



Etudes
Techniques
Ingénierie
Construction

S.A.R.L. E.T.I.C.275,
rue Jules Barni
80000 AMIENS
Tél : 03.22.91.74.26
Fax : 03.22.91.74.95



MINISTÈRE
CHARGÉ
DES TRANSPORTS
*Liberté
Egalité
Fraternité*



direction
générale
de l'Aviation
civile

Indice 0 : 18/04/2024 v1

AERODROME DE MAYOTTE MARCEL HENRY
DIRECTION GENERALE DE L'AVIATION CIVILE
SERVICE DE LA NAVIGATION AERIENNE OCEAN INDIEN

**Etude de vulnérabilité sismique du bâtiment tour
de contrôle / locaux annexes**



Rédacteur : Guislain HANQUIEZ

1. OBJET

Dans le cadre du projet global de rénovation du bâtiment de la tour de contrôle de l'aéroport de Dzaoudzi, le comportement structurel de l'ouvrage (vulnérabilité) est un critère déterminant quant à la faisabilité de l'opération de réhabilitation de l'existant.

La mission concerne la réalisation d'une étude structurelle et de vulnérabilité sismique avec proposition de renforcement, pour un bâtiment « à risque normal » au sens de l'article R.563-3 du code de l'environnement et dans le cadre de travaux structuraux de réduction de vulnérabilité sismique (article 3-3°-IV-4 de l'arrêté du 22.10.2010 modifié le 15.09.2014 : « travaux visant uniquement à renforcer le niveau parasismique d'un bâtiment »).

Le cadre type d'étude ne prend en compte que le bâtiment et son périmètre immédiat (mitoyenneté, nature des sols...). Les phénomènes aggravants, ou consécutifs identifiés par les PPR (Plan de Prévention des Risques) le cas échéant, (inondation, éboulements...) sont exclus du périmètre de l'étude à l'exception des prescriptions sismiques directes (notamment micro zonage, type de sols) qui sont des paramètres d'entrée du calcul sismique



2. ANALYSE STRUCTURELLE

2.1. Evaluation qualitative de vulnérabilité sismique

La présente analyse et diagnostique est une analyse visuelle exécutée par un ingénieur suivant la méthodologie de l'agence Française et génie parasismique, Cahier Technique n°24 de Mars 2002

Cette méthode d'évaluation dispose de plusieurs avantages
Elle reste simple relativement intuitive y compris pour les non spécialistes.

Cette méthode quantifie la vulnérabilité en posant une véritable note de la vulnérabilité de l'ouvrage.
Les résultats sont synthétisés par une fiche sommant des coefficients de pénalités

Ci-dessous les résultats

INFORMATIONS GENERALES

ADRESSE:	
Propriétaire:	Ministère des Transports
Nombre d'occupants:	
Utilisation:	Contrôle Aérien
Catégorie d'importance du bâtiment:	IV
Type de contreventement (murs, portiques.....):	Murs en maçonnerie
Matériaux (acier, béton armé, bois, maçonnerie...):	Moellons de basalte, maçonnerie de BTC, planchers bois, poutres et chainages BA, charpente vigie acier
Normes applicables:	Les Eurocodes
Normes appliquées:	?

ki			
A	Implantation du Bâtiment		
A.1	Pente générale du terrain > 40%	non	0
A.2	Proximité d'un changement de pente de $D < 2H$	non	0
B	Environnement du Bâtiment		
B.1	Bâtiment accolé joints = 0 ou remplis matériaux		0
B.2	Joint entre bâtiment:		
	< 2cm	oui	25
	2cm < joint < 4cm		
	> 4cm		
C	Type de structure		
C.1	Murs en maçonnerie de blocs		0
C.2	Murs en béton non armé		0
C.3	Murs en béton armé		0
C.4	Ossature Poteaux Poutres sans Remplissage		0
C.5	Ossature Poteaux Poutres avec Remplissage		0
C.6	Système Mixte mur en maçonnerie et ossature	oui	20
C.7	Panneaux de façade BA préfabriqués porteurs		0
C.8	Ossature BA préfabriquée Porteuse		0
D	Forme en plan		
D.1	Irrégulière	oui	5
D.2	Elancement en plan $L/I > 4$		0
D.3	Parie saillantes ou rentrantes		0
E	Forme en élévation		
E.1	Étage en encorbellement > 2m		0
E.2	Retrait de façade > 40%		0
E.3	Plancher de même étage situés à des hauteurs différentes	oui	10
E.4	Présence d'un plancher lourd ou d'une toiture lourde	oui	10
E.5	Absence de diaphragme horizontal en toiture	oui	20
F	Contreventements		
F.1	Variation Verticale croissante des rigidités	non	
	$K=50(\mu^{1/3}-1)$		25
	avec $\mu=\Sigma I_{supérieur} / \Sigma I_{inférieur}$		

