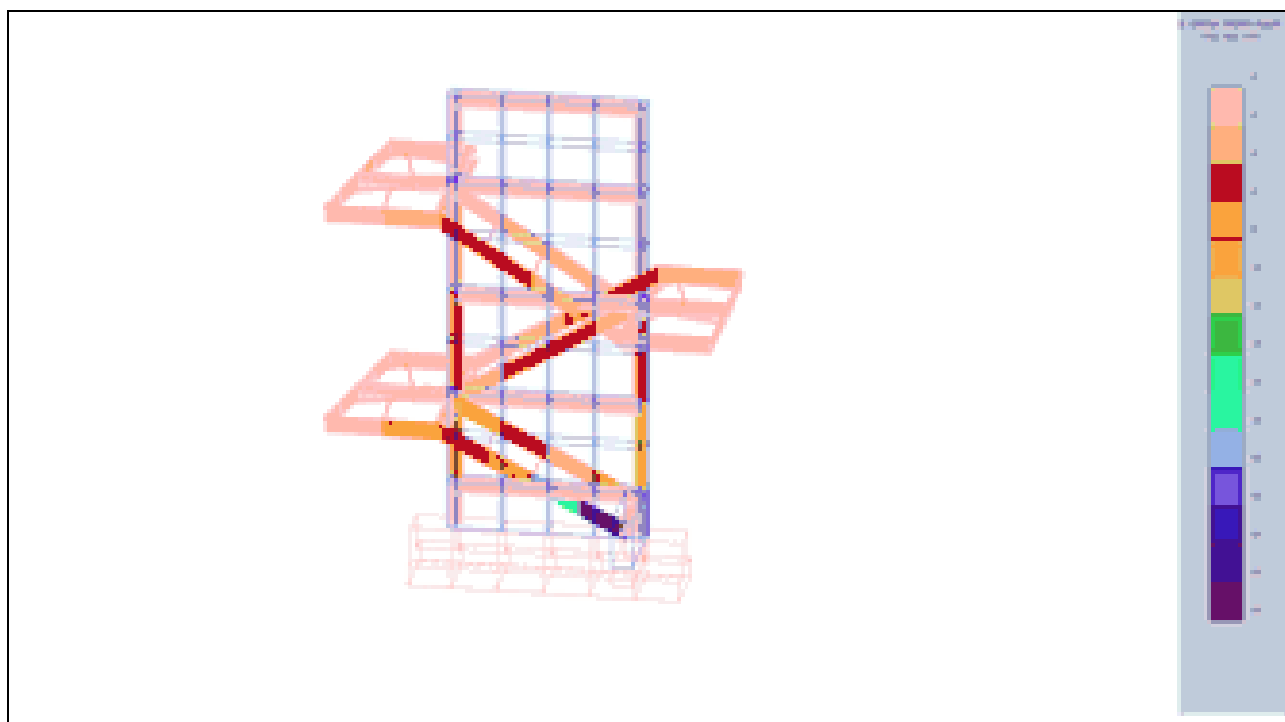


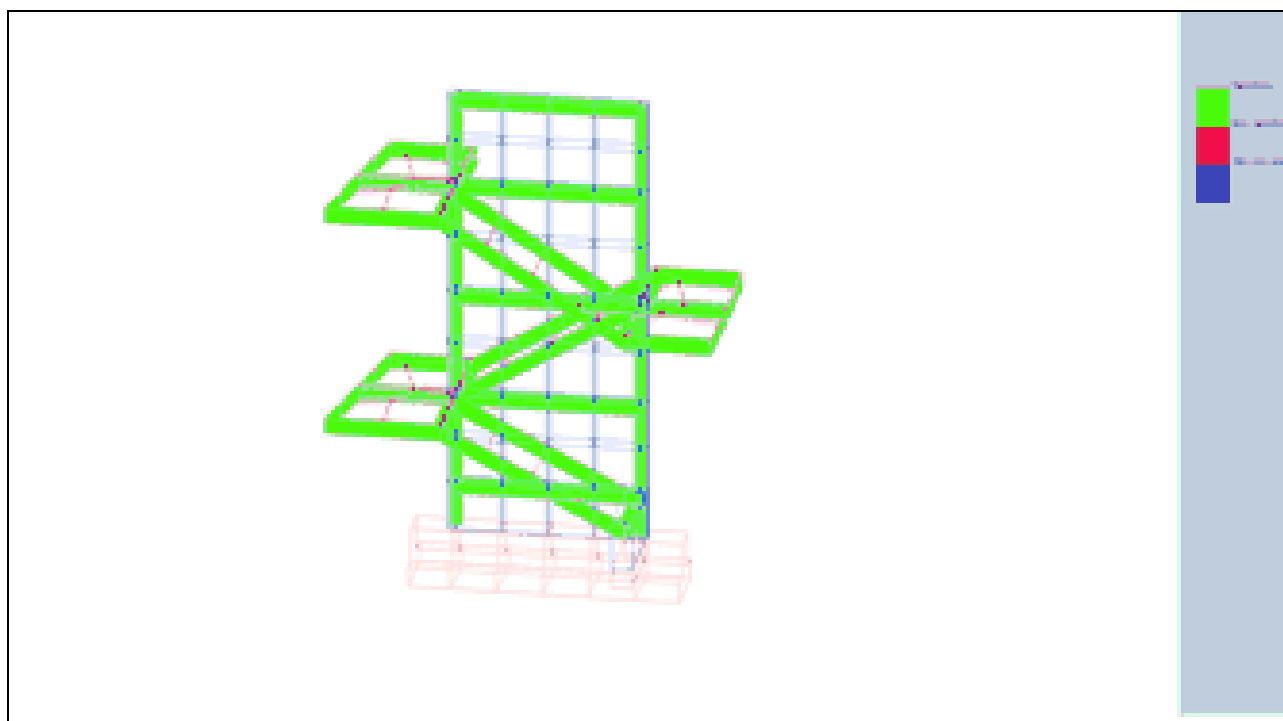
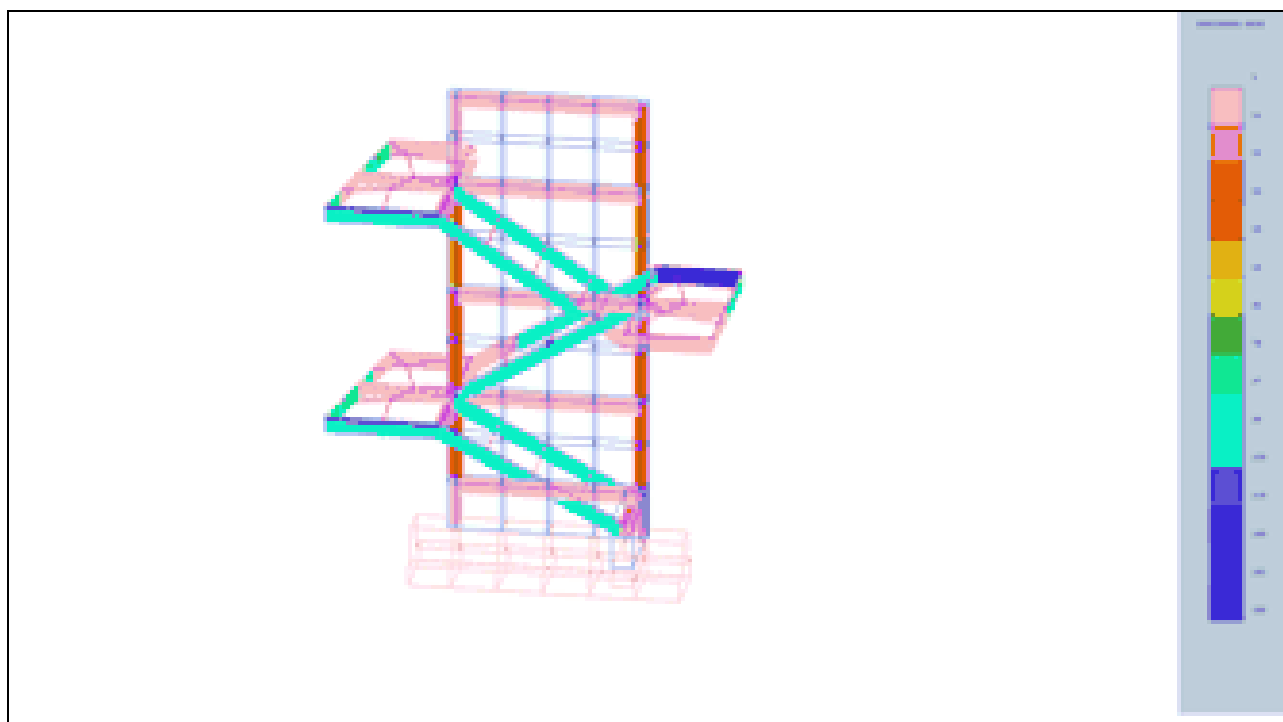
MODELLO

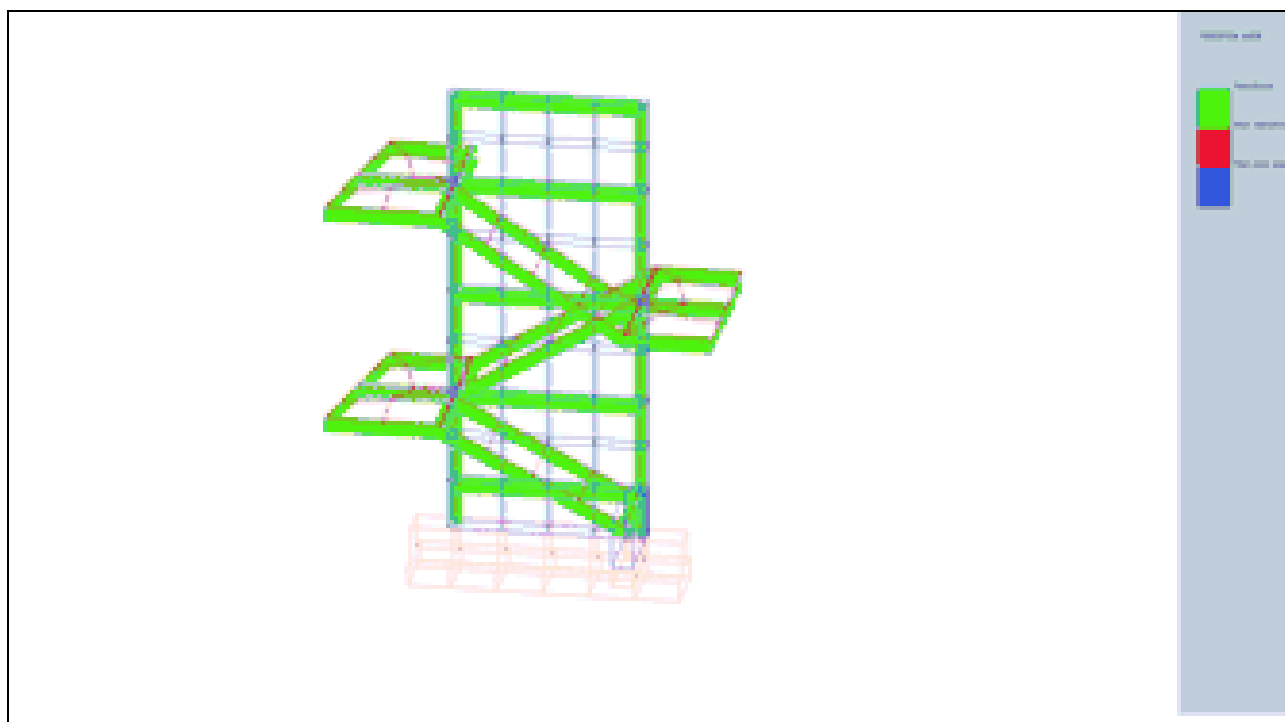


ELEMENTI IN ACCIAIO

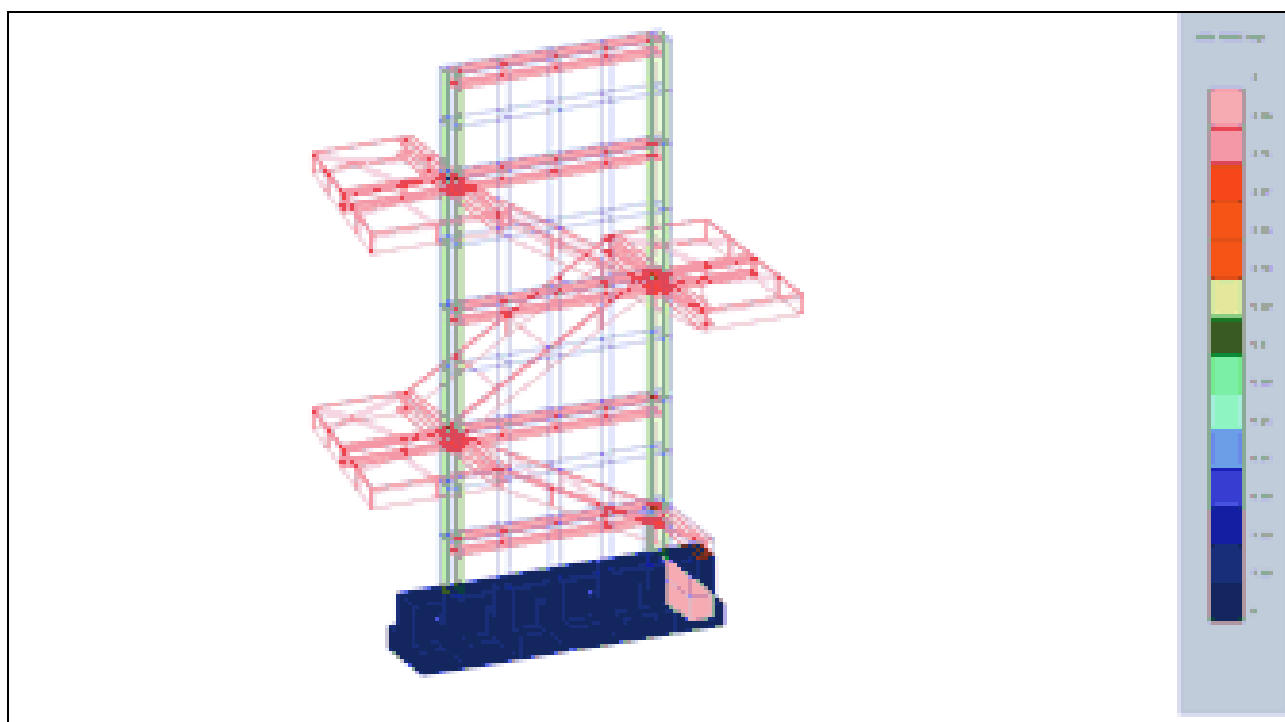


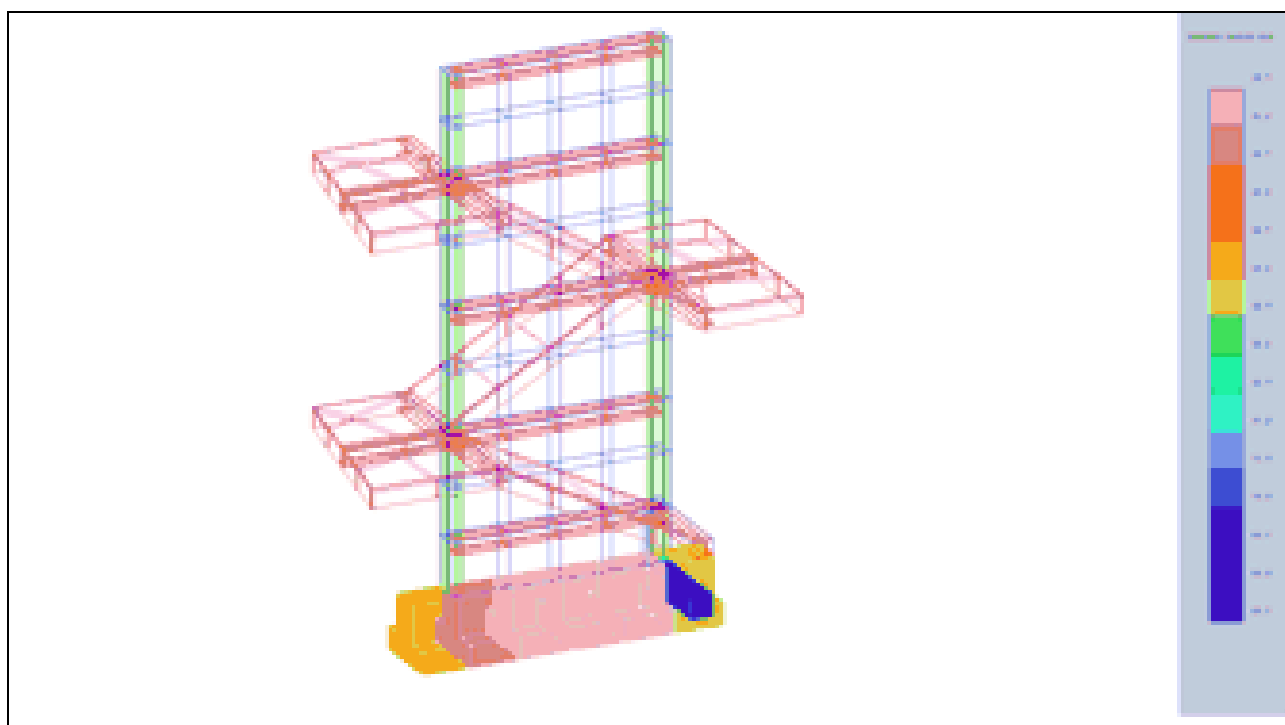
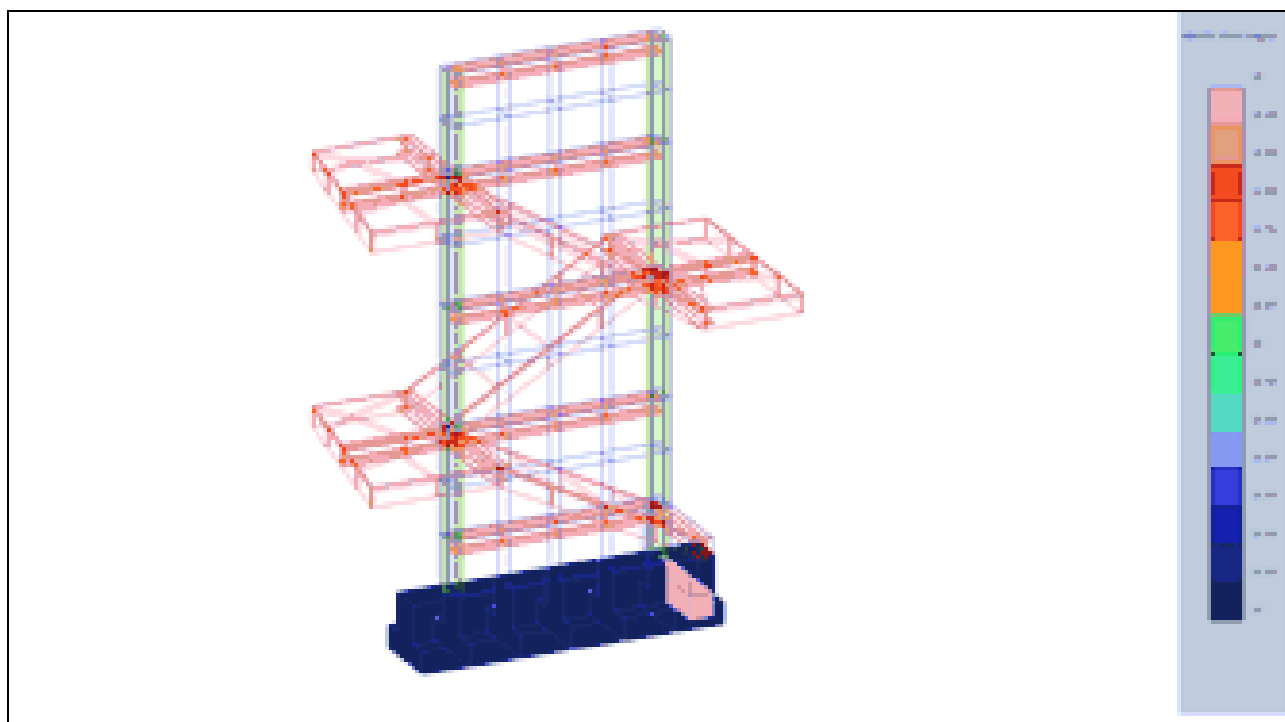