F.2	Dissymétrie de Torsion (entre faible 5 et accusée 50)		5
F.3	Absence de contreventement dans le sens des X ou des Y	non	0
F.4	Densité de voile de contreventement sens x et/ou y de 0 à 100 suivant la formule $K=25(1000\lambda-5)^2 / 4$ avec $\lambda=\Sigma I / SH$ λ_{min}		100
G	Zones ou éléments critiques		
G.1	Descente de charge en baionnettes	non	0
G.2	Présences de poteaux court ou partiellement bridé participant au contrevenement		0
G.3	Présences de poteaux élancé	non	0
G.4	Percements ou insert dans les poteaux $e > d/3$	non	0
G.5	Percements ou insert dans les poutres $e > d/3$	non	0
G.6	Percements insert dans les nœuds $e > d/3$	non	0
G.7	Présence d'un angle de façade affaiblis	non	0
G.8	Axe poteaux et poutres non concourants	non	0
G.9	Diaphragmes horizontaux avec grandes ouvertures $s > 10\% S$	oui	10
G.10	Absence de chainage encadrant les maçonneries		
	Verticaux	non	0
	Horizontaux	non	0
H	Divers		
H.1	Etat de conservation du gros œuvre (Médiocre=10 ; Mauvais=25)	non	0
H.2	Risque de chute d'élément non structuraux	oui	5
H.3	Façade BA préfabriquée non porteuse		0
TOTAL: ΣK_i			235
si $\Sigma K_i > 100$ présomption très forte de vulnérabilité			
si $50 < \Sigma K_i < 100$ présomption forte de vulnérabilité			
si $25 < \Sigma K_i < 50$ présomption moyenne de vulnérabilité			
si $10 < \Sigma K_i < 25$ présomption faible de vulnérabilité			
si $\Sigma K_i < 10$ présomption très faible de vulnérabilité			

Lorsque le total des pénalités dépasse 50, il y a lieu de procéder à une analyse sismique du bâtiment par toute méthode scientifiquement établie et validée par l'expérience

Pour rappel :

Lorsque le total des pénalités dépasse 50, il y a lieu de procéder à analyse sismique du bâtiment par toute méthode scientifiquement établie et validée par l'expérience.

2.2. Relevé sur site

Le relevé sur site a pu mettre en évidence un écart sensible entre les plans mis à notre disposition et le bâtiment existant.

3. ESTIMATION DE LA CAPACITE DU BATIMENT

L'analyse sismique proposée prend comme référentiel l'EN-1998-3 (octobre 2013)
Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments

3.1. Informations à disposition concernant l'évaluation de la structure

Année de construction 1984-1985 (application de la norme PS69)
Dans le cadre de notre mission un certain nombre de données d'entrée nous ont été fournies

- Un relevé des existants (plans DWG)
- Diagnostic de la vie et du bloc technique de septembre 2020
- Rapport géotechnique préalable – G1 PGC du 29/08/2022

3.1.1. Fondations

Pas de connaissance sur le système des fondations existantes.
Les sondages exécutés dans l'environnement proche de l'ouvrage nous indiquent la présence d'un remblai sur une épaisseur de 50cm puis des cendres volcaniques altérées qui présente une contrainte admissible de $0,40/2,76 = 0,145\text{MPa}$.
La faible portance du sol avec une dalle basse RdC à plus de 40cm / TN privilégie une solution radier par rapport à des semelles filantes élargies.

3.1.2. Dispositions constructives

Nous proposons de classer le niveau des connaissances constructives de la manière suivante.

Connaissance à partir des relevés des existants.
Le bâtiment est constitué d'un escalier central et de locaux périphériques directement distribués de puis l'escalier.
L'escalier est réalisé en béton armé et les murs de la cage d'escalier en maçonnerie de moellons de pierre basaltique.
Les soubassements sont également réalisés en moellons de pierre basaltique.

Le reste du bâtiment est réalisé en brique de terre crue compressée (BTC) qui présente de nombreuses anomalies structurelles :

- Trumeaux porteurs < 60cm
- Poteaux 30x30 en maçonnerie de BTC

L'ensemble des planchers bois en solives 70x175ht, suivant un entraxe de 84cm non pas la capacité portante pour reprendre une charge d'exploitation de 250daN/m² en statique.

Le plancher haut du RdC doit pouvoir assurer un rôle de diaphragme rigide qui dans le cas présent ne peut être assuré.

solive

G= 30,0 kg/m2
P= 250,0 kgf/m2

portée : 436,0 cm
entr'axe : 84,0 cm

section : 175 / 70
Qualité : C30(nc) / ST-I

étresillon nécessaire

☒ net $c_A = 0,97$

$\sigma_G / \sigma_{f,adm} = 16,3\%$
 $\vartheta = 1,00$

h= 175 mm
b= 70 mm
 $\Sigma = 12\,250\text{ mm}^2$
W= 357 292 mm³
I= 31 263 021 mm⁴
EI= 343 893 N.m²

	kgf	kgf/ml	kgf/m2 sol
G <input checked="" type="checkbox"/> y.c. PP	136,6	31,3	37,3
P	915,6	210,0	250,0
G+1,20.P	1 235,3	283,3	337,3

Moment = 673,2 kgf.m

flèche inst.
G+0,2.P : 10,03
0,8.P : 22,99
33,02 mm (y.c. ϑ)

Contrainte = 18,84 MPa
Déformation = $\epsilon / 132$

$\sigma_{f,adm} = 12,76\text{ MPa}$
E= 11 000 MPa

La charpente bois doit permettre la stabilisation horizontale des murs en situation de séisme par un système de bracons qui ne sont pas présent sur l'ouvrage

3.1.3. Matériaux

Nous proposons de classer les matériaux de la manière suivante.

Capacité à la compression des bétons

Essais au scléromètre sur l'ensemble des poutres et chainages horizontaux ainsi que sur les poteaux BA en façade.
Nous retenons une valeur de résistance à la compression de 20MPa

Armatures

Sondage au pachomètre dans les poutres et chainages horizontaux

2 x 2HA10 = 3,14cm² en fe=400MPa

3.1.3.1. Moellons de pierre basaltique

Pierre basaltique avec une résistance à la compression, $f_b = 100\text{MPa}$

Type de briques	Masse volumique (kg/m ³)	Résistance en compression (MPa)	Module de Young (GPa)
Pierre calcaire	1800 – 2700	20* – 240	1 – 8
Grès	2000 – 2600	20 – 250	0.3 – 8
Marbre	2400 – 2800	40 – 190	–
Granite	2500 – 2700	80 – 330	2 – 6
Basalte	2700 – 3100	50 – 290	6 – 10

Résistance caractéristique en compression de la maçonnerie f_k , obtenue à partir de la résistance caractéristique des éléments de corps et du mortier de montage :

$K = 0,40$ selon le tableau 3.3 du § 3.6.3.1.2 de l'EC6

Donc $f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$

Où

α et β sont des constantes du matériau pierre

$f_m = 20\text{MPa}$, résistance à la compression du mortier de montage

$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} = 24,68\text{MPa}$

$f_d = f_k / \gamma_m = 24,68 / 2,8 = 8,81\text{MPa}$

Conformément à l'Eurocode 6, le module d'élasticité à court terme E peut être déterminé expérimentalement par un essai de compression, ou pris égal à $E = 1000 \cdot f_k$

Le coefficient $1/2$ est pris sur le module E , donc G pour prendre en compte la rigidité fissurée, conformément au 9.4 de l'EC8

Module d'élasticité de la maçonnerie, $E = 1000 \cdot f_k / 2 = 12,34\text{GPa}$

Module de cisaillement de la maçonnerie, $G = 0,4 \cdot E = 4,93\text{GPa}$

Cette formule provient en fait de l'hypothèse que la maçonnerie est un matériau isotrope, dont le coefficient de Poisson est 0,25.

Type de blocs	$f_{xk1} \text{ N/mm}^2$	$f_{xk2} \text{ N/mm}^2$
Terre cuite	0,10	0,40
Silico-calcaire	0,10	0,40
Béton de granulats	0,10	0,40
Béton cellulaire autoclavé	0,10	0,20-0,40 *
Pierre reconstituée	0,10	0,40
Pierre prétaillée	0,10	0,40

* : dépend de la masse volumique du béton

Valeurs de la résistance en flexion selon l'Eurocode 6 pour un mortier d'usage courant de résistance supérieure à 5MPa.

f_{xk1} résistance verticale, f_{xk2} résistance horizontale

Calcul de la résistance de calcul au cisaillement f_{vd}

Les joints verticaux étant réalisés en mortier, la résistance caractéristique au cisaillement est donnée par :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b$$

Où f_{vk0} est la résistance en cisaillement attendue du joint pour une contrainte normale nulle, et σ_d est la contrainte normale aux joints.

En prenant $f_{vk0} = 0,15\text{MPa}$ et $\sigma_d = 100\text{MPa}$ il vient $f_{vk} = 40,15\text{MPa}$

On a donc $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d > 0,065 \cdot f_b$ et par conséquent $f_{vk} = 0,065 \cdot f_b = 6,50\text{MPa}$

3.1.3.2. Briques de terre crue compressée (BTC)

Limitations d'usage pour la maçonnerie porteuse BTC suivant ATEx de type A n°2588

- Seuls les systèmes constructifs utilisant des maçonneries chaînées sont autorisés (chaînages horizontaux et chaînages ou tirants verticaux).
- L'usage en mur porteur des maçonneries chaînées est limité à des bâtiments en R+1
- Les BTC 20 ne sont pas autorisées en maçonneries porteuses.
- Les murs de bâtiments de catégorie d'importance II et plus sont réalisés en blocs de classe de résistance BTC 40 au minimum

Caractéristiques du matériau				
MÉCANIQUE	Symbole	BTC 20	BTC 40	BTC 60
Masse volumique	ρ		1900 kg/m ³ (de 1800 à 2100 kg/m ³)	
Résistance moyenne à la compression du bloc	f_b	2 MPa	4 MPa	6 MPa
Résistance moyenne à la traction du bloc	f_{btm}	0,2 MPa	0,4 MPa	0,6 MPa
Cisaillement (G = 0,4.E)	G	0,6 GPa	1 GPa	1,6 GPa
Module de Young	E	1,5 GPa	2,5 GPa	4 GPa * * pouvant monter à 5,5 GPa
Coefficient de Poisson	ν	0,2	0,25	0,3
Résistance au cisaillement de la maçonnerie à l'origine	f_{vko}	0,10 Mpa	0,10 Mpa	0,10 Mpa
Coefficient de fluage ultime	ϕ_c	2 à 3	2 à 3	2 à 3
Retrait/Gonflement à l'humidité ou à long terme		-0,45 à +0,3 mm/m	-0,45 à +0,3 mm/m	-0,45 à +0,3 mm/m
Coefficient de dilatation thermique		6 à 12 10 ⁻⁵ /K	6 à 12 10 ⁻⁵ /K	6 à 12 10 ⁻⁵ /K