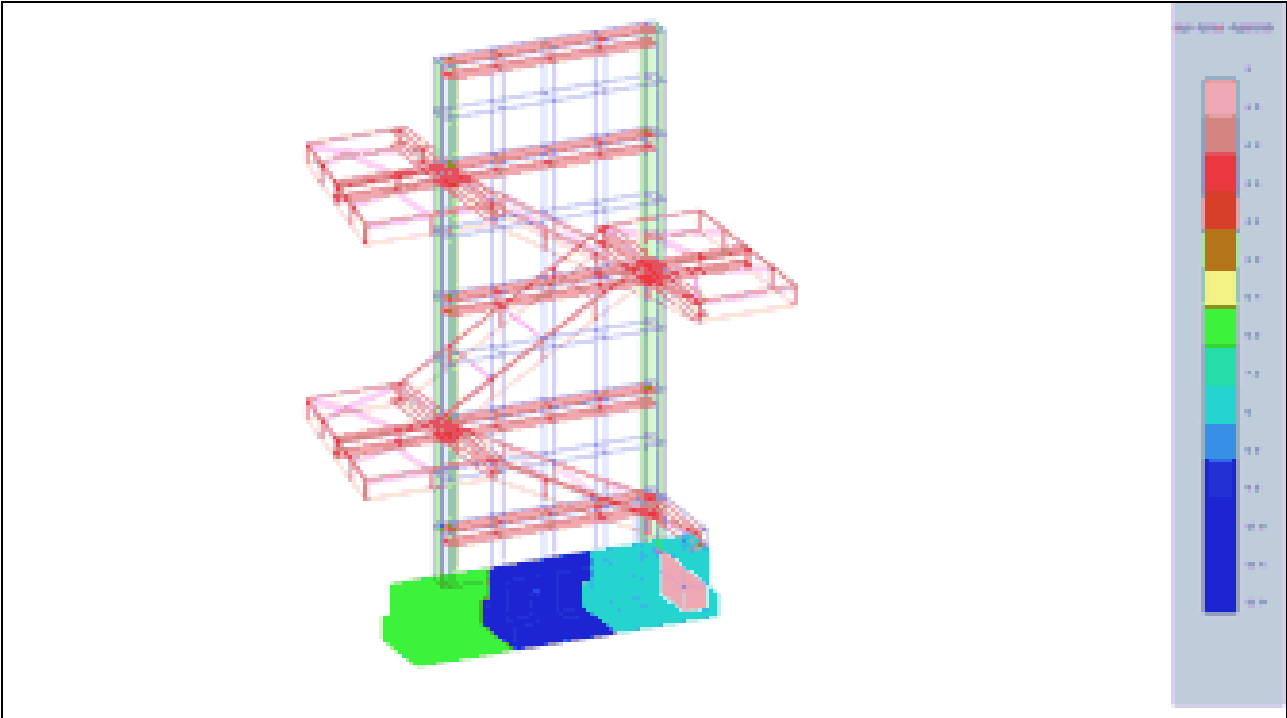
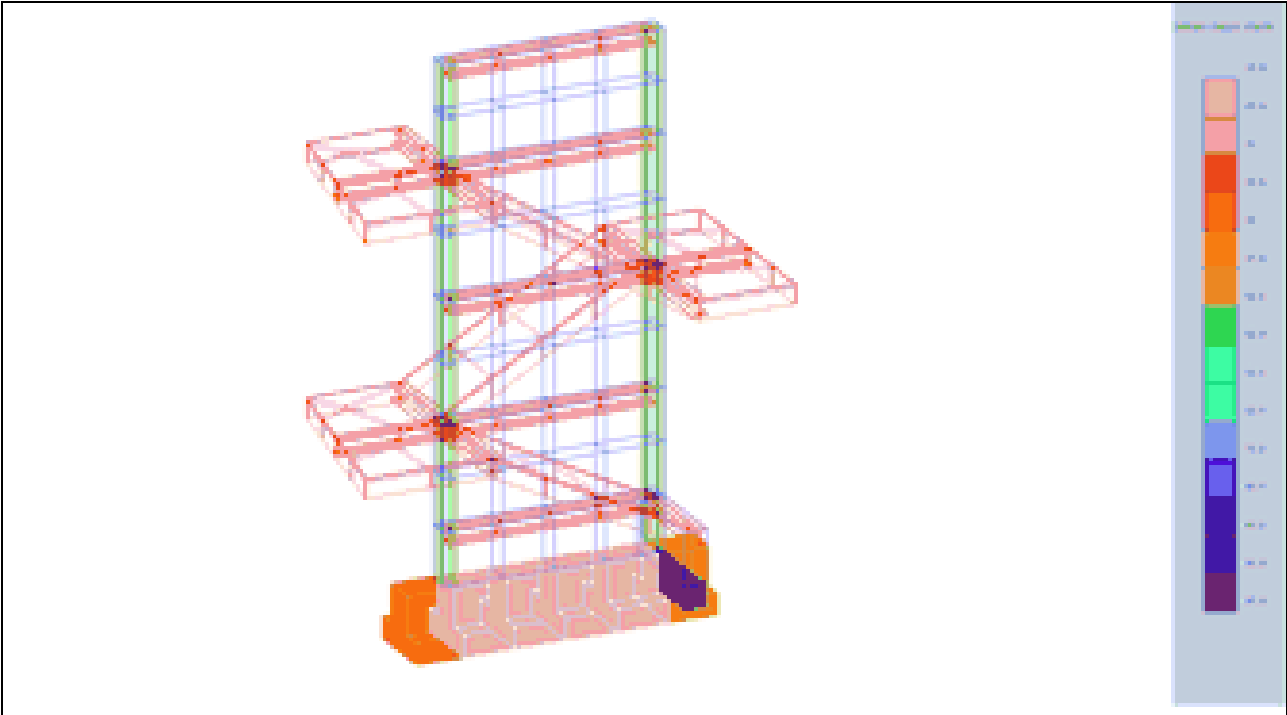


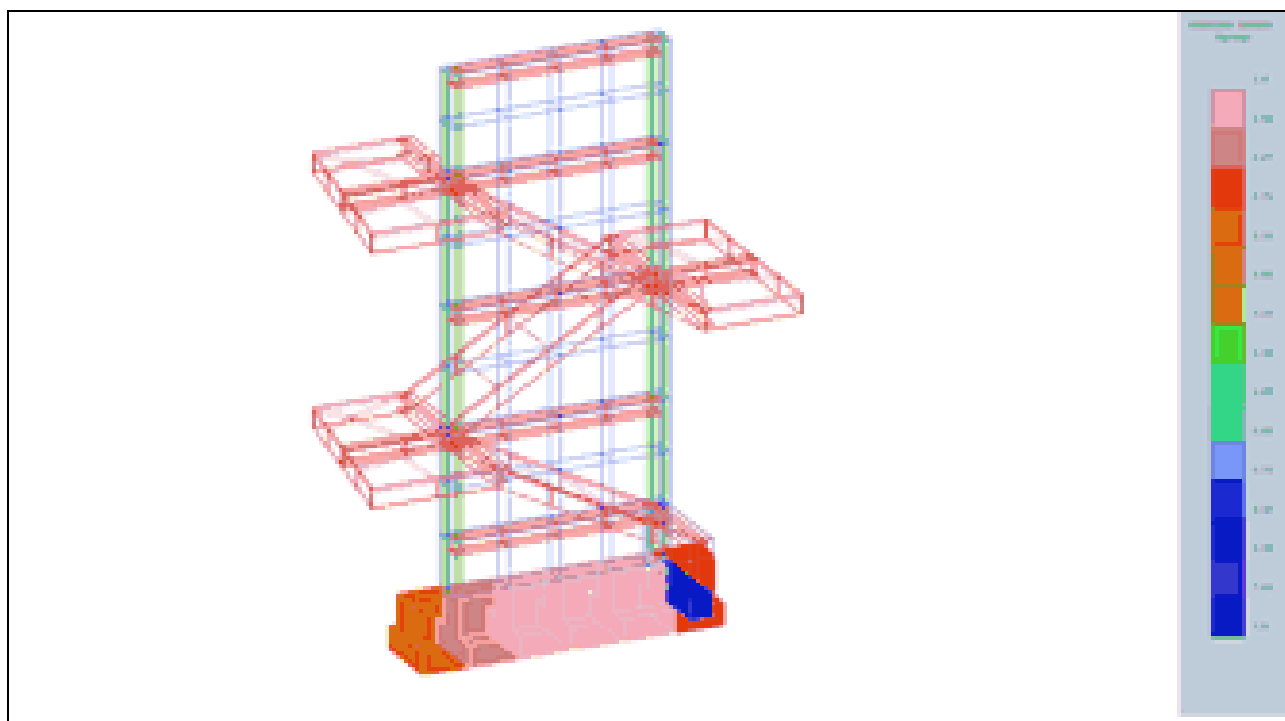
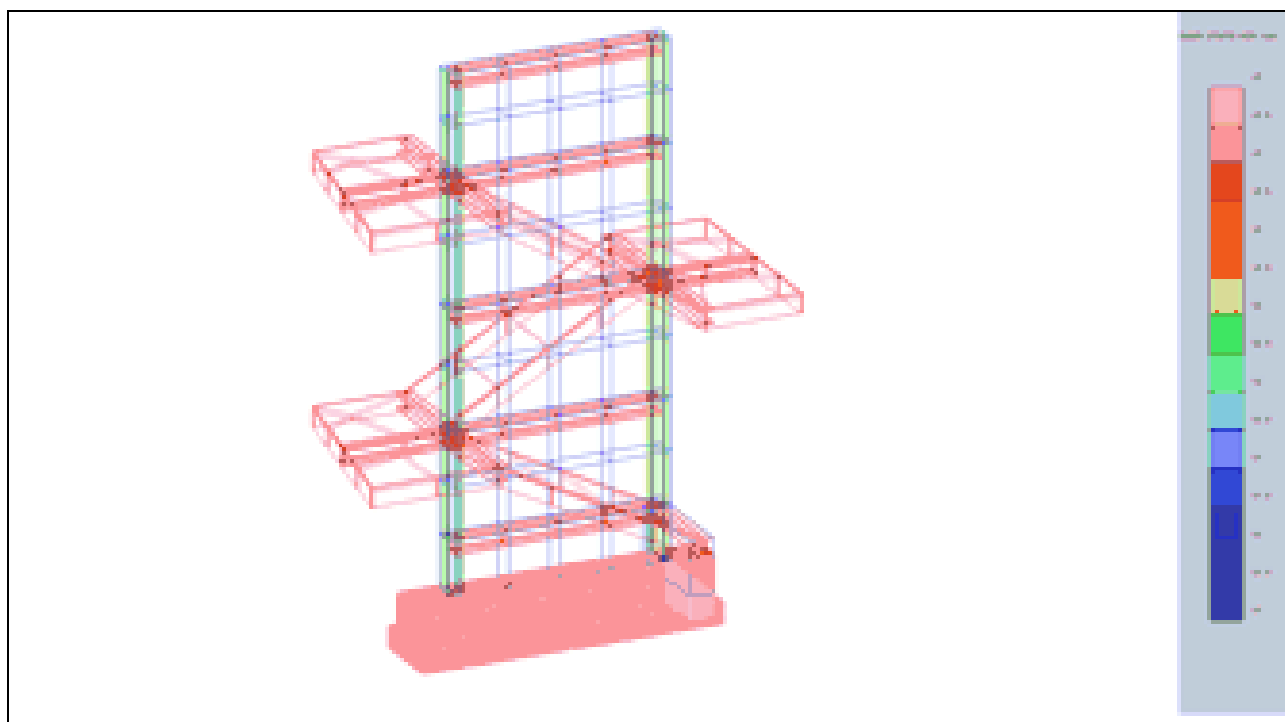


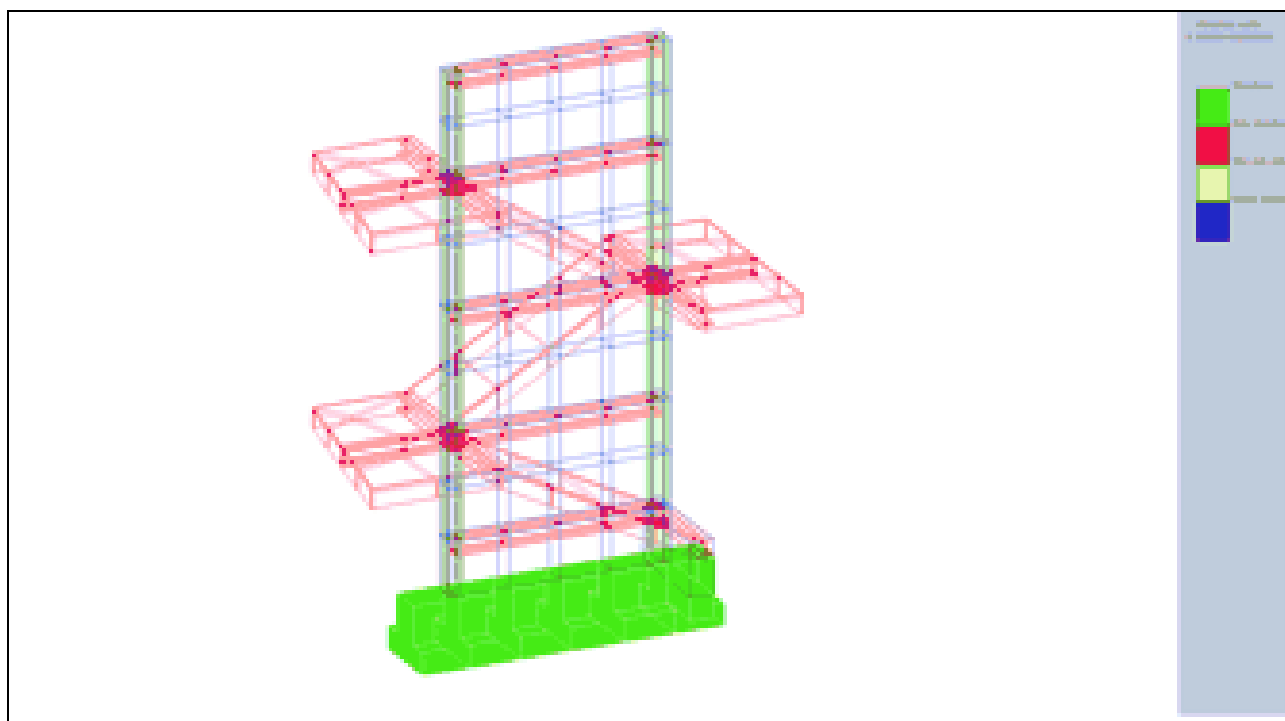
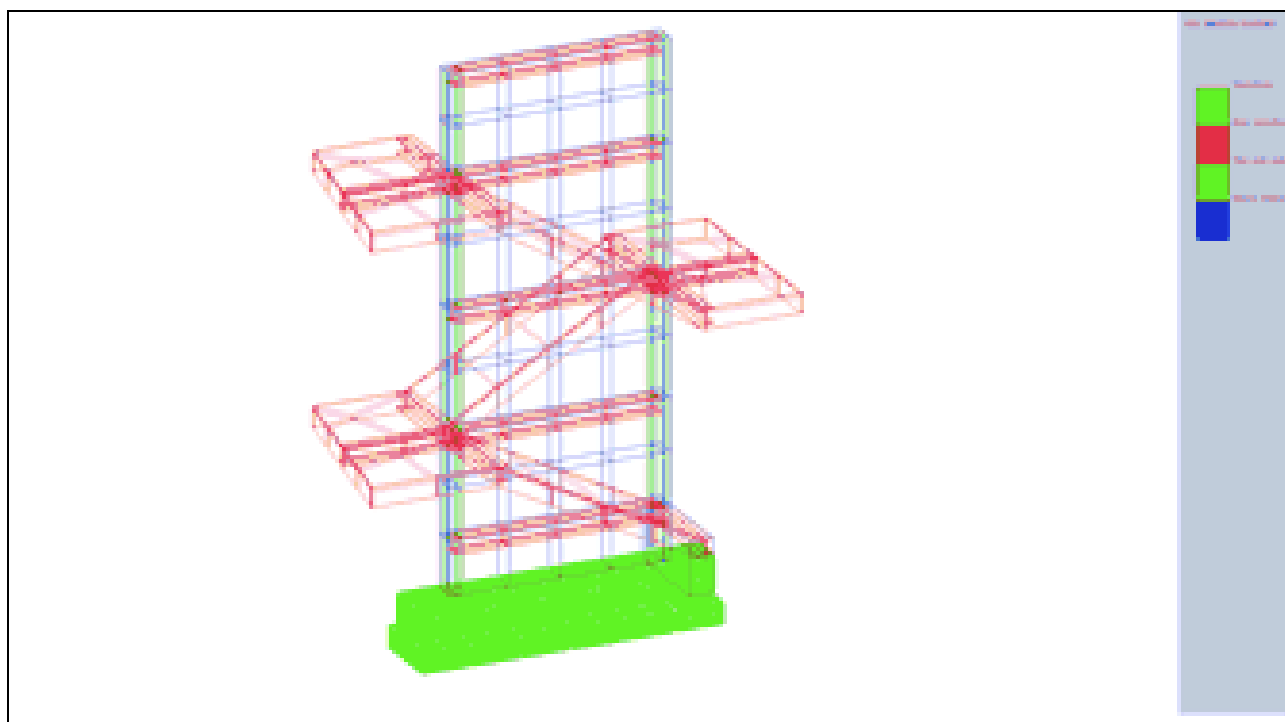
ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

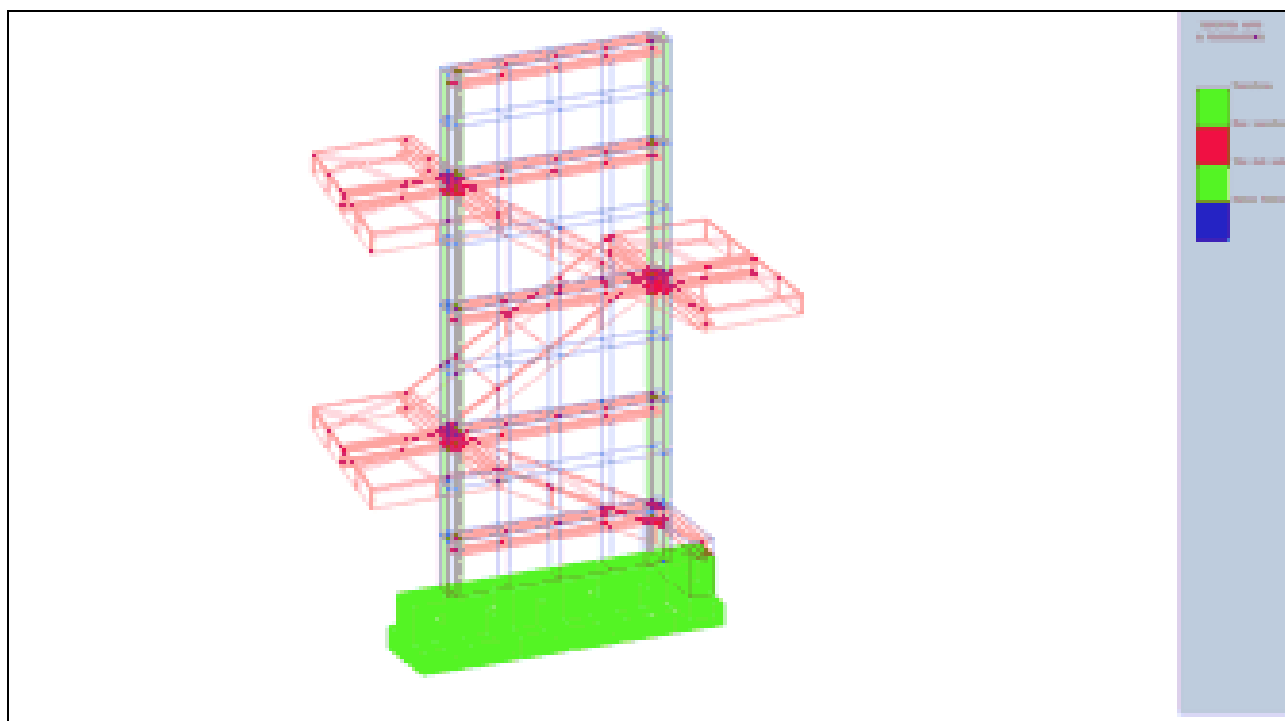
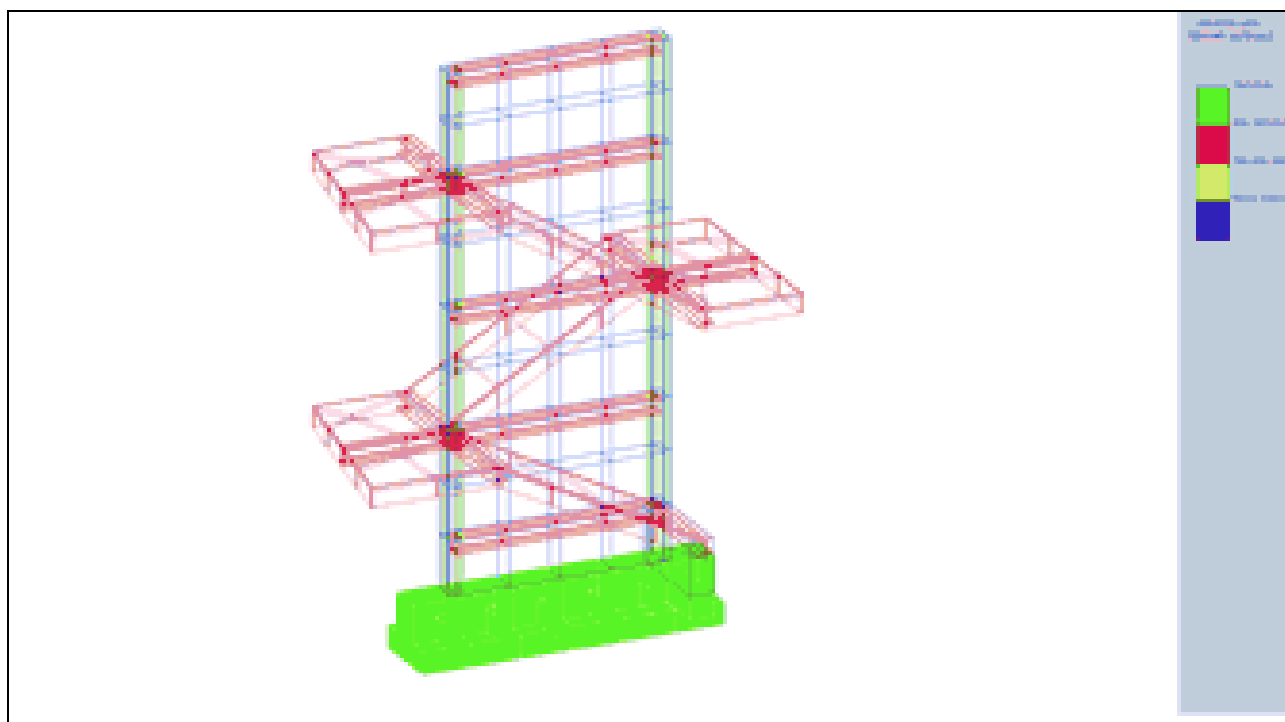