3.2. Classement du niveau de connaissance et indice de confiance

Classement du niveau de connaissance des structures KL2 « knowledge level 2 »

Le coefficient de confiance est $CF_{KL2} = 1.2$ Clause 3.3.1(4) de l'EC8-3 AN (pour mémoire KL1=,35 et KL3=1)

$$\text{propriétés des matériaux} = \frac{\text{valeurs moyennes d'essais in situ}}{CF}$$

Niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1	À partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon	Dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine et à partir d'une inspection in situ limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction Et À partir d'essais in situ limités	LF-MRS coefficient q	CF_{KL1}
KL2		À partir de plans de construction détaillés d'origine incomplets avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ étendue	À partir des spécifications de conception d'origine avec in situ limités Ou À partir d'essais in situ étendus	Toutes analyses	CF_{KL2}
KL3	À partir d'un examen intégral	À partir de plans de construction détaillés d'origine avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ complète	A partir des rapports d'essai d'origine avec essais in situ limités Ou A partir d'essais in situ complets	Toutes analyses	CF_{KL3}

Niveaux d'inspection et d'essai	Inspection des dispositions constructives	Essais sur matériaux
	Pour chaque type d'élément primaire, poutre, poteau, mur	
	Pourcentage d'éléments soumis à une vérification des dispositions constructives	Échantillons de matériaux par plancher
Limité	20	1
Étendu	50	2
Complet	80	3

Tableau 5-2 : Exigences minimales d'investigation en fonction des niveaux d'inspection

Il apparait que le nombre d'essais ou de reconnaissance et suivant le cas non atteint

Nous avons dans ce cas émis des hypothèses probables et ou défavorables permettant le classement au niveau KL2

Cette option est à discuter et consolider avec le Maitre d'Ouvrage.

3.1.4. Charges

3.1.4.1. Charges Permanentes (G)

Les charges sont conformes à la norme en vigueur relative aux charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de la pesanteur.

Poids propre des structures

- Poids volumique du béton : 2 500daN/m³
- Poids volumique de l'acier : 7 850daN/m³
- Poids volumique de la pierre basaltique : 3 000daN/m³
- Poids volumique des blocs de terre comprimée : 2 000daN/m³

Charges permanentes :

Plancher bois	40daN/m ²
Revêtement	20daN/m ²
Plancher technique	50daN/m ²
Equipements	20daN/m ²

Charpente + Couverture : 40daN/m²

3.1.4.2. Charge d'exploitation (Q)

Les valeurs caractéristiques des charges d'exploitation q_k (charge uniformément répartie) et Q_k (charge concentrée) sont fixées par référence à l'Eurocode 1-1 et son annexe nationale, §6.3.1, compte tenu des précisions ci-dessous :

Charges d'exploitation :

Bureaux	250daN/m ²
Vigie	250daN/m ²

3.1.4.3. Déclaration des masses modales

Les valeurs de φ sont définies par EN 1998-1 : 2004 Art. 4.2.4 (Tableau 4.2)

Catégorie d'action variable	Niveaux	φ
Catégories A à C	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5

Tableau 1 : Valeurs de coefficient φ pour les catégories de chargement A à C

Les valeurs de Ψ_{2i} sont définies par EC0 EN1990 Art. 6.4.3.4 et Annexe A1-1

Tableau A1.1/NA - Valeurs recommandées des coefficients Ψ pour les bâtiments

Action	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation des bâtiments :			
- catégorie A : habitation, zones résidentielles	0.70	0.50	0.30
- catégorie B : bureaux	0.70	0.50	0.30
- catégorie C : lieux de réunion	0.70	0.70	0.60
- catégorie D : commerces	0.70	0.70	0.60
- catégorie E : stockage	1.00	0.90	0.80
- catégorie F : zone de trafic, véhicule de poids ≤ 30 kN	0.70	0.70	0.60
- catégorie G : zone de trafic, véhicule de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0.70	0.50	0.30
- catégorie H : toits	0.00	0.00	0.00
Charges dues à la neige sur les bâtiments :			
- Saint-Pierre-et-Miquelon	0.70	0.50	0.20
- autres zones, lieux situés à une altitude $H > 1000$ m a.n.m.	0.70	0.50	0.20
- autres zones, lieux situés à une altitude $H \leq 1000$ m a.n.m.	0.50	0.20	0.00
Charges dues au vent sur les bâtiments	0.60	0.20	0.00
Température (hors incendie) dans les bâtiments	0.60	0.50	0.00