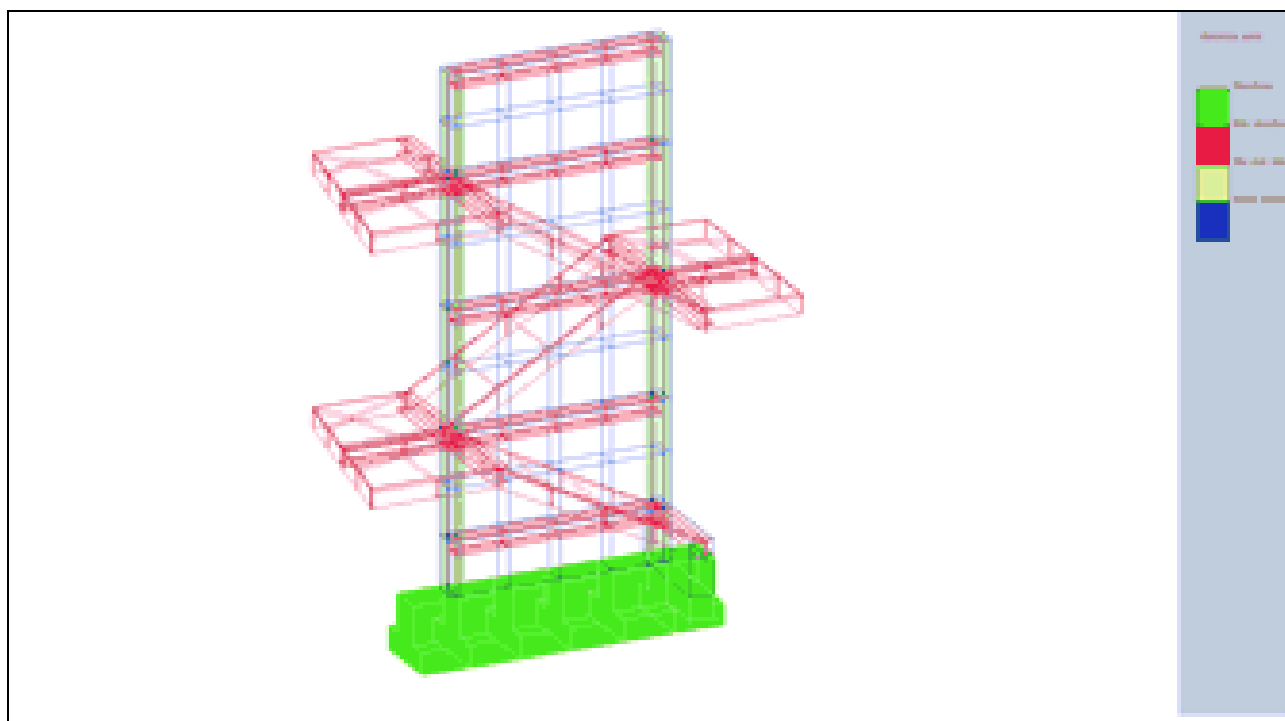
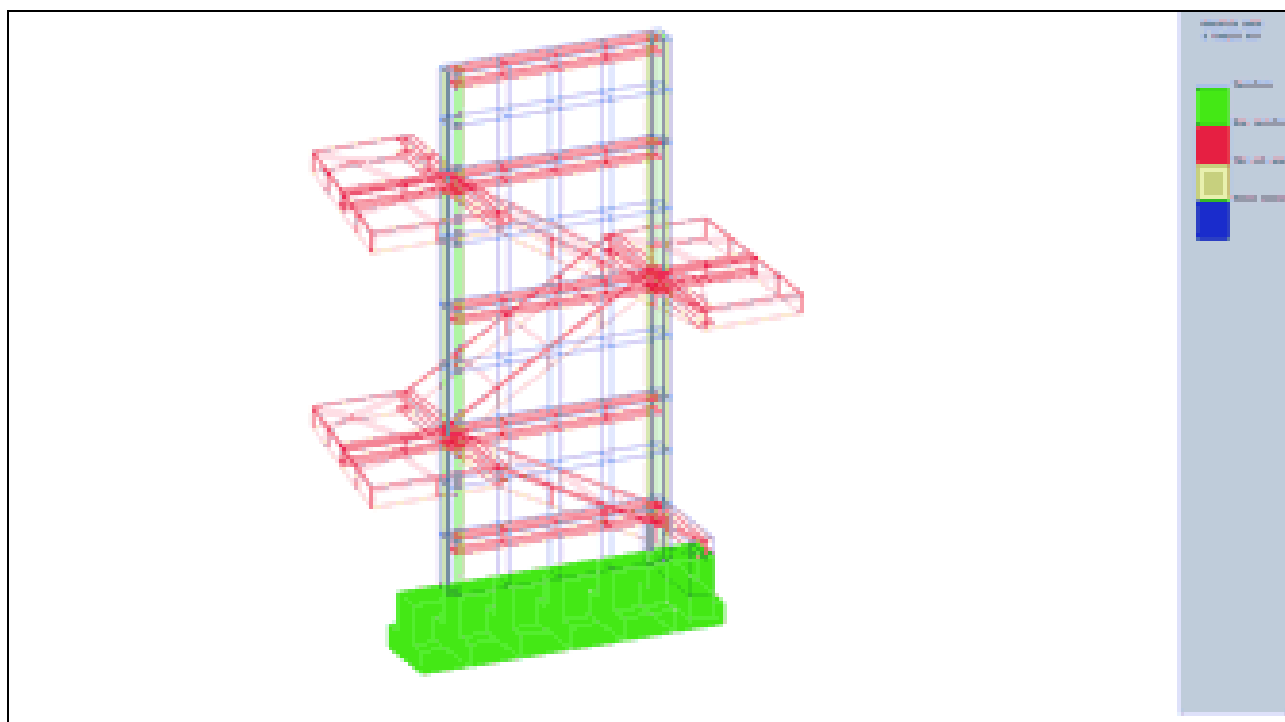


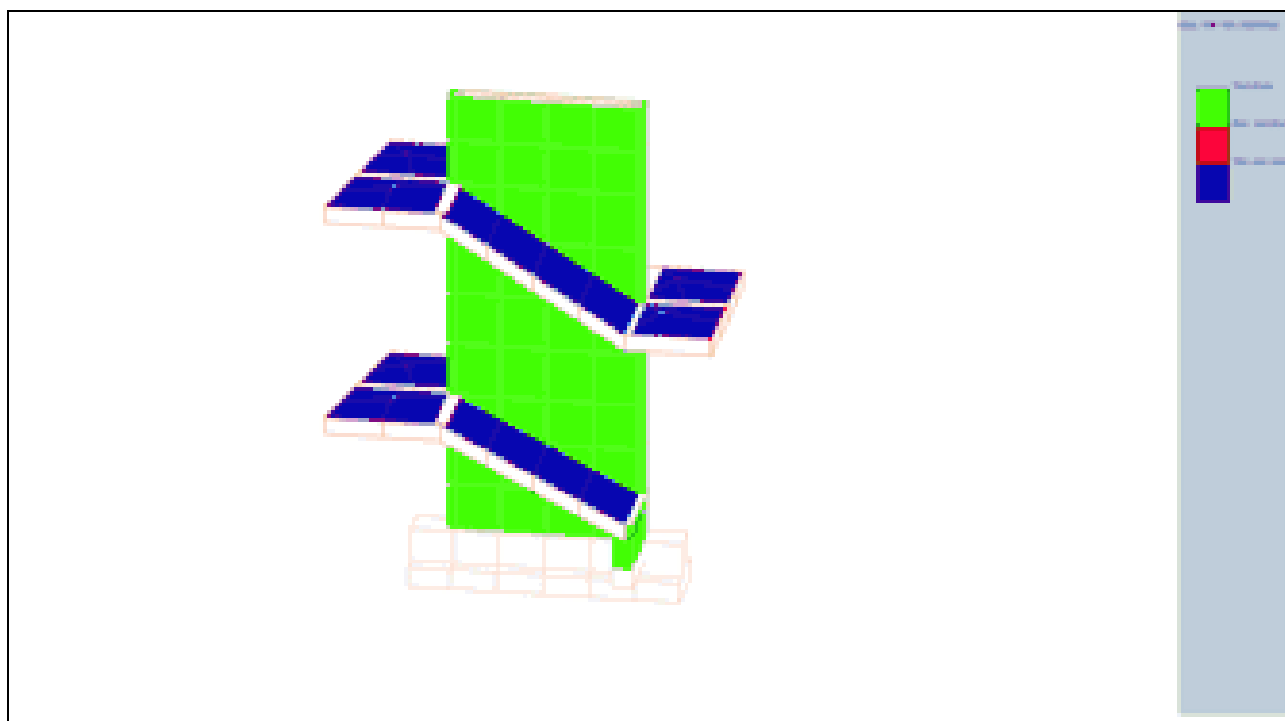
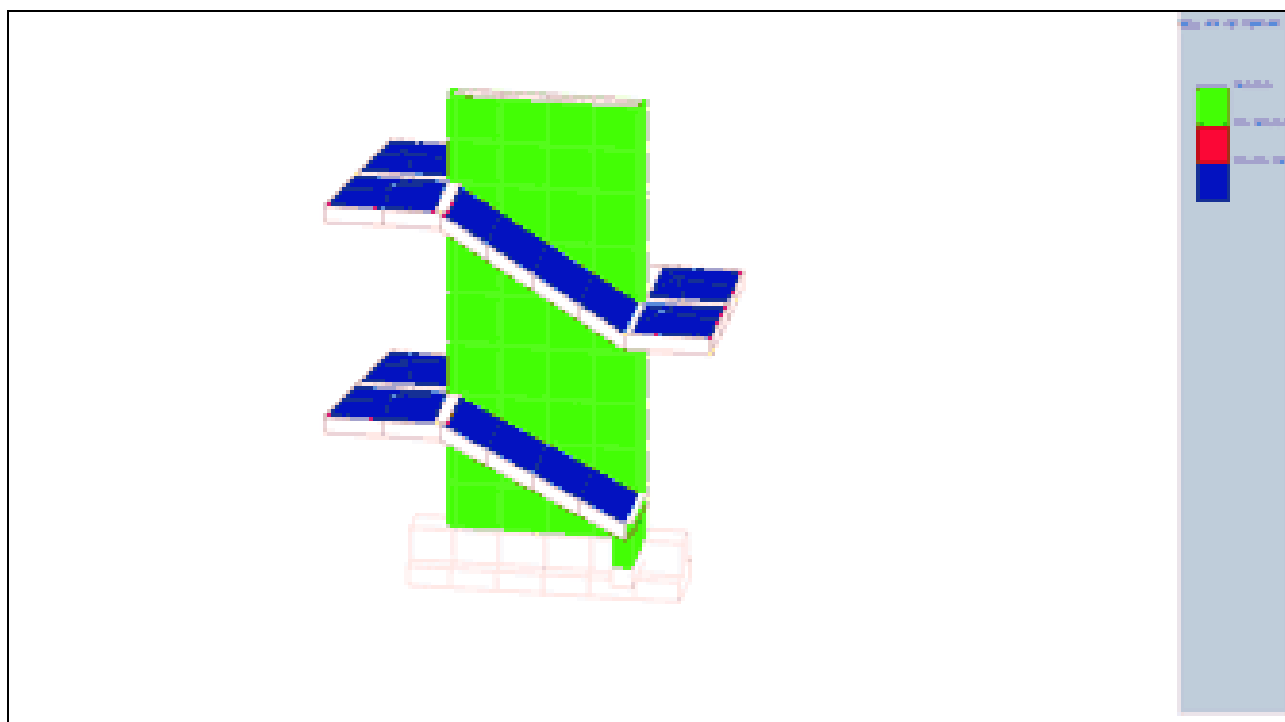


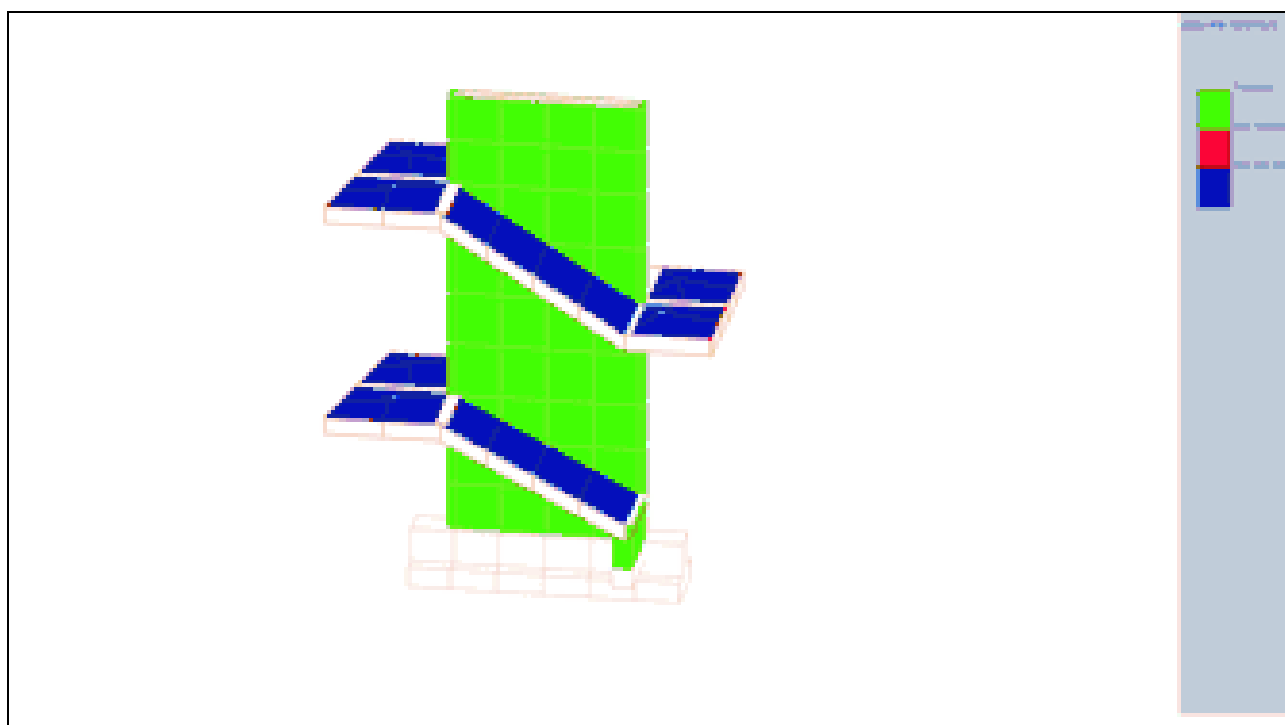
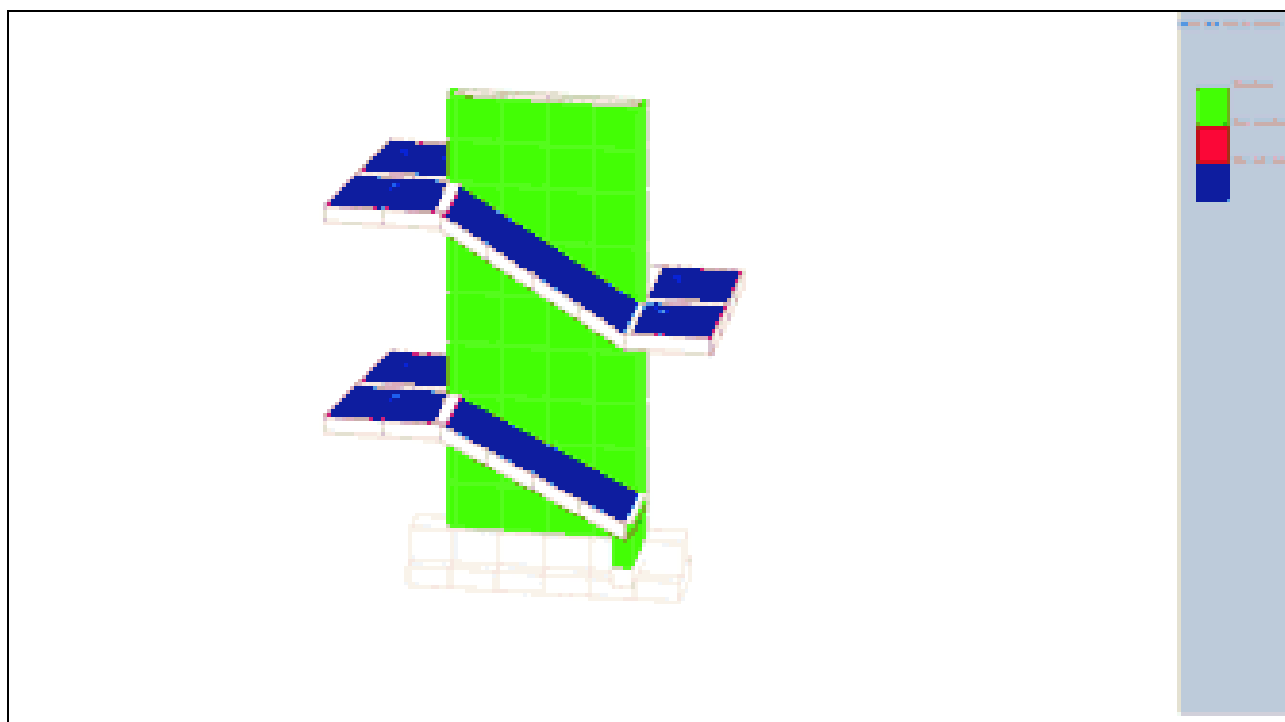


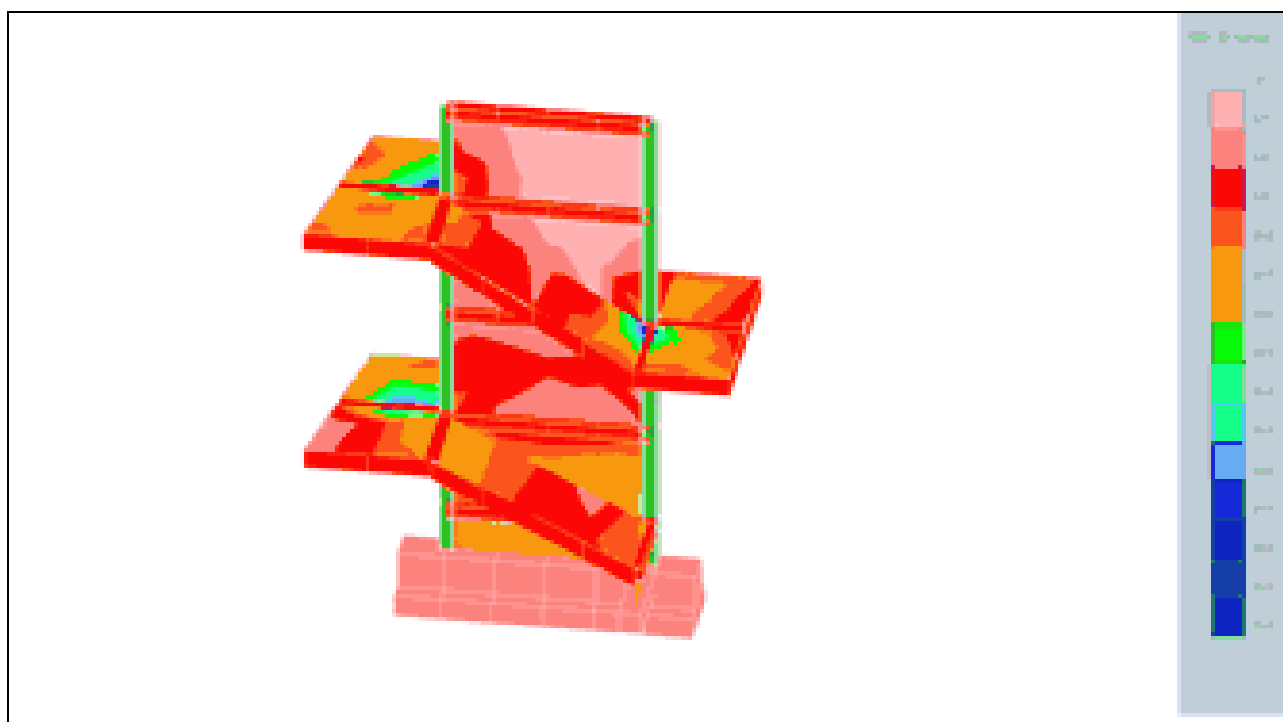
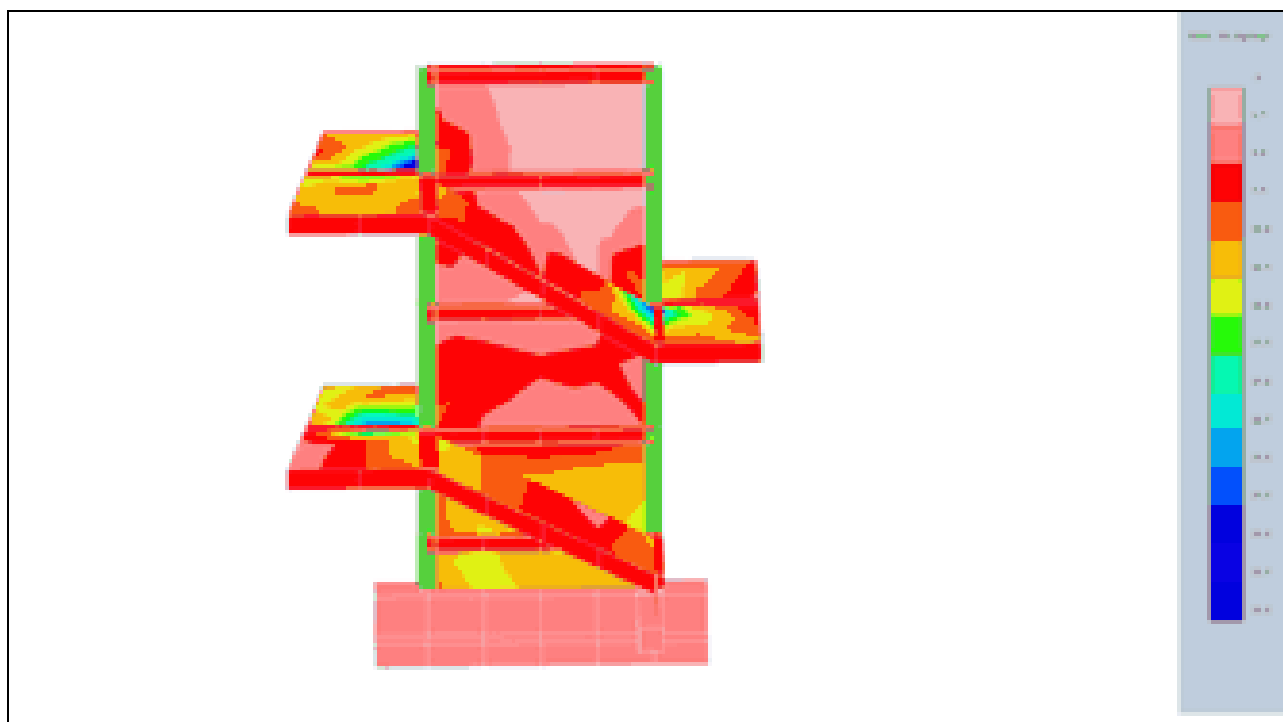


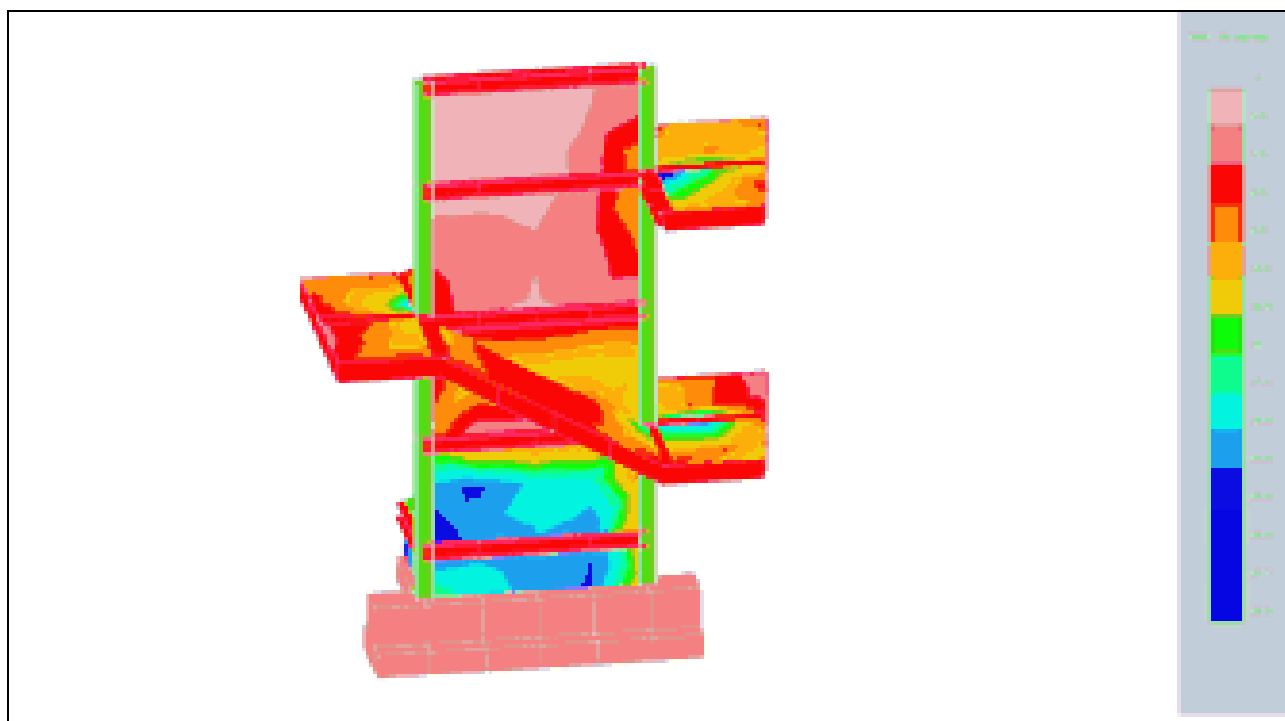
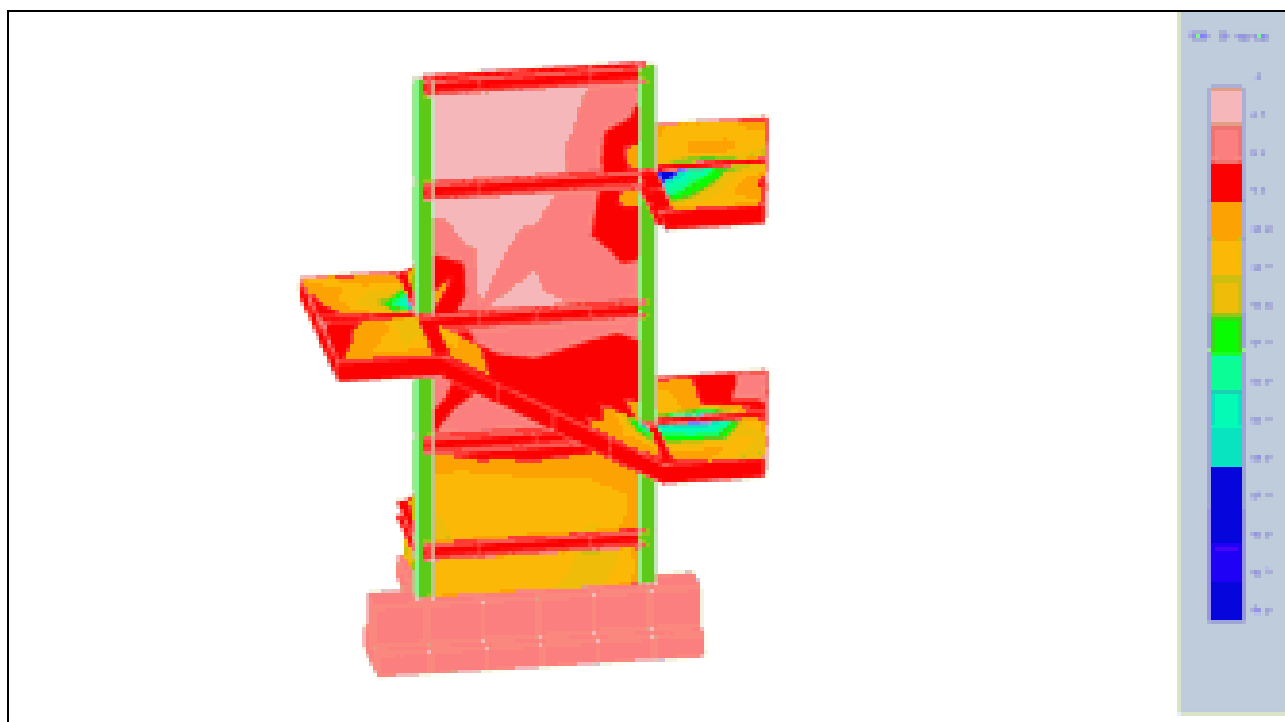


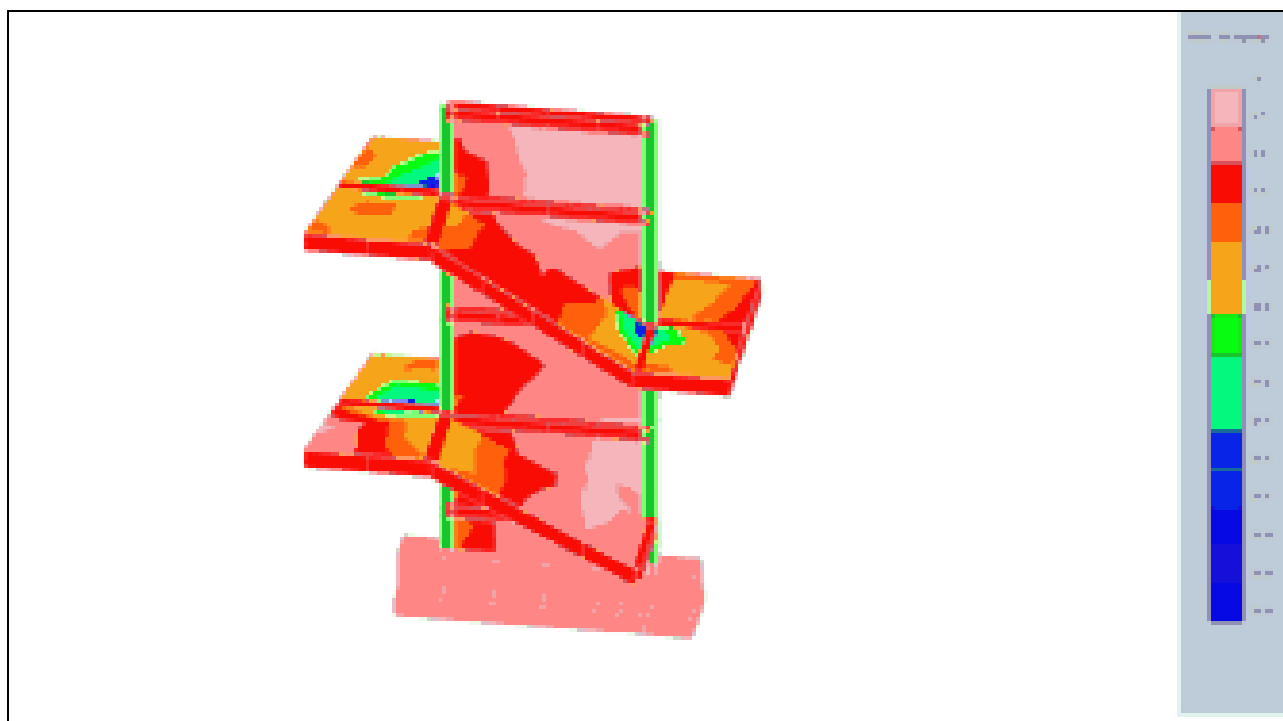
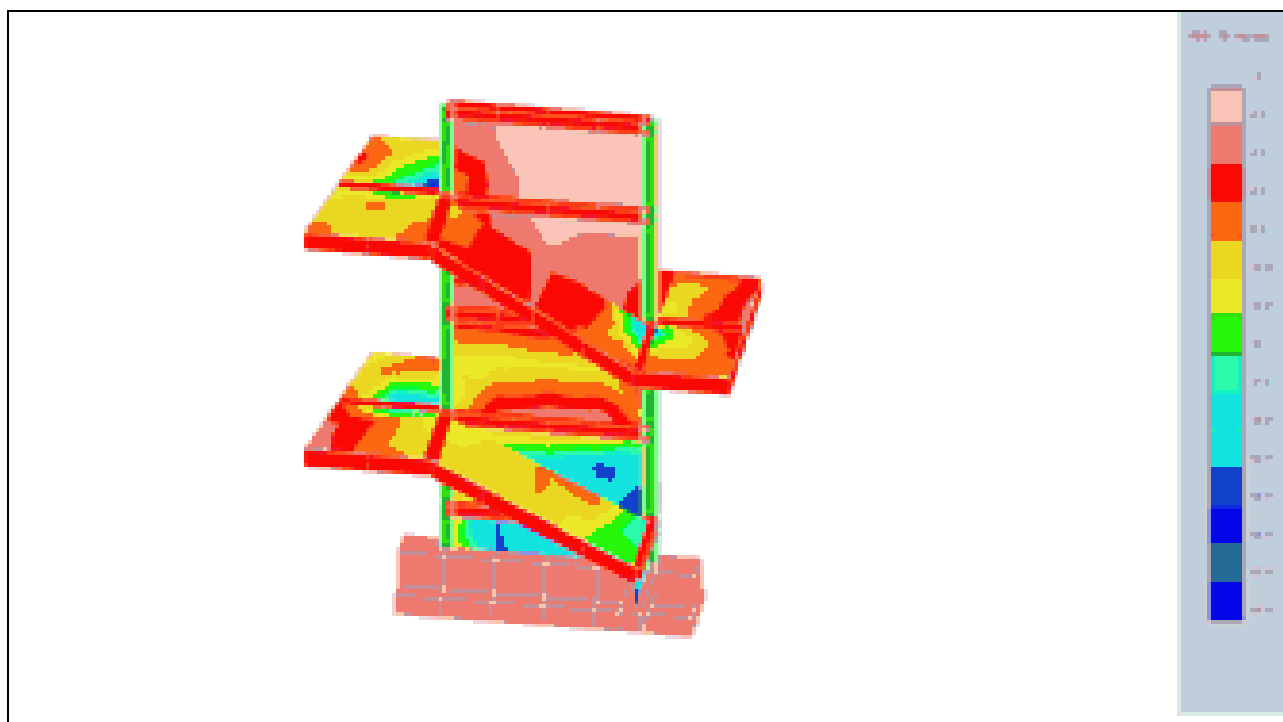


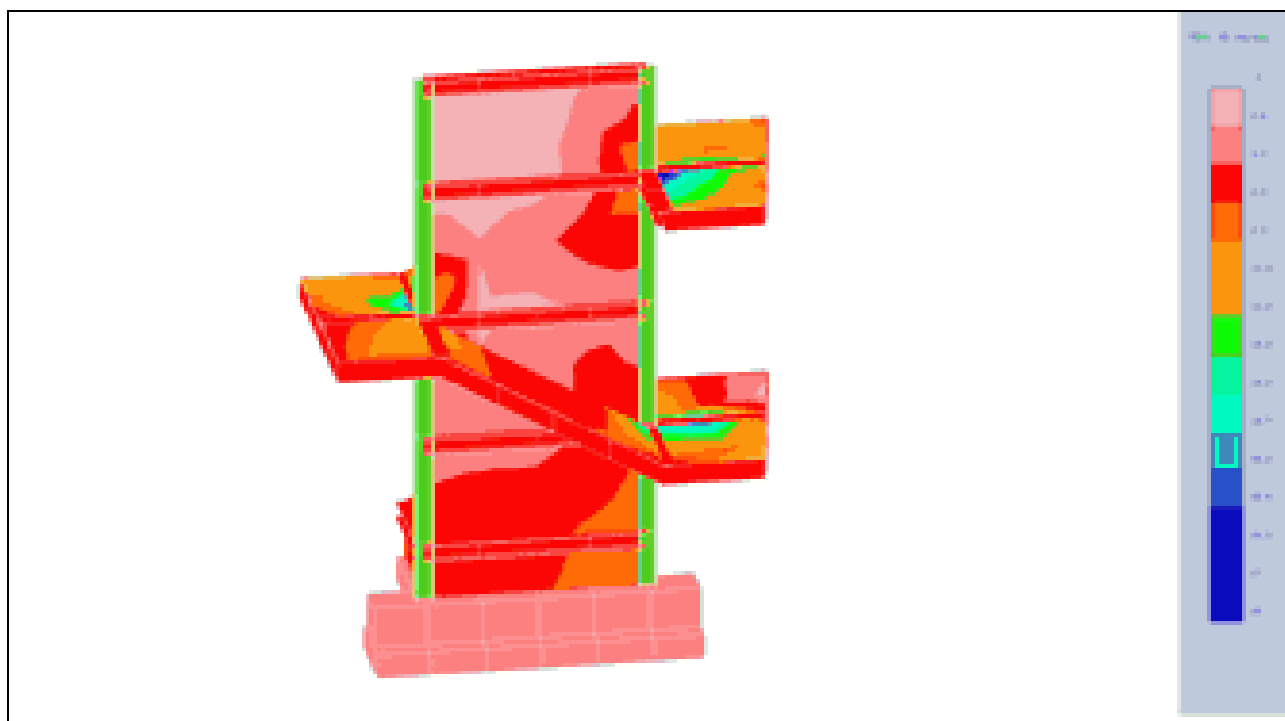
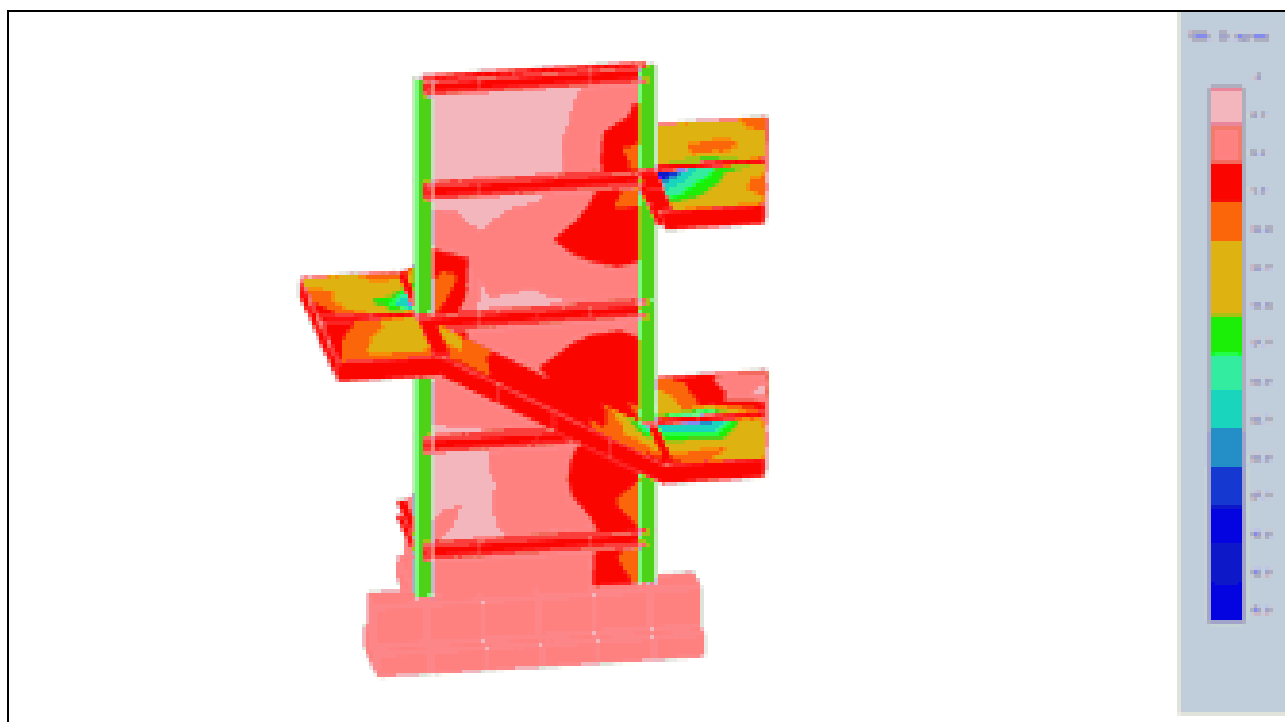