D'où

- Charge permanente, coefficient 1
- Charge d'exploitation R+1, coefficient 0,24
- Charge d'exploitation Vigie, coefficient 0,30

3.3. Action Sismique

Classification sismique (Arrêté du 22 Octobre 2010, Règles EUROCODE 8)

Bâtiment existant

Catégorie d'importance IV	coefficient d'importance $Y_I = 1,4$
Zone de sismicité modérée 3	$a_{gr} = 1,10 \text{ m/s}^2$
Accélération horizontale	$a_g = Y_I \cdot a_{gr} = 1,4 \times 1,10 = 1,544 \text{ m/s}^2$
Accélération horizontale bâtiment existant	$a_g = Y_I \cdot a_{gr} = 1,4 \times 0,66 = 0,924 \text{ m/s}^2$
Accélération verticale bâtiment existant	$a_{vg} = 0,8 \cdot a_g = 0,80 \times 0,924 = 0,74 \text{ m/s}^2$

Accélérations du sol

Sol classe E

$$S = 1,40$$

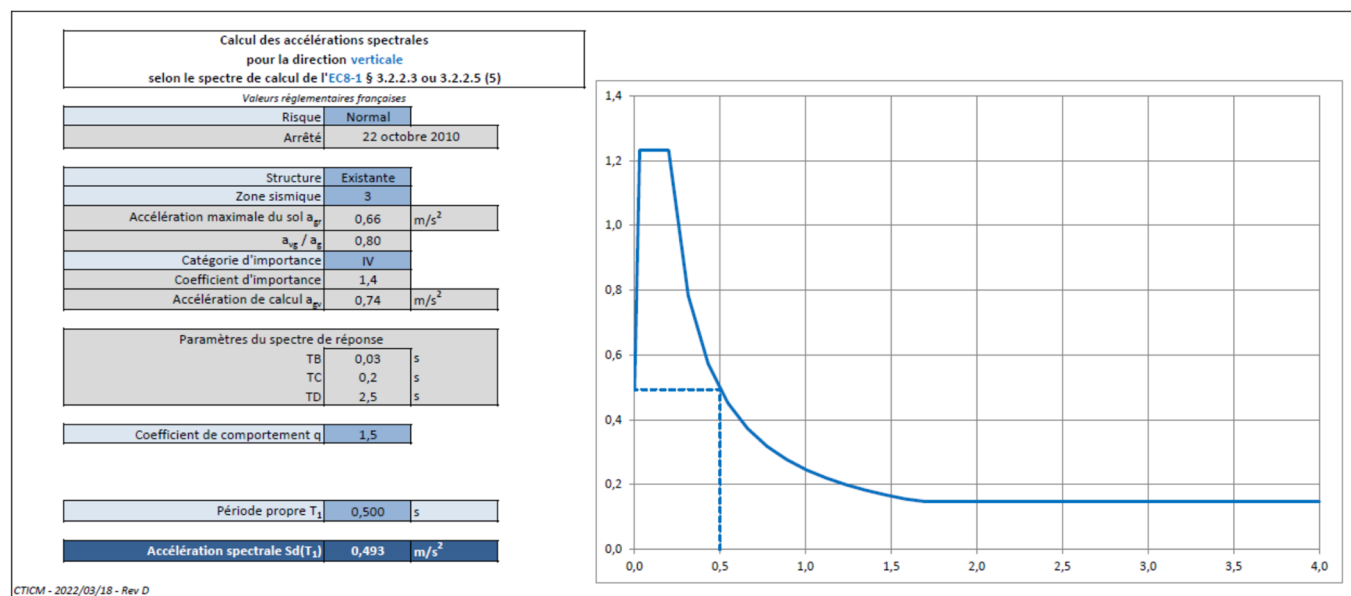
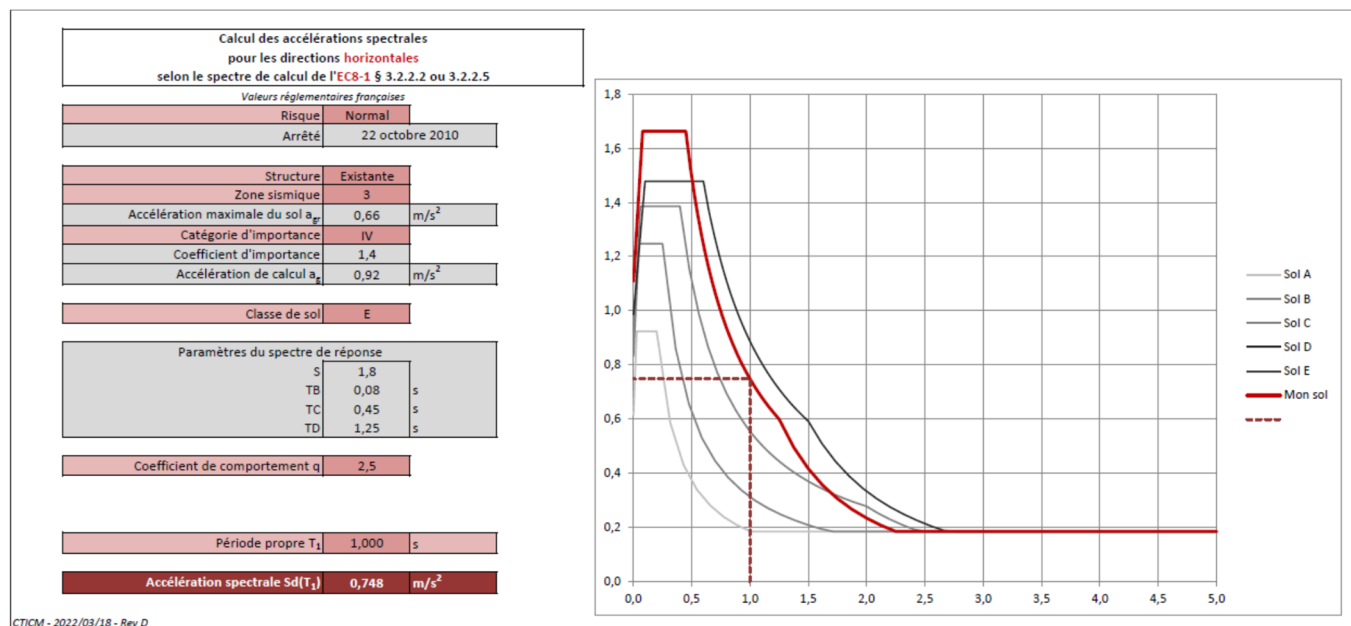
$$1,40 \cdot a_g = 1,40 \times 0,924 = 1,294 \text{ m/s}^2$$