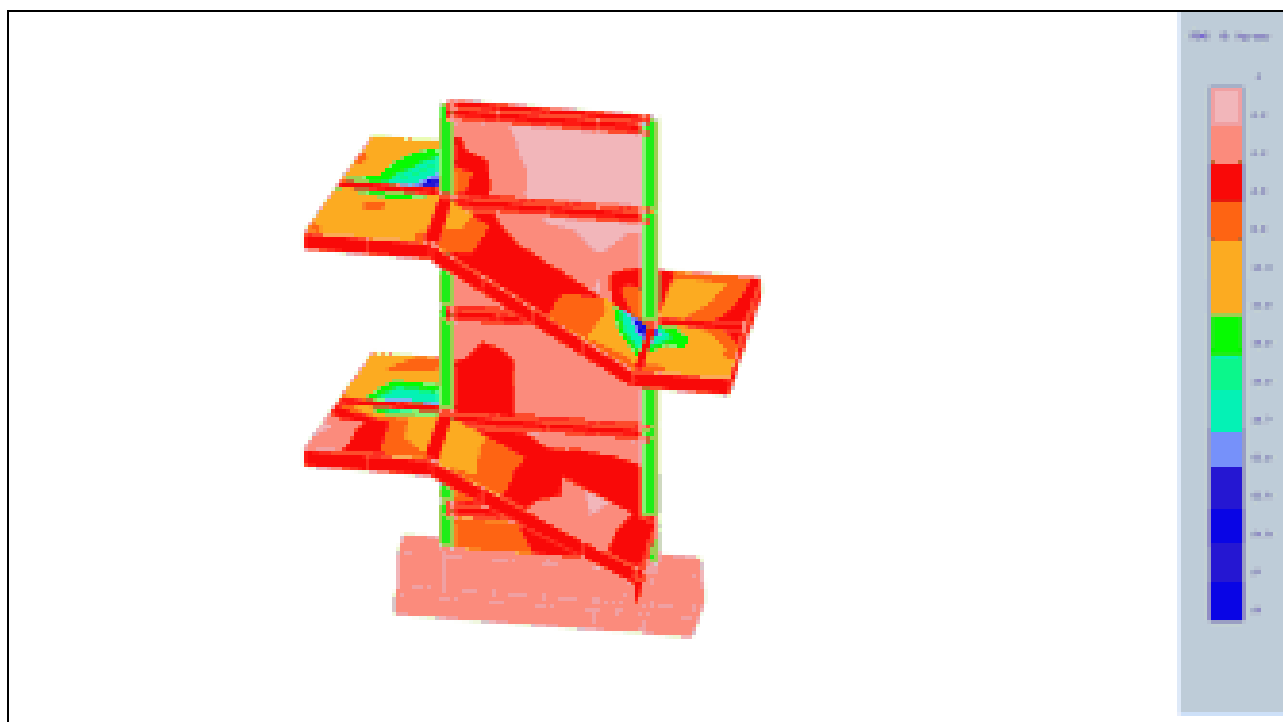




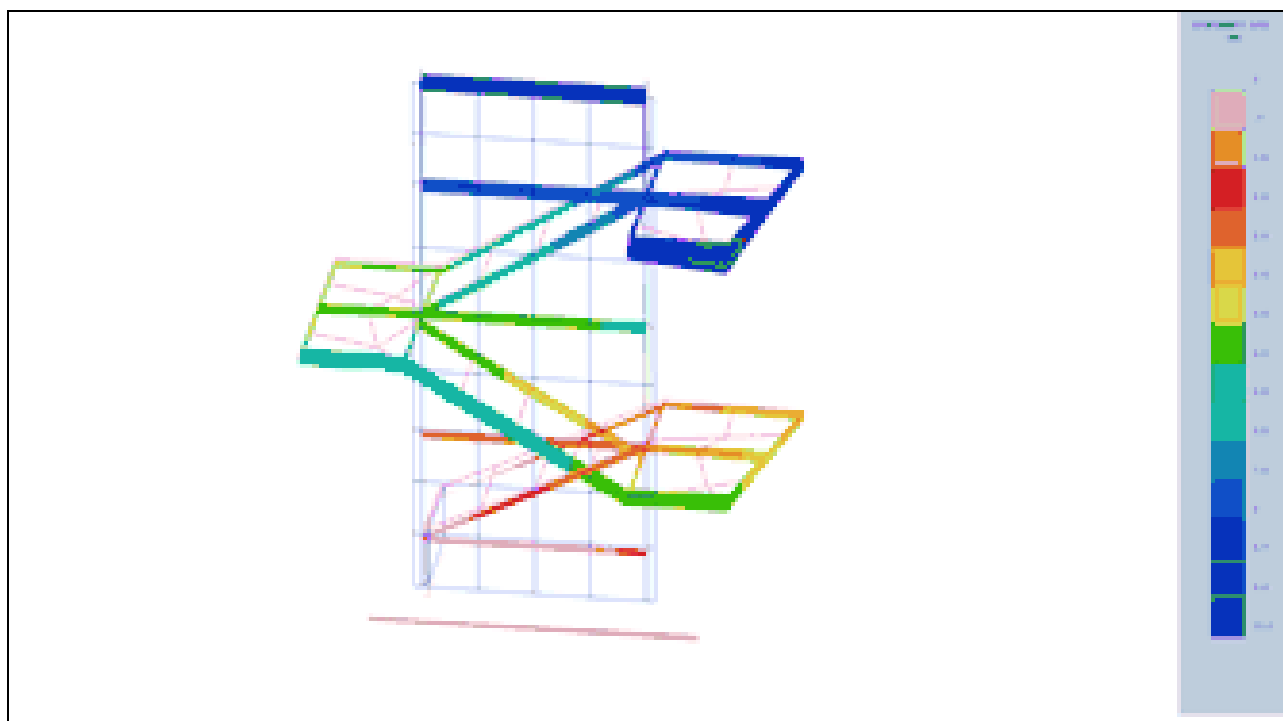


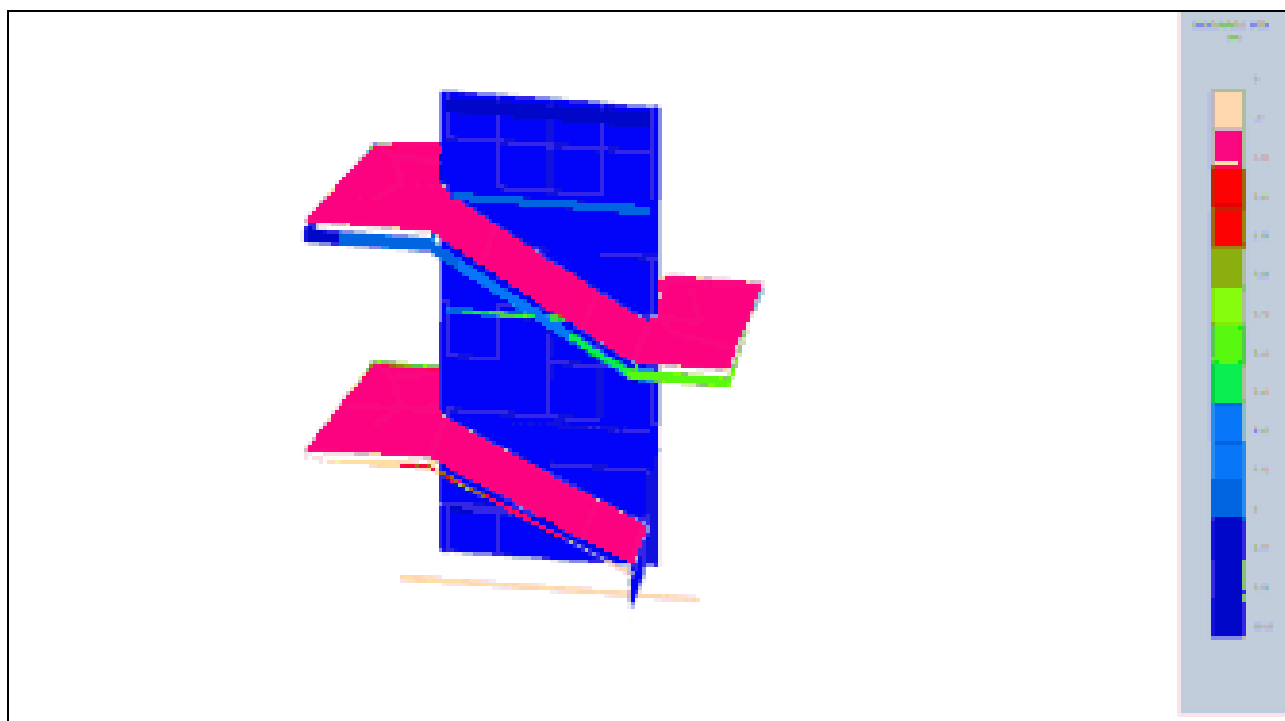
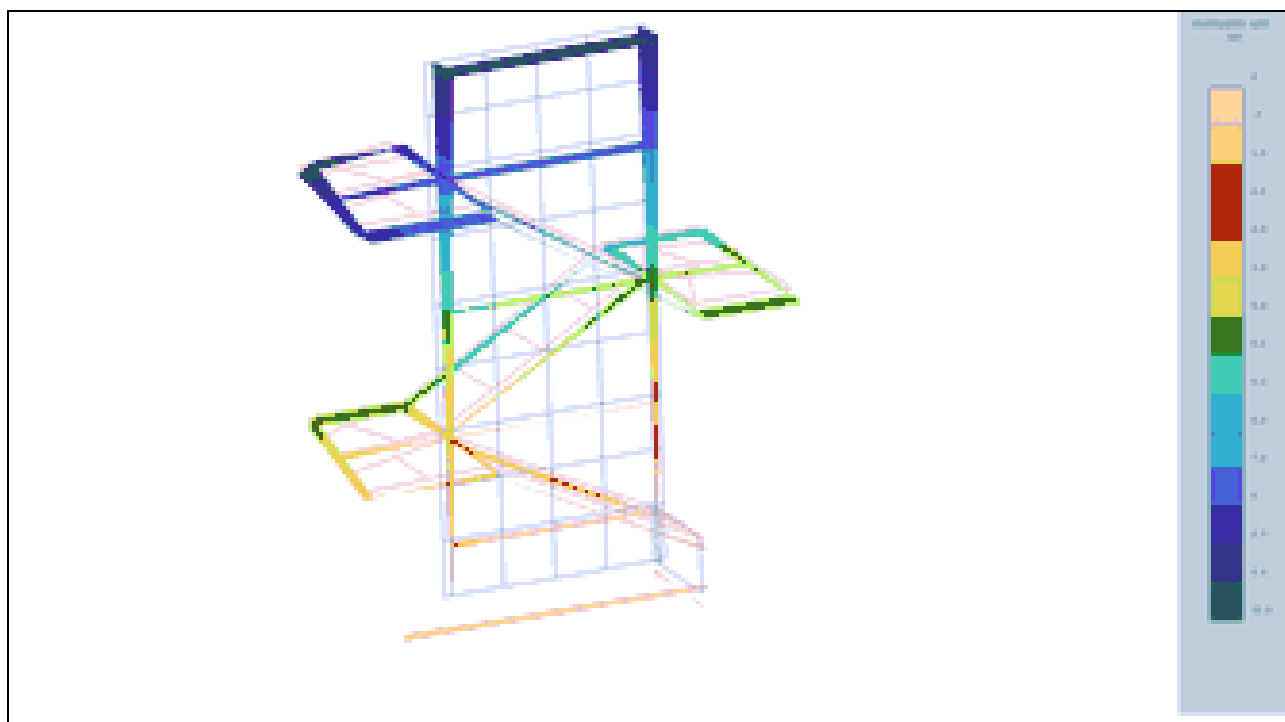


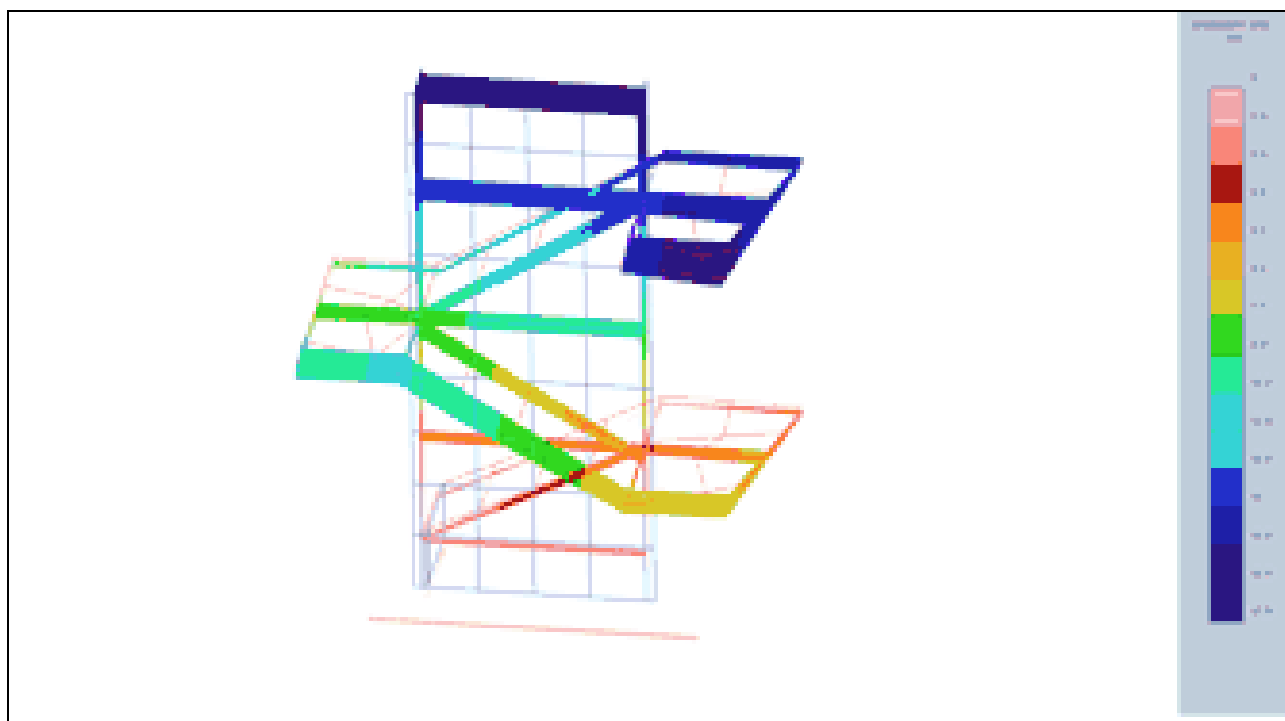
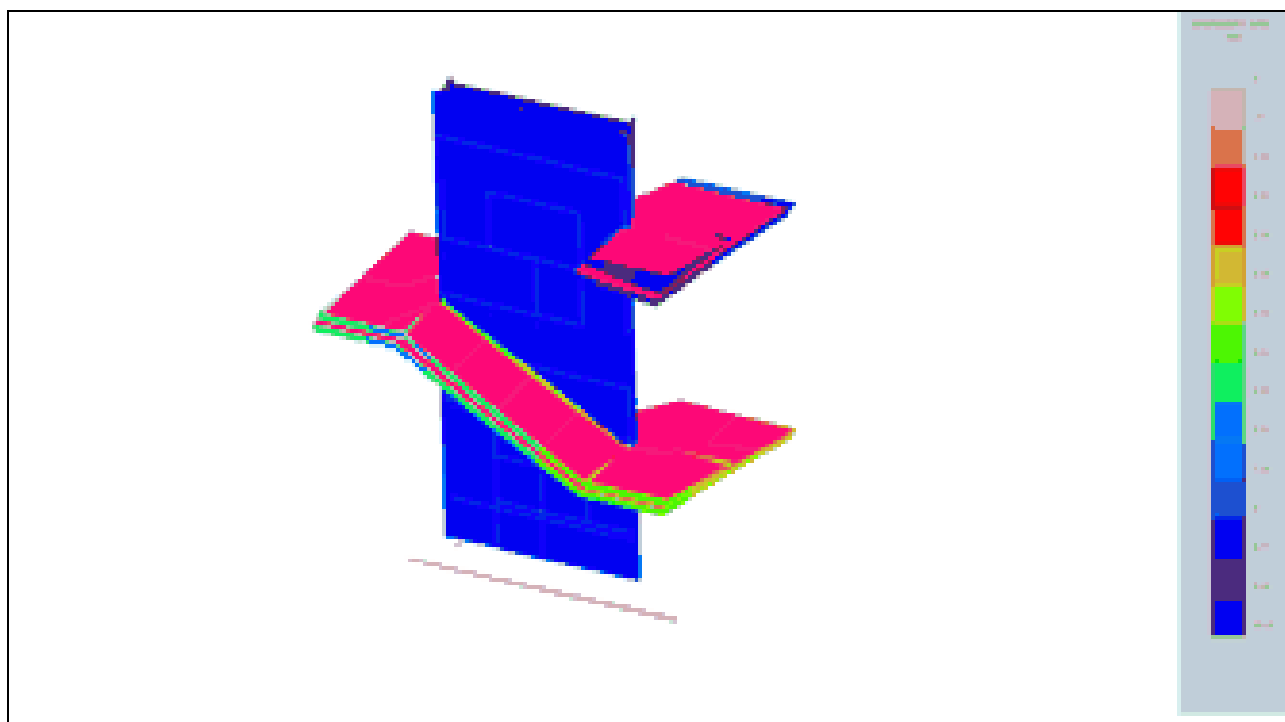


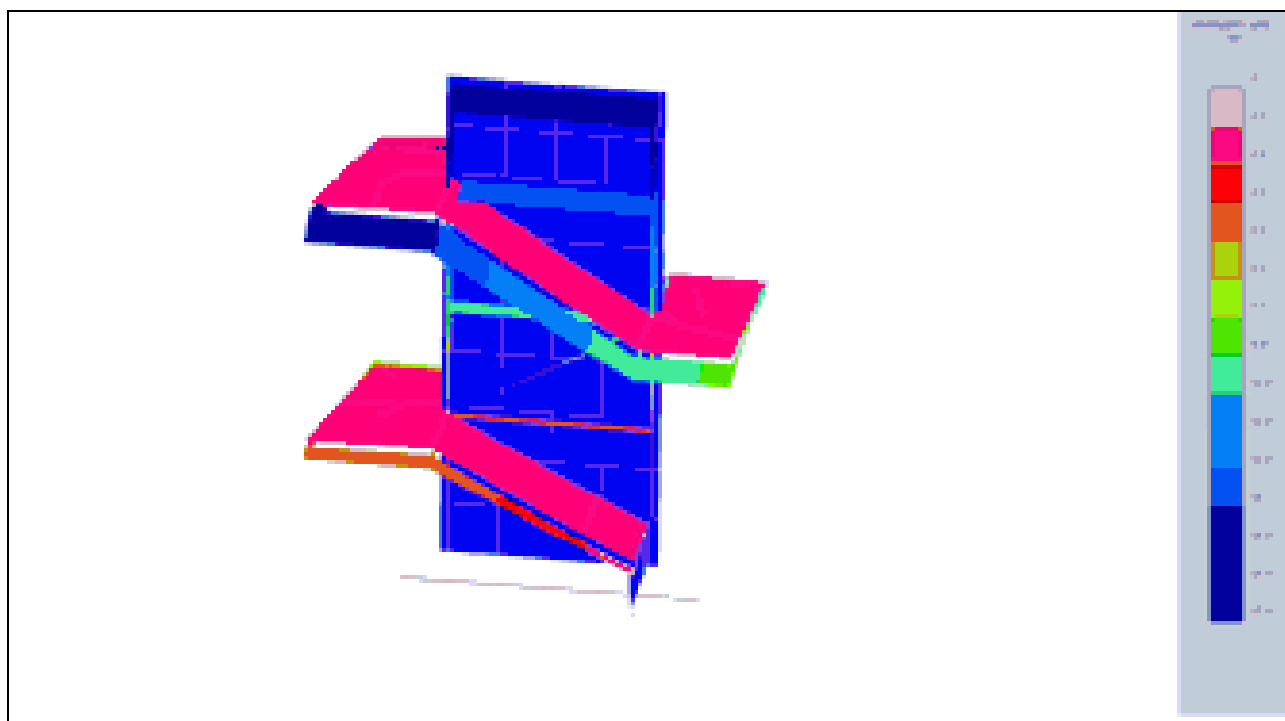
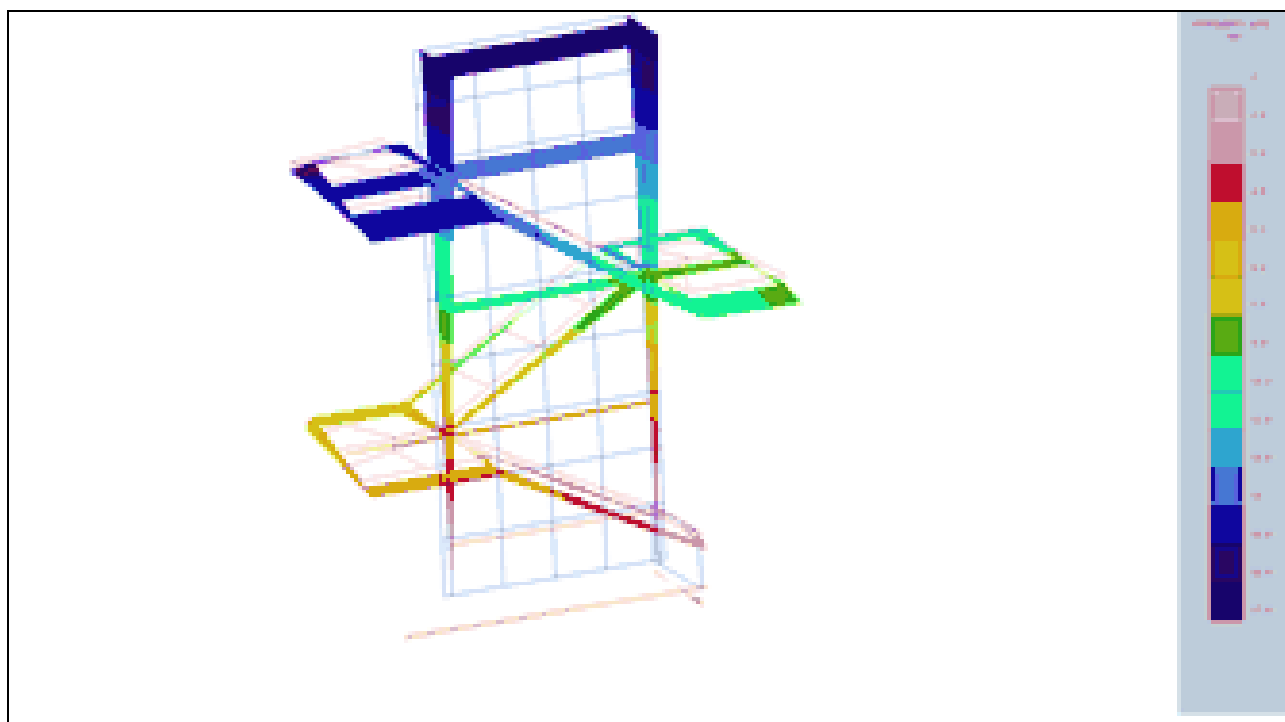


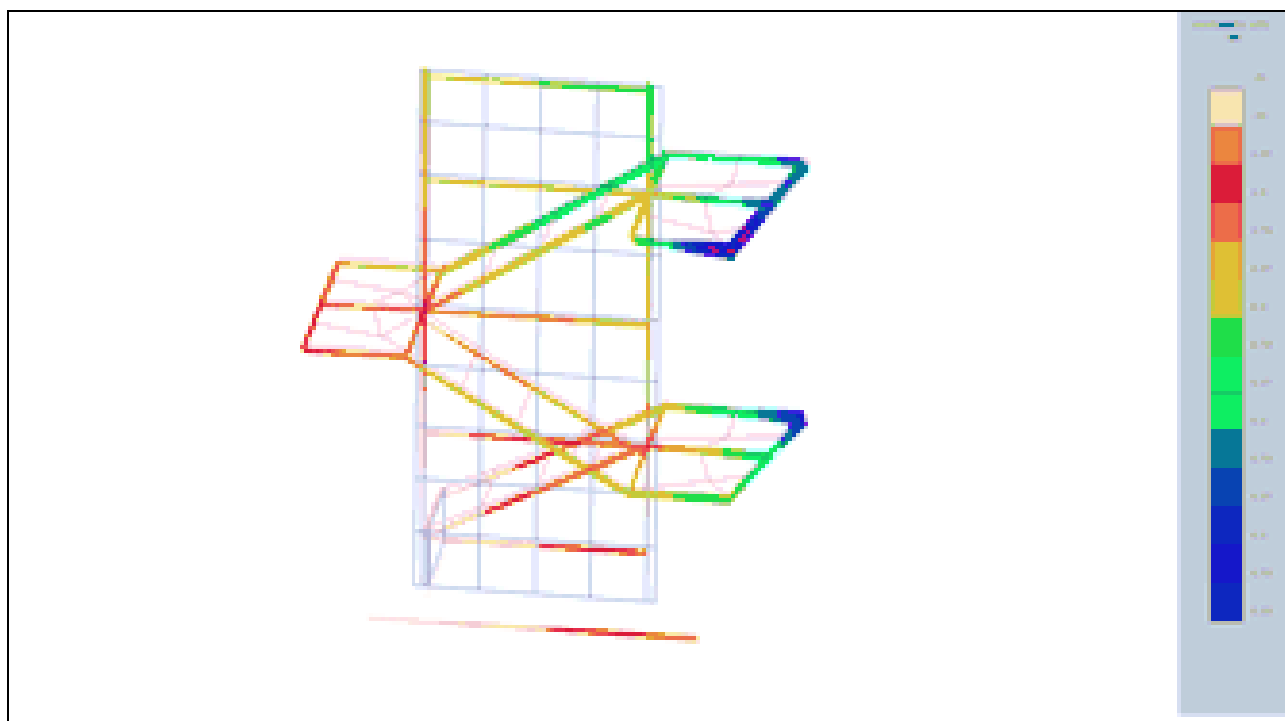
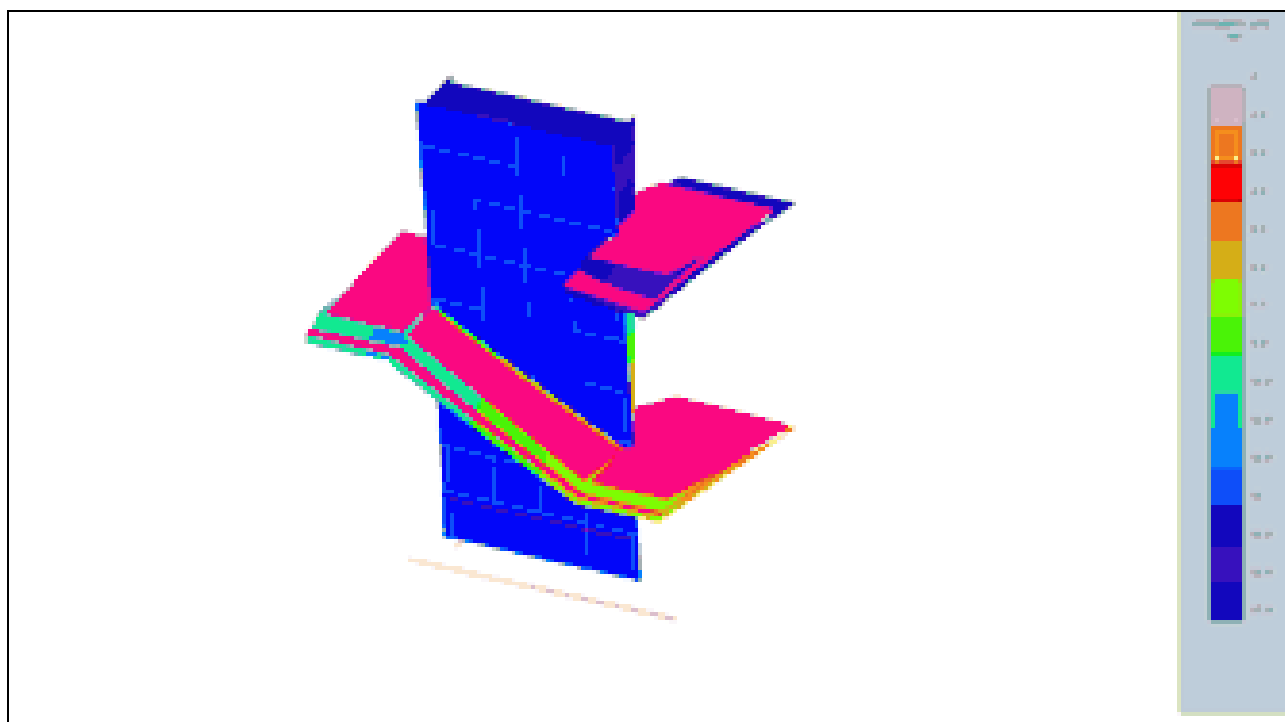
CAMPO DI SPOSTAMENTI E DEFORMAZIONI