$$1,40 \cdot a_{vg} = 1,40 \times 0,74 = 1,036 \text{ m/s}^2$$

D'où $a_{vg} = 1,036 \text{ m/s}^2 \leq 0,25g = 2,5 \text{ m/s}^2$, donc pas de prise en compte de la composante verticale

Coefficient d'amplification topographique $S_T = 1$

Type de spectre selon ANF et décret 22 octobre 2010 (EN 1998-1 Art. 3.2.2)



Coefficient d'amortissement visqueux

Structure en maçonnerie chaînées

$$\xi = 5\%$$

Coefficient de comportement pour assurer le fonctionnement des services et sauvegarde des vies

Conformément au § 9.3 NA de l'EC8, le coefficient de comportement q à utiliser pour les maçonneries chaînées est $q = 2,50$

4. Analyse de la structure et résultat obtenu

4.1. Outils calculs

L'ensemble des modélisations après définition des principes structuraux sera réalisé avec :

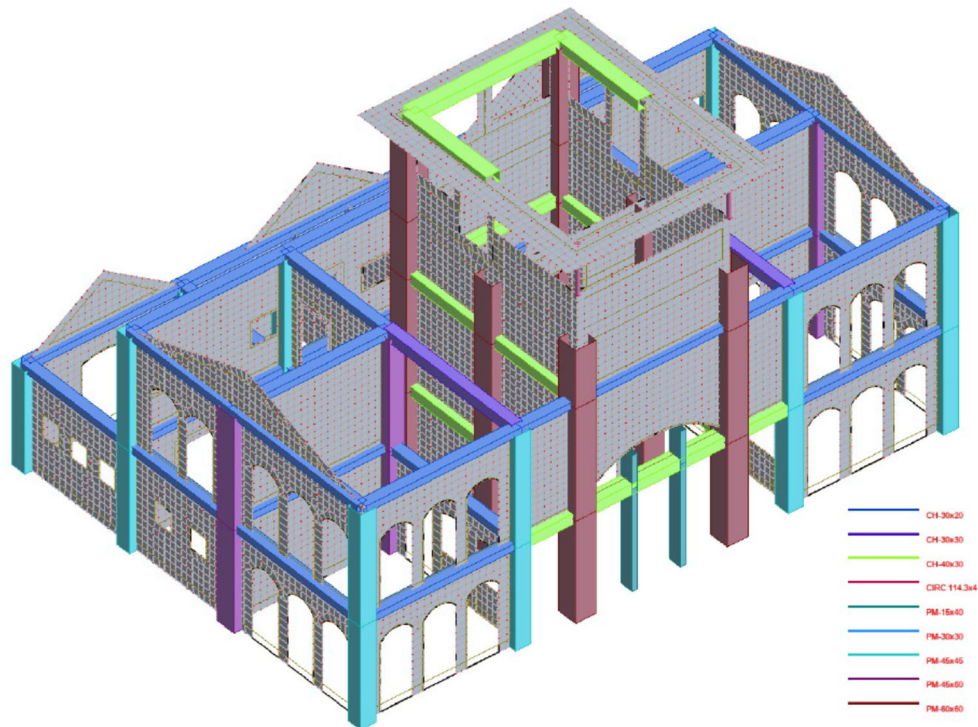
- Robot Structural Analysis Professional 2024, inclus l'ensemble des modules normatifs
- Analyse Modale