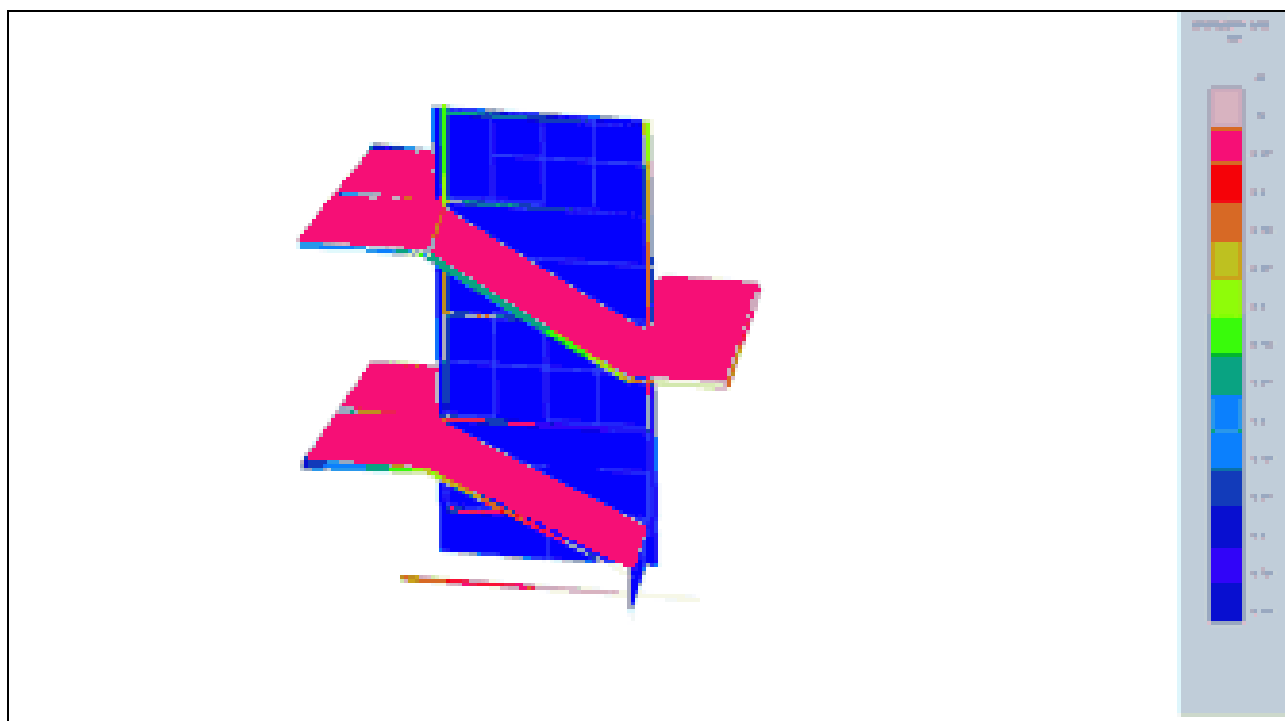
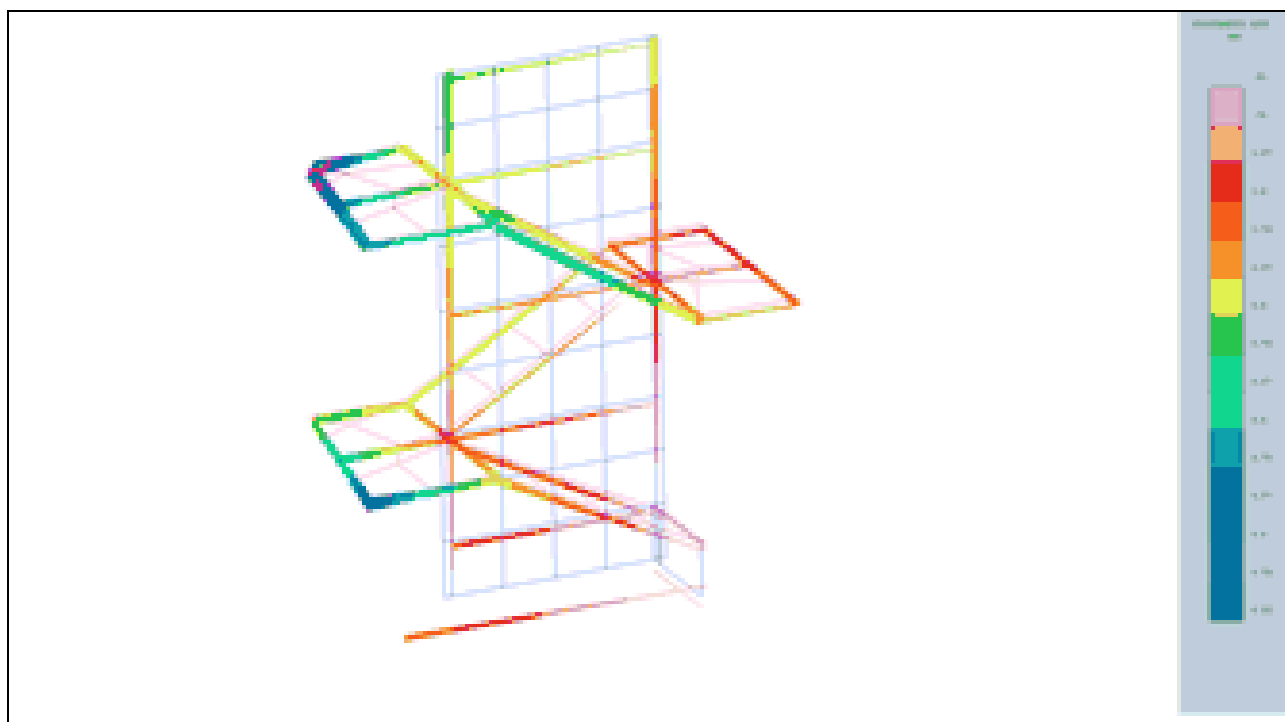


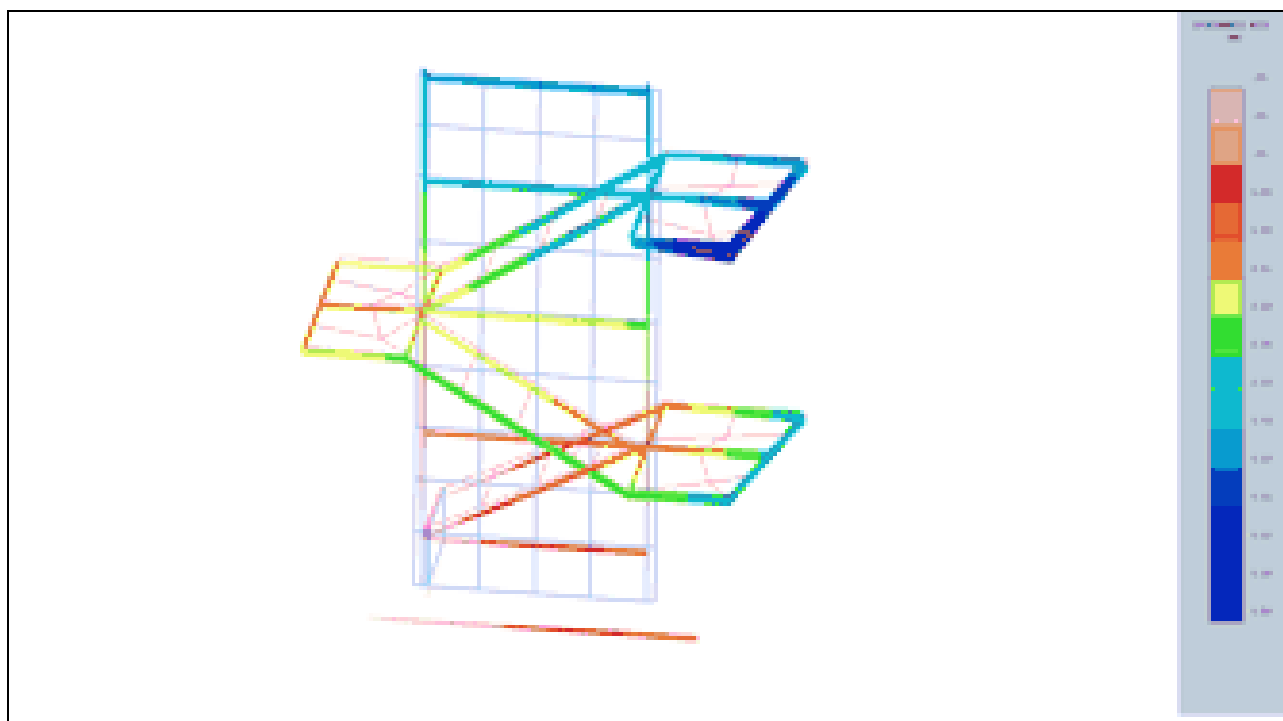
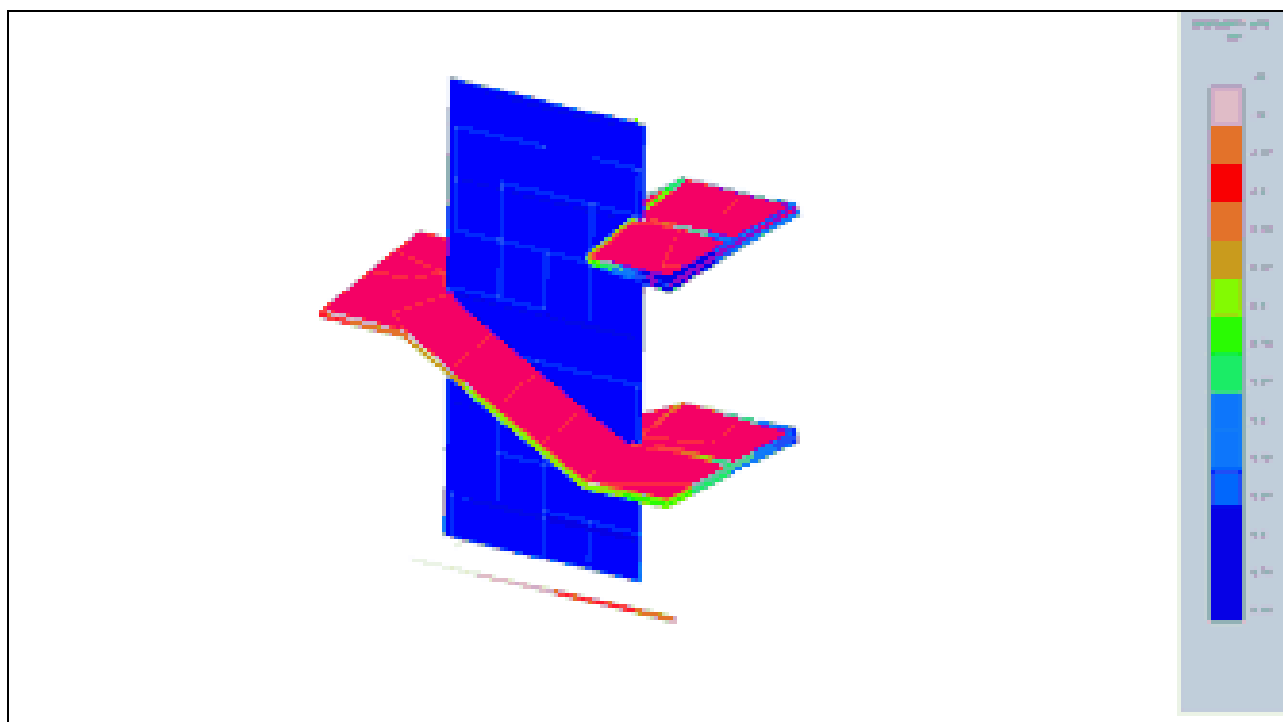


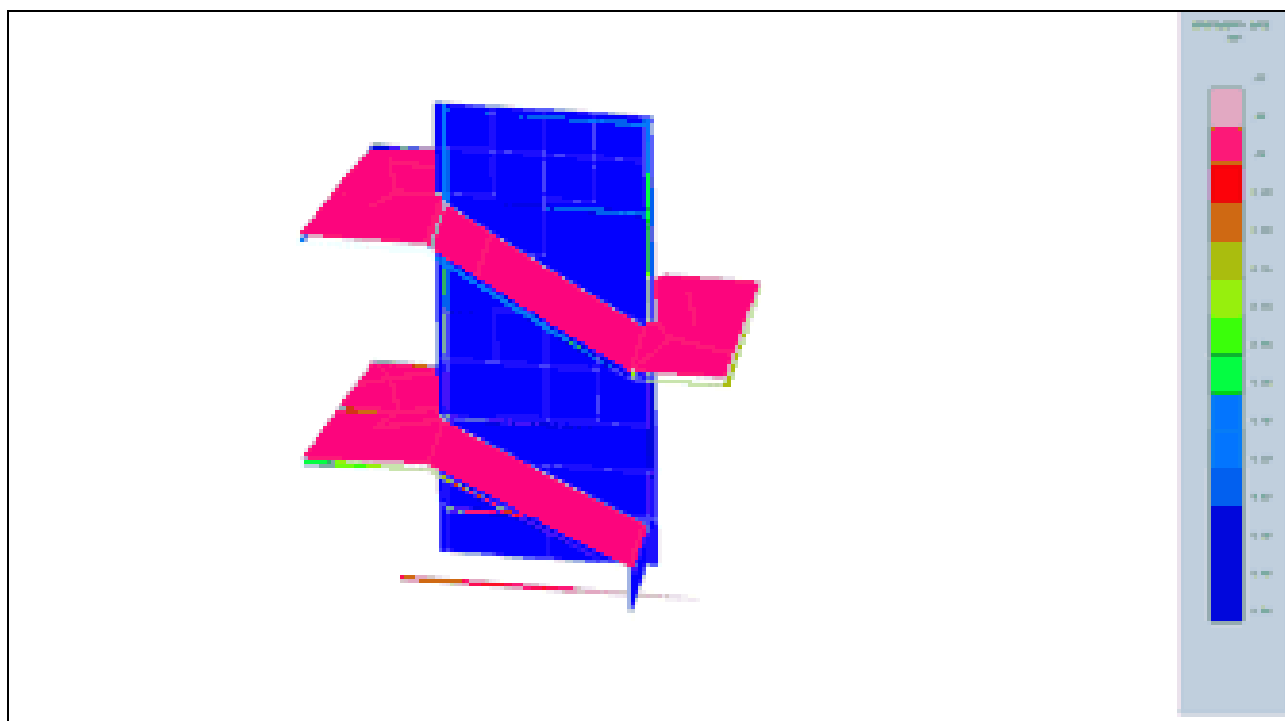
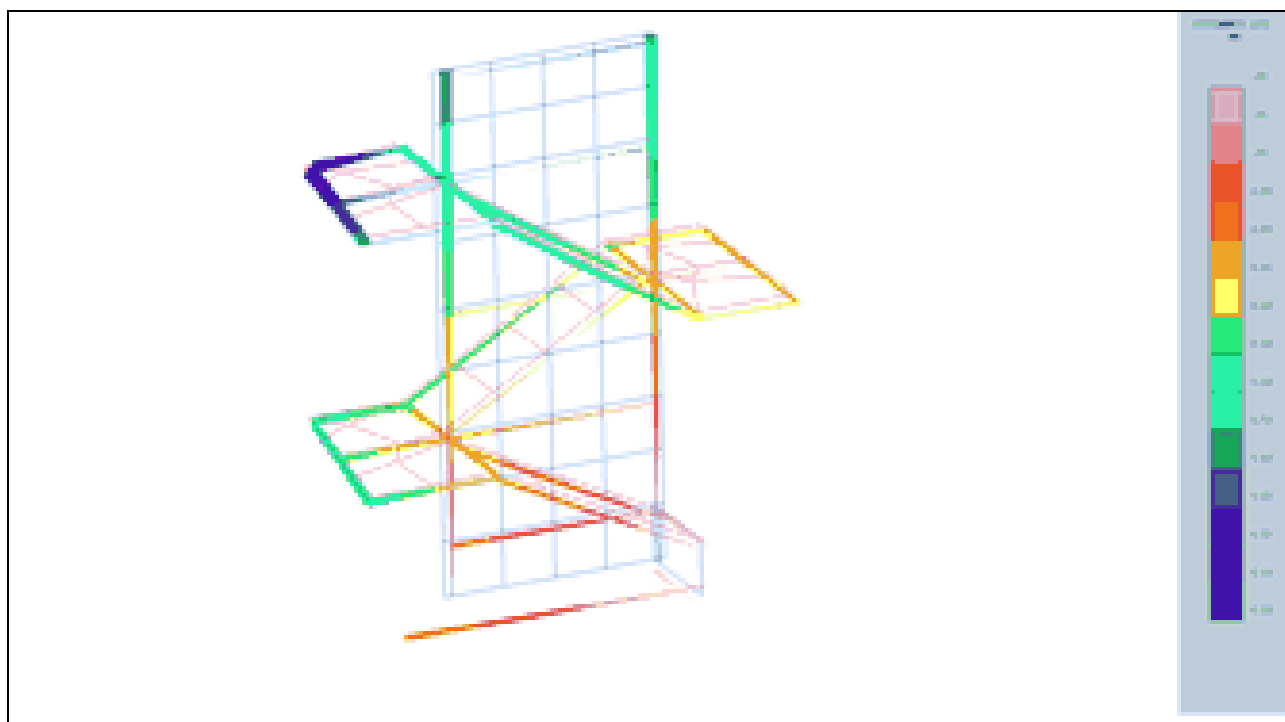


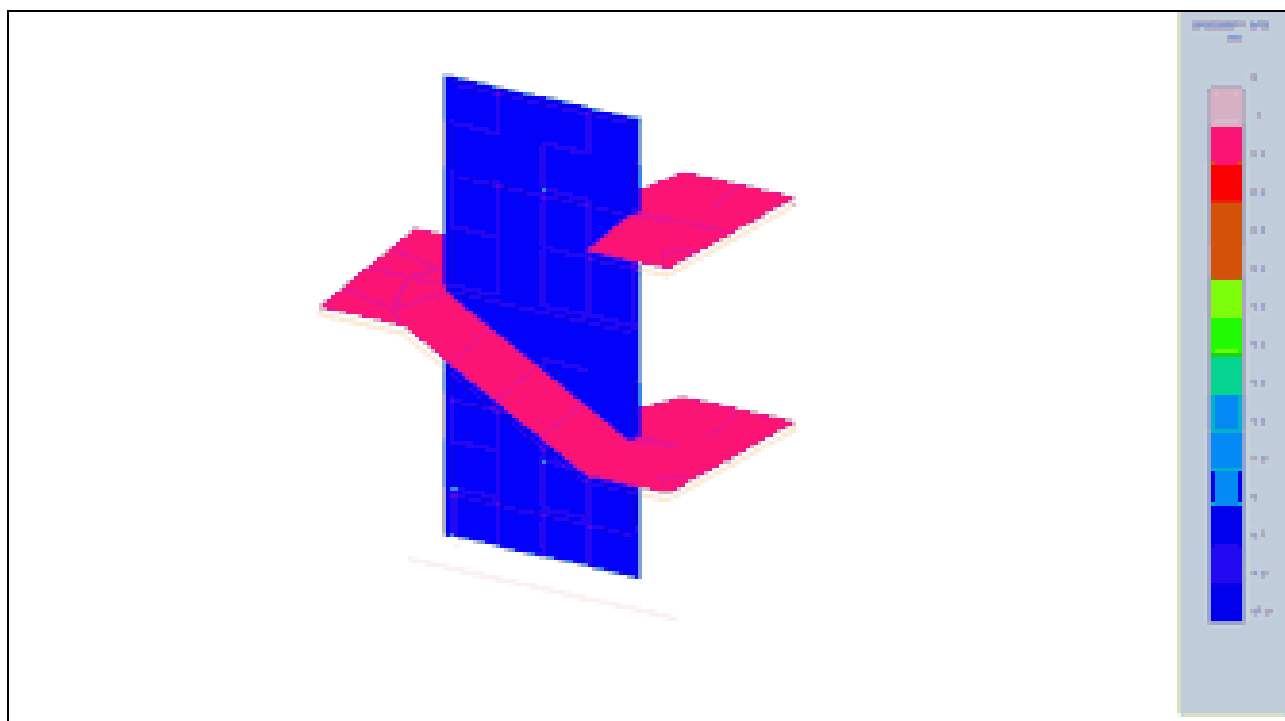
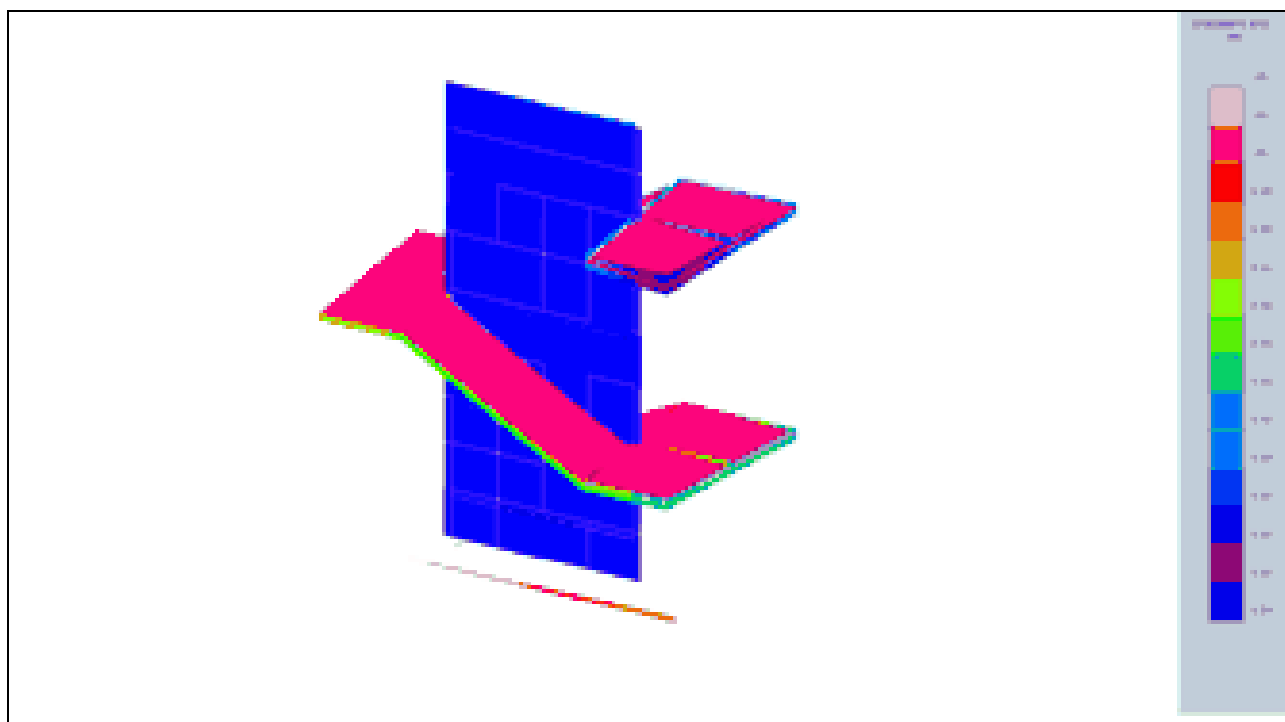


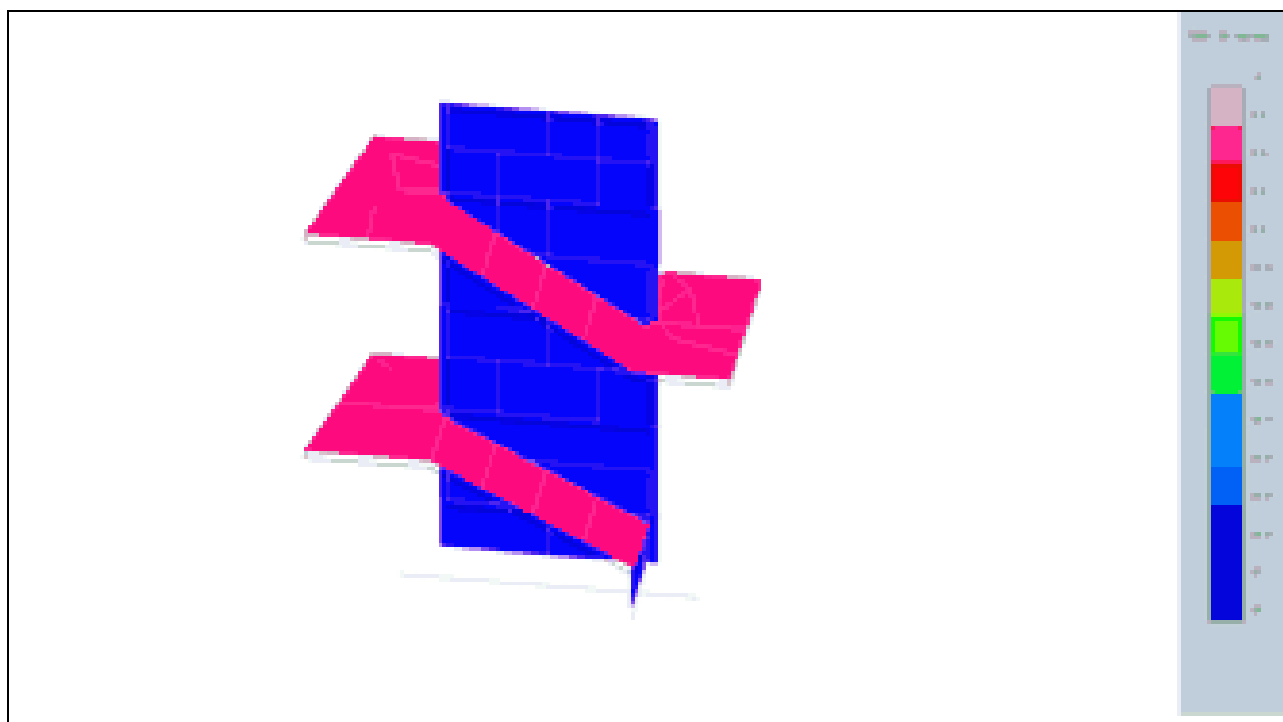






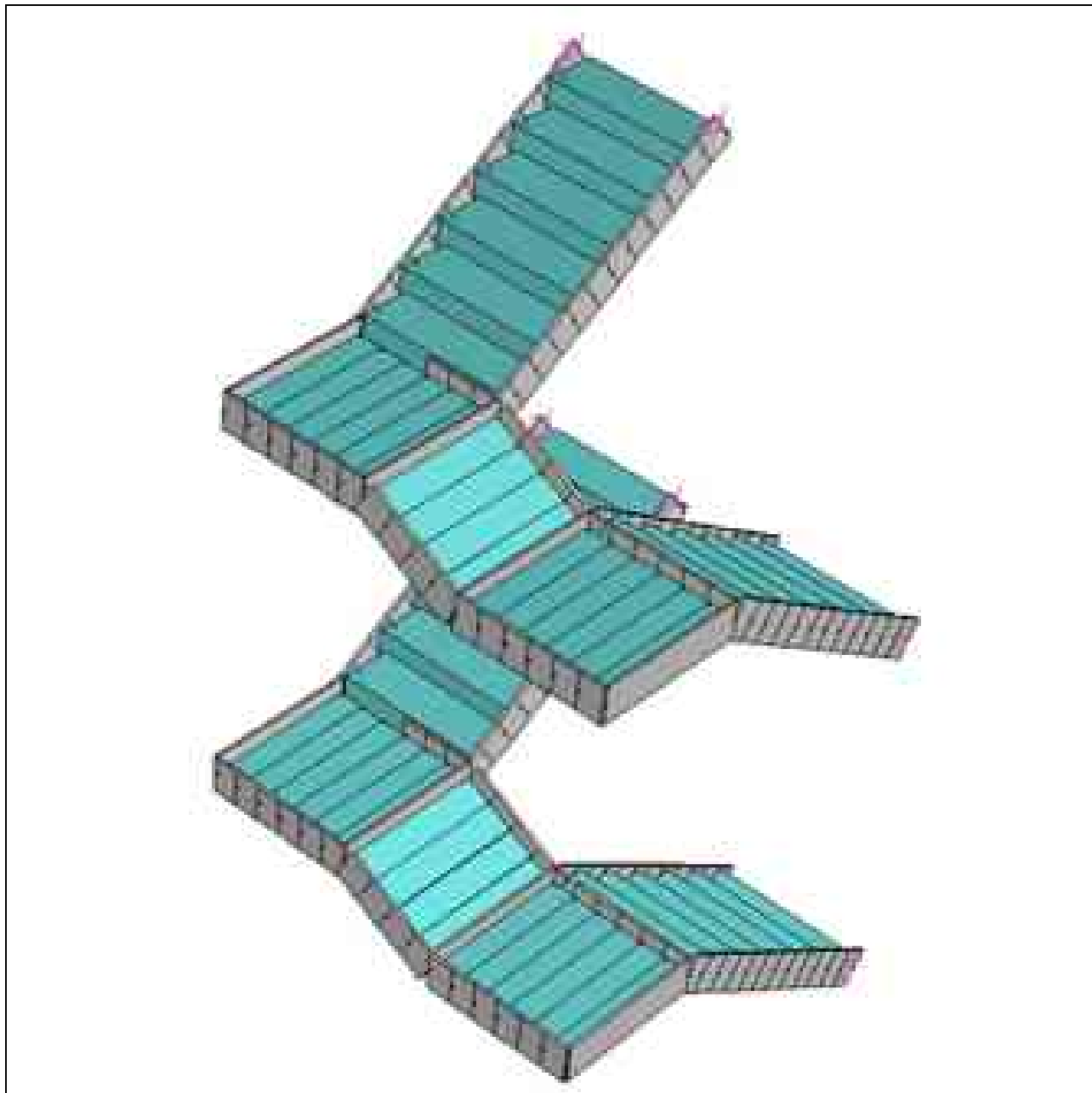




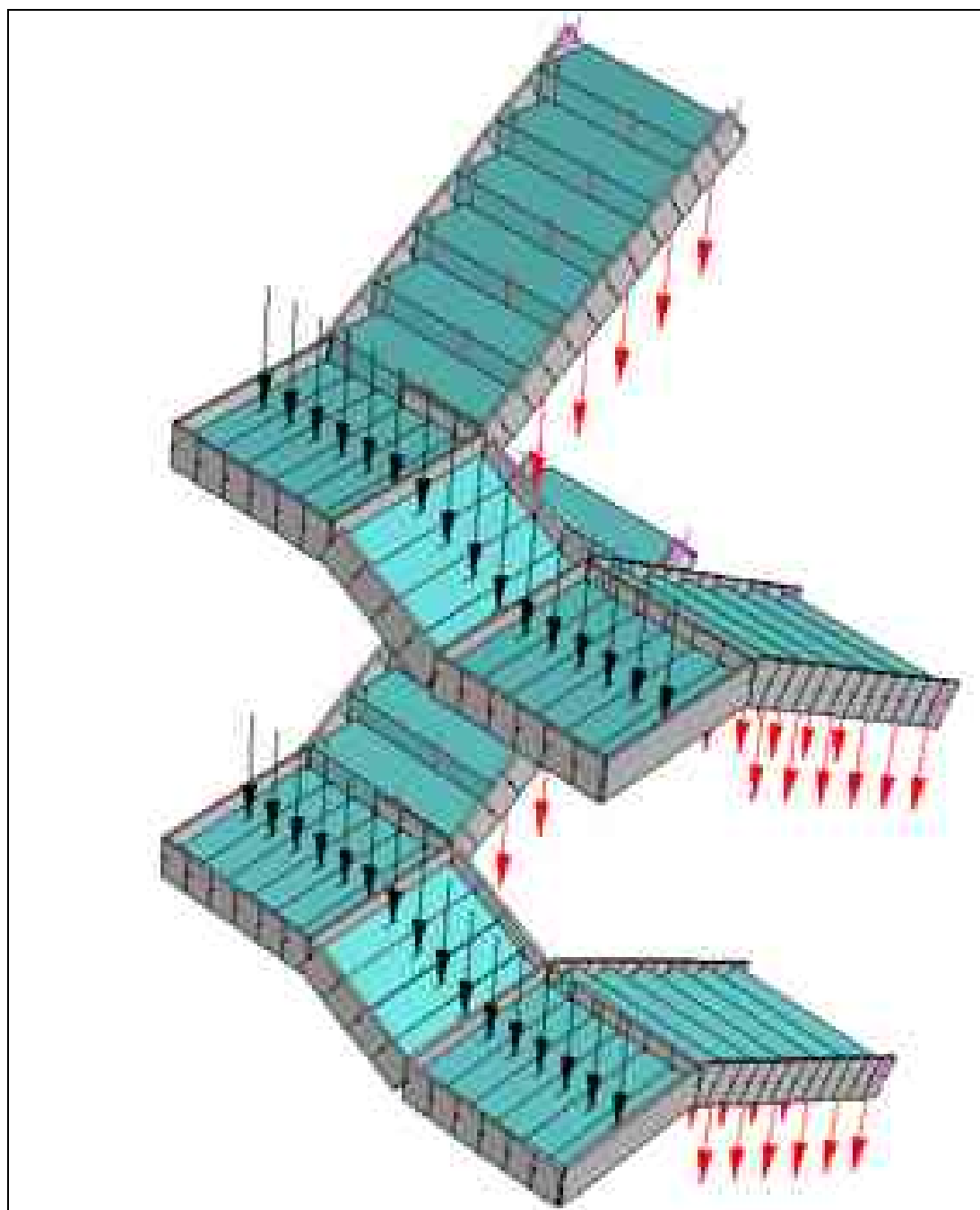


SCALA INTERNA BLOCCO C

MODELLO



La struttura della scala viene realizzata attraverso due piatti laterali con funzione di cosciale 22 x 2 cm. L'impalcato delle pedate è realizzato in lamiera piegata dello spessore di 0.5 cm, saldata lungo i bordi. Le condizioni di vincolo sul piano di partenza e di arrivo di ciascun modulo di successione di tre rampe è di cerniera. La classe di acciaio è S 235.



	Area [m²]	Volume [m³]	Mass [kg]	Dens. [kg/m³]	Material	Factor	Section
Global total	1.7012704e7	2.2762794e6	8.4637609e4				
Frame properties							
1 Frame member 1	1.088104e7	1.367779e6		198	Steel		Solid Rectangl
2 Frame member 2	2.114253e6	1.867129e6		874	Steel		Angle
Total	1.299570e7	1.770888e6		192			
Plate properties							
1 Plate member 1	3.015840e6	1.467626e6	8.463760e4	22	Concrete		Plate/Shell
Total	3.015840e6	1.467626e6	8.463760e4	22			

Straus7 [2.2.3] [Solver Build 2030403]

SOLVER UNITS:

Length: cm

Mass : kg

Force : kgf

Stress: kg/cm²

FREEDOM CASE: "Freedom Case 1"

LOAD CASES: 1. "Load Case 1"

2. "Load Case 2"

NUMBER OF EQUATIONS : 944
MAXIMUM BANDWIDTH : 66
AVERAGE BANDWIDTH : 29
[K] MATRIX SIZE : 209.6 KB
MINIMUM RAM NEEDED : 25.9 KB
FREE SCRATCH SPACE : 277287.0 MB

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Beams]

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	-2.66017E-15	-1.40016E+03	3.70345E-15	-1.84741E-13	8.52651E-14	-2.46025E-13	"Load Case 1"
2	-6.39488E-14	-2.91600E+03	0.00000E+00	-1.36424E-12	-3.41061E-13	0.00000E+00	"Load Case 2"

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Plates]

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	3.62351E-16	-3.51708E+02	-4.44089E-16	2.54874E-15	2.18953E-47	-7.99995E-32	"Load Case 1"
2	0.00000E+00	-1.78696E+03	0.00000E+00	1.29496E-14	-1.31372E-46	-4.06462E-31	"Load Case 2"

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Total]

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	-2.29782E-15	-1.75187E+03	3.25936E-15	-1.82192E-13	8.52651E-14	-2.46025E-13	"Load Case 1"
2	-6.39488E-14	-4.70296E+03	0.00000E+00	-1.35129E-12	-3.41061E-13	-4.06462E-31	"Load Case 2"

SUMMATION OF APPLIED LOADS [Load Vector]

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	-3.18600E-15	-1.73123E+03	3.25936E-15	-2.55795E-13	8.52651E-14	-3.04645E-13	"Load Case 1"
2	-6.39488E-14	-4.70296E+03	0.00000E+00	-1.25056E-12	-3.41061E-13	-4.06462E-31	"Load Case 2"

SUMMATION OF MOMENTS OF APPLIED LOADS ABOUT THE ORIGIN [Load Vector]

Case	MXo	MYo	MZo	Case Name
1	2.07748E+05	1.60208E-12	-2.44792E+05	"Load Case 1"
2	5.64355E+05	-1.37703E-11	-5.67158E+05	"Load Case 2"

MAXIMUM DISPLACEMENT MAGNITUDES

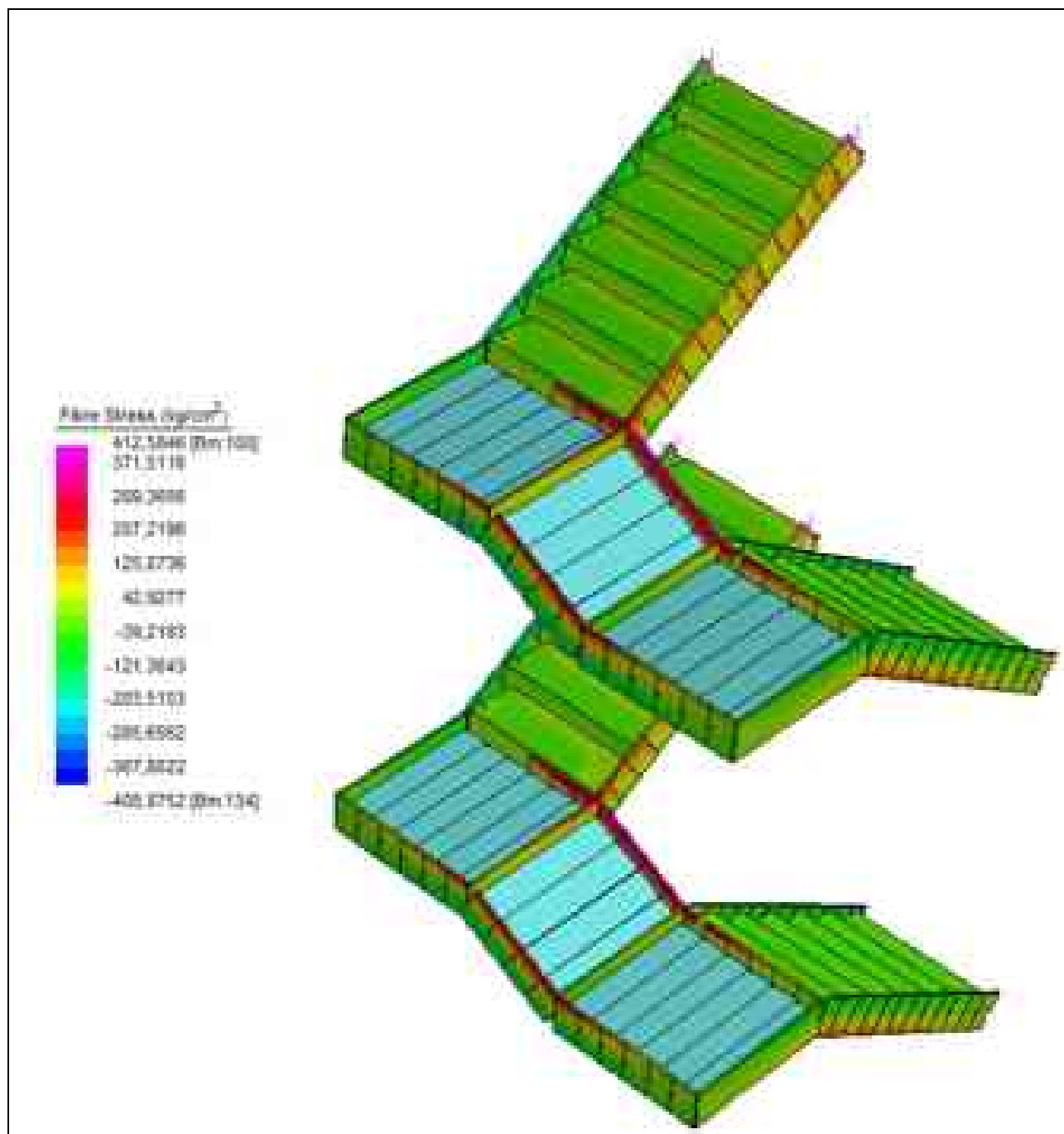
Case	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	Case Name
1	1.86200E-02	3.38984E-02	1.79246E-02	2.64412E-04	1.99801E-04	2.47385E-04	"Load Case 1"
2	4.39718E-02	7.25488E-02	4.11827E-02	6.03634E-04	4.56754E-04	6.41618E-04	"Load Case 2"