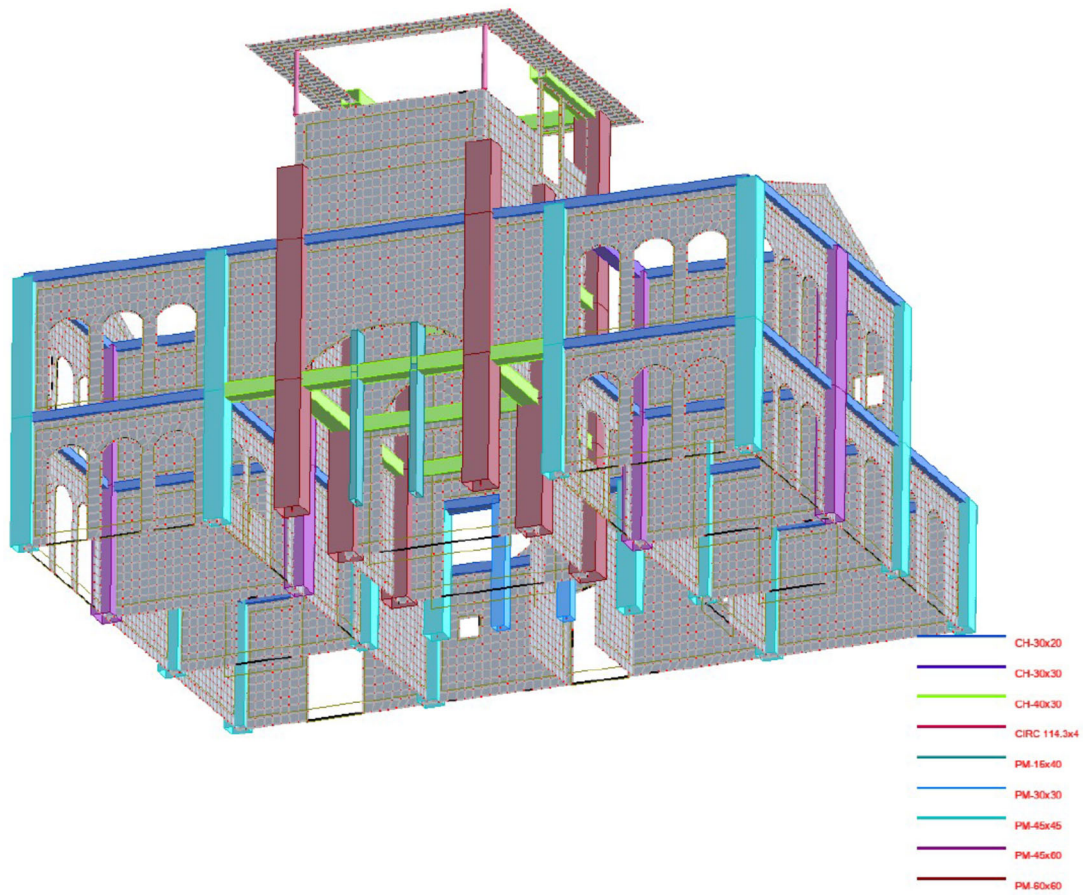
4.2. Type de modèle

Le calcul modal est poussé jusqu'à obtenir tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale du bâtiment.

Les hypothèses suivantes sont retenues pour la modélisation :

- Aux intersections de murs la liaison entre chaînages horizontaux est considérée articulée
- Chaque extrémité de mur constitue un point d'appui qui bloque la translation dans la direction du mur
- Les poteaux sont articulés en pieds
- Aux intersections des poteaux avec les chaînages horizontaux et poutres est considéré un relâchement au niveau des encastrement (d'où articulation)





4.3. Combinaisons de calcul

Combinaison des réponses modales :

Si $T_i / T_j \leq 0.9$ pour tous les i alors les modes sont dépendants, on utilisera comme combinaison entre les modes la méthode CQC (combinaison quadratique complète)

Si $0.9 \leq T_i / T_j$ pour tous les i alors les modes sont indépendants, on utilisera comme combinaison entre les modes la méthode SRSS (combinaison quadratique)

Combinaisons des directions sismiques :

Méthode de SRSS

$$R_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n e_{ij} R_i R_j}$$

où :

n - nombre de modes

e_{ij} - coefficients de corrélation

R_i, R_j - réponse spectrale aux modes 'i' et 'j'

4.4. Introduction de l'excentricité accidentelle

Les valeurs de l'excentricité accidentelle sont données étage par étage dans le tableau suivant

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]	Niveau [m]	Hauteur [m]
1	Etage 1	1A46 48A60 63A65 7		16,90	11,95	0,84	0,60	2,93	2,93
2	Etage 2	47 61 62 66A69 128		16,90	11,95	0,84	0,60	6,15	3,22
3	Etage 3	246A259 278 279		16,90	8,23	0,84	0,41	7,82	1,67
4	Etage 4	239 243 244 260A27		6,14	7,42	0,31	0,37	10,57	2,75

Nous proposons de retenir une excentricité de 0,84m en x et de 0,60m en y
Soit 5% des valeur Li

L'excentricité est introduite dans le calcul sismique uniquement afin de limiter les phases de calcul.
La méthode simplifiée est appliquée.