DIRECT SUMMATION OF REACTION FORCES

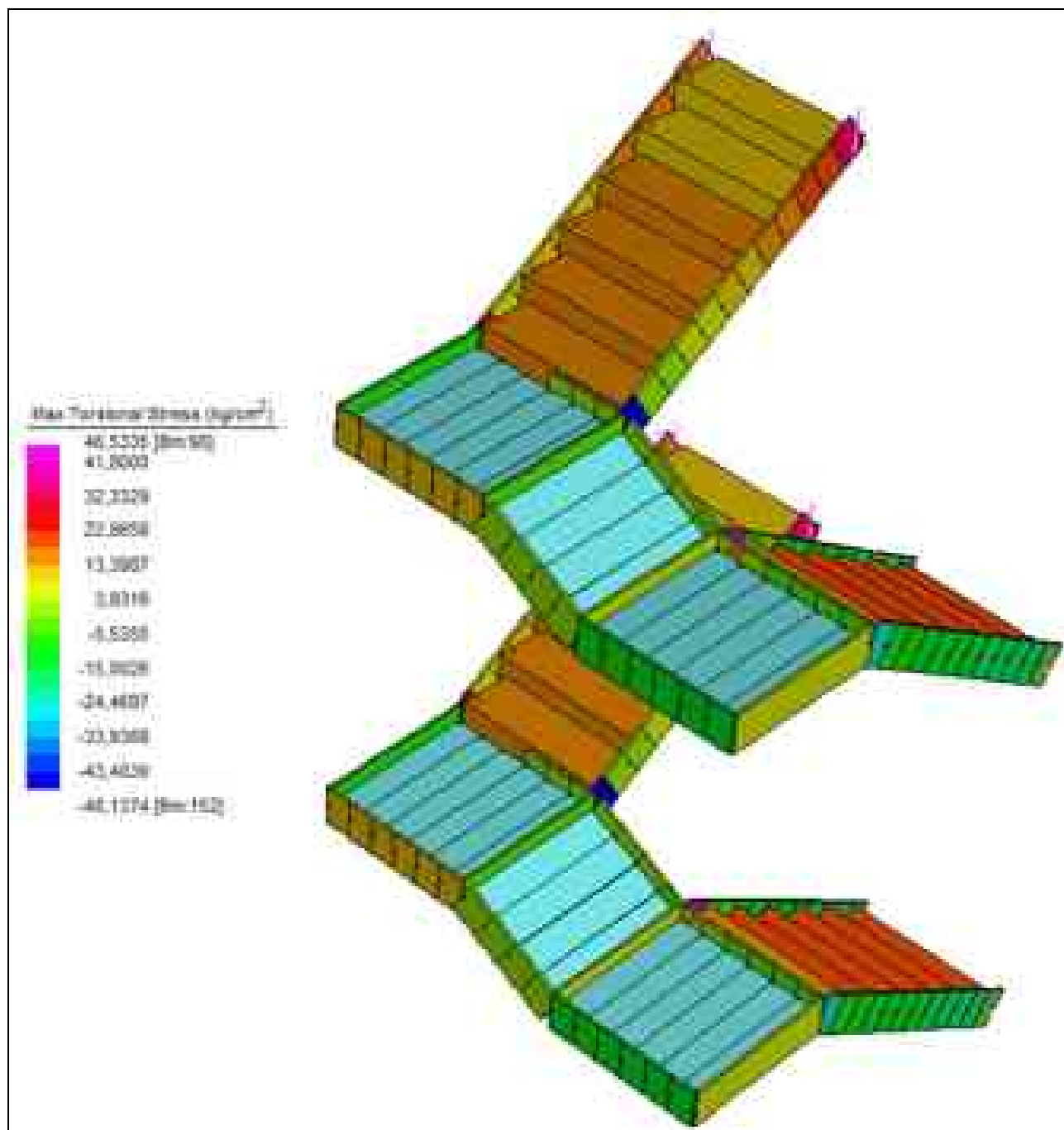
Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Case Name
1	6.23004E-11	1.75187E+03	-1.48044E-09	-2.57726E+02	4.86036E+02	-2.04875E-09	"Load Case 1"
2	4.37126E-11	4.70296E+03	-3.71769E-09	-5.92671E+02	1.11668E+03	6.52548E-09	"Load Case 2"

Case	1	2
	Combination Case	Combination Case
1. Load Case 1	1.0x100	1.2x100
2. Load Case 2	1.0x100	1.5x100

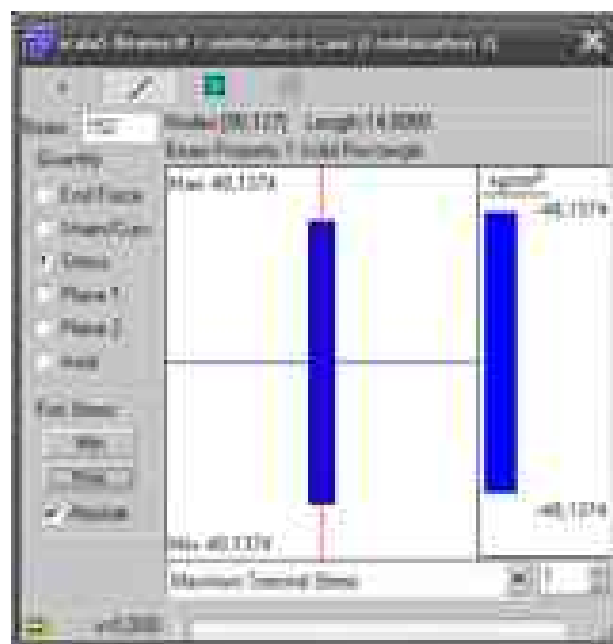
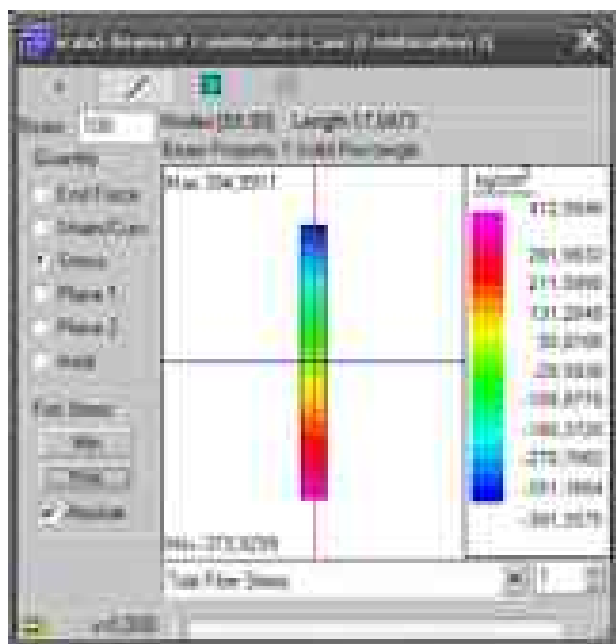
Condizione di carico accidentale 400 daN/mq



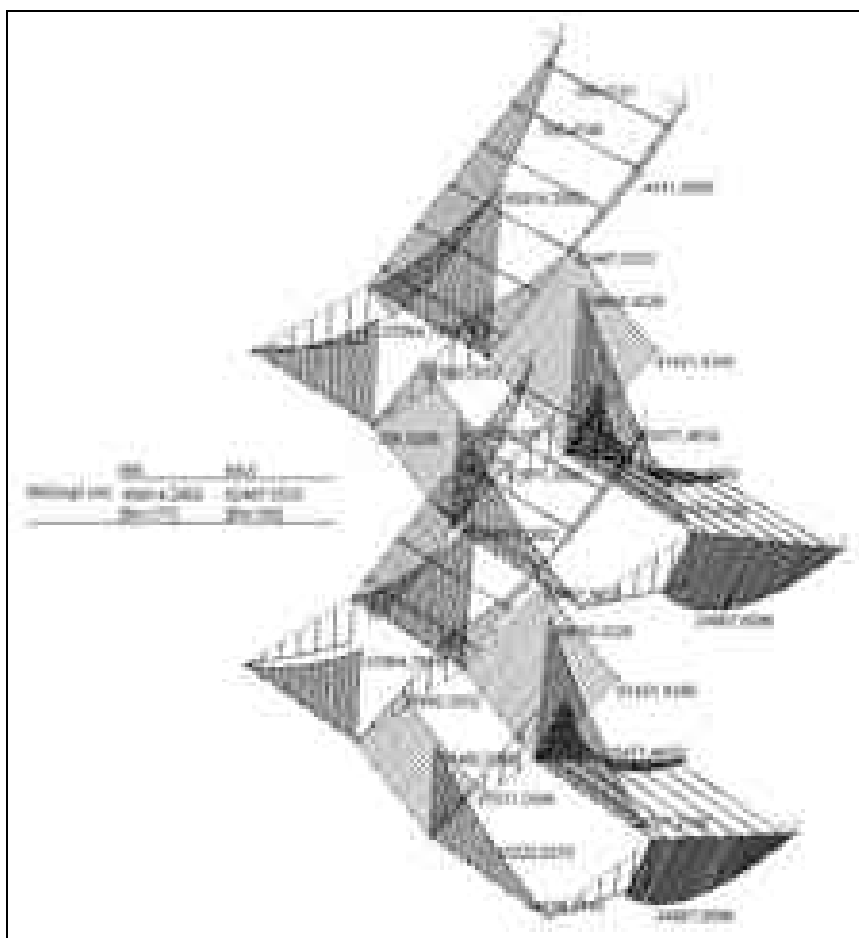
SLU - Mappatura dello stato di tensione massimo in regime di *Total Fibre*.



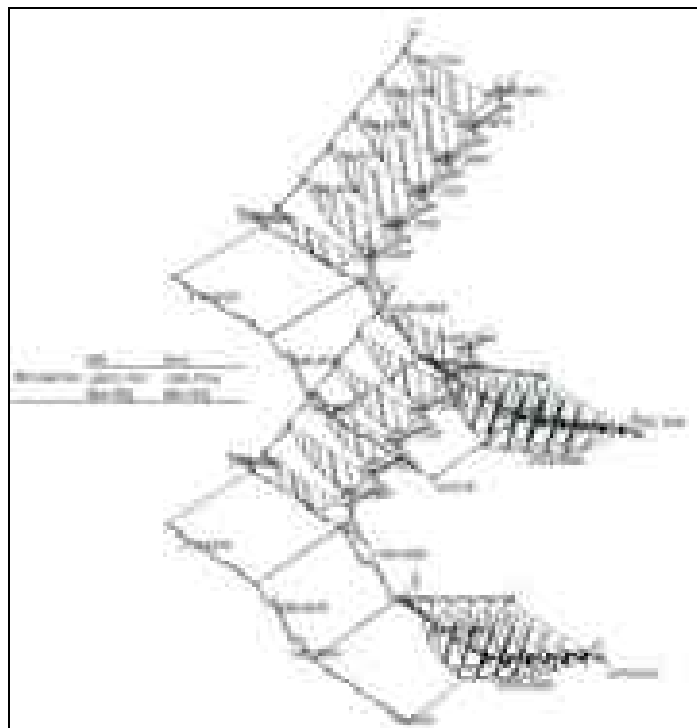
SLU - Mappatura dello stato di tensione massimo torsionale .



SLU – Massime tensioni in elementi - regime di *Total Fibre* e *Maximum Torsional stress*.



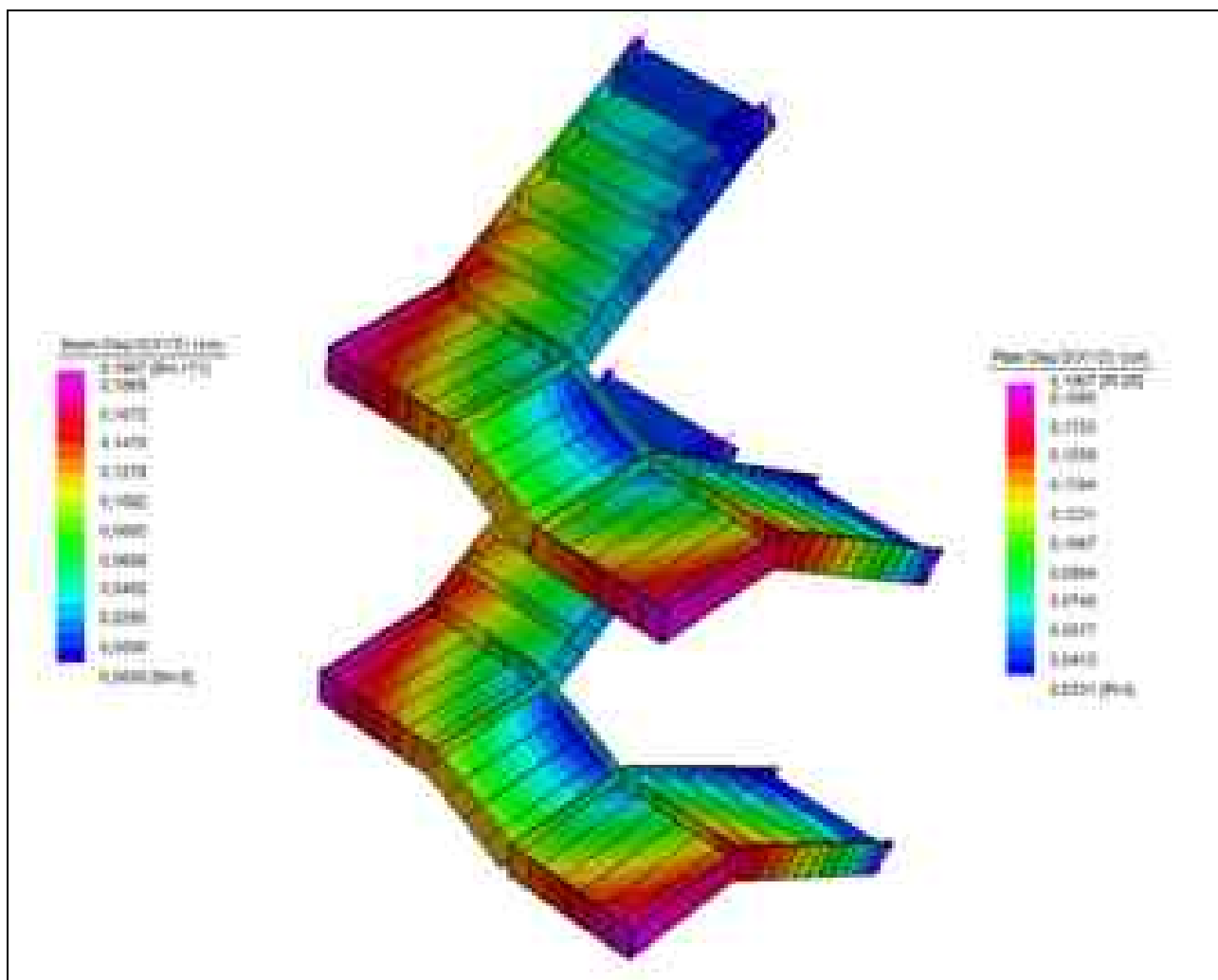
SLU – Diagramma di momento flettente



SLU – Gradini in lamiera piegata. Diagramma di momento flettente



SLU – Gradini in lamiera piegata. Diagramma di Taglio



SLE- Mappatura del campo di spostamento d XYZ.

SLU

Massimo stato di tensione: 412.60 daN/cm^q

SLE

Massimo spostamento: 0.2 cm

RELAZIONE DI CALCOLO. Solai Tipo 1

RELAZIONE DI CALCOLO - TRAVI MISTE ACCIAIO/CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA

Normativa di riferimento: NTC2008 D.M. 14-01-2008 / EN 1994-1-1:2004

Versione software: 3.2.2.1

Tipologia

Soletta su lamiera grecata ortogonale alla trave

Trave puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti

Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

Azioni - Permanenti strutturali:	1.30
Azioni - Permanenti non strutturali:	1.50
Azioni - Variabili:	1.50
Materiali - Acciaio:	1.05
Materiali - Calcestruzzo:	1.50
Materiali - Connettori:	1.25
Materiali - Lamiera grecata:	1.10
Materiali - Acciaio per barre:	1.15

Limite all'inflessione finale delta 2: $L/350$

Limite all'inflessione finale: $L/250$

Geometria

Luce di calcolo: 780.0 cm – *Condizione peggiore.*

Interasse travi: 100.0 cm

Spessore soletta: 5.0 cm

Base efficace: 100.0 cm

Lamiera grecata: Tipo EGB 210 Marcegaglia

Altezza lamiera grecata - h_p : 5.50 cm

Larghezza media nervatura - b_0 : 7.50 cm

Larghezza base inf. nervatura - b_{inf} : 6.10 cm

Interasse nervature - b_d : 15.00 cm

Profilo: HE 160 B

Area: 5425.0 mm²

I_y: 2492.0 cm⁴

W_{y Sup}: 311500.0 mm³

W_{y Inf}: 311500.0 mm³

W_{Ply}: 354000.0 mm³

Acciaio S275 - Fe430

f_y: 275 N/mm²

E_s: 210000 N/mm²

Calcestruzzo: C28/35

f_{ck}: 28 N/mm²

R_{ck}: 35 N/mm²

Densità: 24.00 kN/m³

E_{cm}: 32308 N/mm²

Carichi

Peso proprio: 2.44 kN/m²

Sottofondo: 0.50 kN/m²

Pavimento: 0.50 kN/m²

Tramezzi: 1.00 kN/m²

Variabili: 3.00 kN/m²

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1
Calcolo	plastico
Azioni:	10.67 kN/m
Posizione asse neutro:	11.25 cm
Altezza totale:	26.50 cm
Momento sollecitante - M _{Ed} :	81.2 kNm
Momento resistente - M _{Rd} :	133.8 kNm
Verifica momento:	0.61
Taglio sollecitante - V _{Ed} :	41.6 kNm
Taglio resistente - V _{Rd} :	193.5 kN
Verifica taglio:	0.22

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre monta iniziale:	0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.:	9.4 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ viscosità:	11.1 mm
Delta da ritiro:	7.2 mm
Delta 2	= L / 428
Delta 2	= L / 428
Delta finale totale: 27.6 mm	= L / 282

Asse neutro elastico dall'estradosso:	11.9 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo:	6.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo:	10796.6 cm ⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n:	13.00
Momento di inerzia sezione omog.:	8333.6 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i:	1.00
Frequenza fondamentale naturale:	5.2 Hz
calcolata con combinazione frequente. ψ_1 =	0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a parziale ripristino di resistenza

Connettori di calcolo - n: 20

Connettori per il completo ripristino di res. - n_f: 40

Connettori per la massima resistenza elastica - n_e: 32

(riferimento di calcolo per le sollecitazioni: PRd*k)

Tipo Connettore: Diapason + 1 barra superiore d10 L=600mm

B450C - Altezza: 100 mm

Resistenza del connettore - Prd: 39.70 kN

Coefficiente riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k: 1.00

Coefficiente riduttivo relativo a 2 o + conn. per nerv. k₂: 0.71

Resistenza connessione, 1 conn. per nerv. PRd * k :39.70 kN

Resistenza connessione, > 1 conn. per nerv. PRd * k₂:28.19 kN

Connettore duttile.

Distribuzione connettori plastica uniforme

Distribuzione uniforme:

Numero nervature per trave= 52

Numero connettori= 20

Fase 1+2 - sezione mista - Armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta: 1.3 cm²/m

Note:

L'armatura trasversale (rete) deve essere posizionata per lo meno 35 mm sotto l'estremità del connettore.

Il posizionamento della barra superiore attraverso il connettore Diapason deve essere fatto dopo della posa della rete elettrosaldata.

Prima del fissaggio del connettore controllare che la lamiera sia aderente al profilo e fissata adeguatamente (eventualmente tramite chiodi dello stesso tipo di quelli usati per il fissaggio del connettore). Non sovrapporre più di 2 lamiere. I connettori possono essere fissati anche su due fogli di lamiera sovrapposti (di spessore non superiore a 10/10 mm), purché questi siano ben sovrapposti e adiacenti; se possibile evitare di fissare i connettori su sovrapposizioni.

RELAZIONE DI CALCOLO. Solai Tipo 2

AREA BAGNI e MEZZANINI

Progetto di solaio in acciaio e laterizio da realizzare in un vano all'interno dall'area bagni - mezzanino. La luce netta del solaio nella peggiore condizione è di m 3,50. Si assume un interasse tra le travi di m 0,80 e si sceglie di adottare un acciaio di qualità S 235.

Analisi dei carichi

Si ipotizza un profilato HEB 120. Il peso è $19.9 \text{ Kg/m} = 0.199 \text{ KN/m}$.

Calcolo del carico permanente strutturale (C.P.S.) (g_1)

Soletta	$1 \cdot 1 \cdot 0.05 \cdot 25$	$= 1.25 \text{ KN/m}^2$
CLS alleggerito	$1 \cdot 1 \cdot 0.03 \cdot 12$	$= 0.36 \text{ KN/m}^2$
Lamiera grecata Tipo EGB 210 Marcegaglia + CLS		$= 0.48 \text{ KN/m}^2$
Incidenza peso HEA 120		$= 0.34 \text{ KN/m}^2$
	G_1	$= 2.43 \text{ KN/m}^2$

Calcolo del carico a metro lineare (g_1)

$$g_1 = G_1 \cdot i$$

$$g_1 = 2.43 \cdot 0.80 = 1.95 \text{ KN/ml}$$

Calcolo del carico permanente non strutturale (C.P.N.S.) (g_2)

Pavimento	$1 \cdot 1 \cdot 0.015 \cdot 27$	$= 0.40 \text{ KN/m}^2$
Malta allettamento	$1 \cdot 1 \cdot 0.020 \cdot 21$	$= 0.42 \text{ KN/m}^2$
Intonaco	$1 \cdot 1 \cdot 0.015 \cdot 12$	$= 0.18 \text{ KN/m}^2$
Incidenza tramezzature		$= 1.00 \text{ KN/m}^2$
	G_2	$= 2.00 \text{ KN/m}^2$

Calcolo del carico a metro lineare (g_2)

$$g_2 = G_2 \cdot i = 2.00 \cdot 0.80 = 1.60 \text{ KN/ml}$$

Si assume un carico di esercizio pari a $Q = 3.00 \text{ KN/ml}$

Calcolo del carico di breve durata a metro lineare (q)

$$q = Q \cdot i = 3.00 \cdot 0.80 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

Calcolo del carico totale di esercizio (q_s)

$$q_s = (g_1 + g_2) \cdot \gamma_g \cdot q \times \gamma_q$$

$$q_s = (1.95 + 1.60) \cdot 1.3 + 2.40 \cdot 1.5 = 8.21 \text{ KN/ml}$$

Calcolo della luce teorica (l_t)

$$l_t = 1.05 \cdot \text{Luce netta} = 1.05 \cdot 3.5 = 3.68 \text{ m}$$

Verifica

Calcolo del momento ultimo (M_u)

$$M_u = W_{PLX} \cdot f_{yd}$$

$$M_u = 118.7 \cdot 1000 \cdot 223.8 = 26.565.060 \text{ N mm} = 26,57 \text{ KN m}$$

Calcolo del momento Massimo (M_e)

$$M_{\max} = \frac{q_s \times l_t^2}{8} = \frac{9.68 \times 5.36^2}{8} = 34,763 \text{ KNm} \quad 13.90$$

$$\frac{M_u}{M_e} = \frac{37.240}{34.763} = 1.07 > 1 \text{ Verificato}$$