4.5. Résultats et vérification de l'analyse modale

Combinaison des réponses modales

Les réponses modales sont combinées par combinaison quadratique (combinaison STRSS), confirmée par l'examen T_i/T_j

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tj/Ti
4/ 1	2,94	0,34	29,76	14,07	0,00	29,76	14,07	0,00	0,97
4/ 2	3,02	0,33	45,04	44,16	0,01	15,28	30,10	0,00	0,64
4/ 3	4,69	0,21	45,04	47,53	0,03	0,01	3,36	0,02	0,93
4/ 4	5,03	0,20	45,73	58,69	0,09	0,69	11,17	0,07	0,83
4/ 5	6,02	0,17	67,25	58,84	0,10	21,52	0,15	0,01	0,91
4/ 6	6,61	0,15	67,26	58,89	3,10	0,00	0,04	3,00	0,98
4/ 7	6,77	0,15	69,25	58,96	3,13	1,99	0,07	0,03	0,96
4/ 8	7,07	0,14	71,86	58,96	3,56	2,61	0,00	0,43	0,92
4/ 9	7,69	0,13	71,86	59,44	52,63	0,00	0,48	49,07	0,92
4/ 10	8,37	0,12	72,24	63,02	53,14	0,37	3,59	0,52	0,99
4/ 11	8,47	0,12	74,86	65,11	55,26	2,63	2,09	2,11	0,94
4/ 12	8,99	0,11	75,09	66,97	55,41	0,22	1,86	0,15	0,99
4/ 13	9,09	0,11	75,86	69,15	55,46	0,77	2,17	0,05	0,97
4/ 14	9,35	0,11	75,96	69,22	55,57	0,10	0,07	0,11	0,94
4/ 15	9,94	0,10	76,02	70,77	55,88	0,06	1,55	0,31	0,90
4/ 16	11,10	0,09	76,05	70,93	56,00	0,02	0,16	0,12	0,94
4/ 17	11,82	0,08	76,07	71,59	56,01	0,03	0,66	0,00	0,97
4/ 18	12,23	0,08	76,69	71,60	56,01	0,62	0,01	0,00	1,00
4/ 19	12,25	0,08	77,42	71,64	56,03	0,73	0,03	0,02	0,98
4/ 20	12,49	0,08	77,48	71,65	56,12	0,06	0,01	0,09	0,99
4/ 21	12,62	0,08	77,48	71,70	56,13	0,00	0,05	0,01	0,95
4/ 22	13,34	0,07	79,55	71,71	56,20	2,07	0,01	0,07	0,99
4/ 23	13,41	0,07	80,42	71,71	56,20	0,87	0,00	0,00	0,98
4/ 24	13,70	0,07	80,45	71,77	56,45	0,03	0,07	0,25	0,98
4/ 25	13,99	0,07	80,46	72,28	56,54	0,00	0,51	0,09	0,99
4/ 26	14,19	0,07	81,10	72,32	58,27	0,65	0,04	1,73	0,99
4/ 27	14,32	0,07	81,11	72,71	75,34	0,00	0,39	17,07	0,98
4/ 28	14,55	0,07	81,21	72,73	76,94	0,10	0,03	1,60	0,99
4/ 29	14,68	0,07	81,40	73,93	81,09	0,19	1,19	4,15	0,96
4/ 30	15,21	0,07	81,69	73,95	81,63	0,29	0,03	0,54	0,97
4/ 31	15,71	0,06	81,75	74,11	83,55	0,06	0,16	1,92	0,99
4/ 32	15,84	0,06	81,83	74,15	83,68	0,07	0,04	0,12	0,99
4/ 33	15,97	0,06	81,83	74,18	83,79	0,00	0,03	0,12	0,98
4/ 34	16,37	0,06	81,86	74,23	85,49	0,03	0,05	1,70	0,99
4/ 35	16,58	0,06	81,97	74,26	85,49	0,11	0,03	0,00	0,97
4/ 36	17,12	0,06	81,97	74,26	86,28	0,00	0,00	0,79	1,00
4/ 37	17,14	0,06	81,97	74,45	87,37	0,00	0,19	1,09	0,99
4/ 38	17,40	0,06	82,08	74,63	88,99	0,11	0,18	1,62	0,97
4/ 39	17,90	0,06	82,64	74,73	89,35	0,56	0,10	0,36	0,99
4/ 40	17,99	0,06	83,68	75,34	89,55	1,04	0,61	0,20	1,00
4/ 41	18,07	0,06	84,58	76,34	89,57	0,90	1,00	0,02	0,99
4/ 42	18,20	0,05	85,20	76,34	89,72	0,62	0,00	0,15	1,00
4/ 43	18,27	0,05	85,46	76,58	89,75	0,26	0,24	0,02	1,00
4/ 44	18,30	0,05	85,46	77,48	89,75	0,00	0,90	0,00	0,99
4/ 45	18,52	0,05	85,48	77,63	89,80	0,02	0,15	0,05	0,98
4/ 46	18,84	0,05	85,48	77,86	89,92	0,00	0,23	0,12	0,98
4/ 47	19,14	0,05	85,48	78,13	90,80	0,00	0,27	0,88	COQ

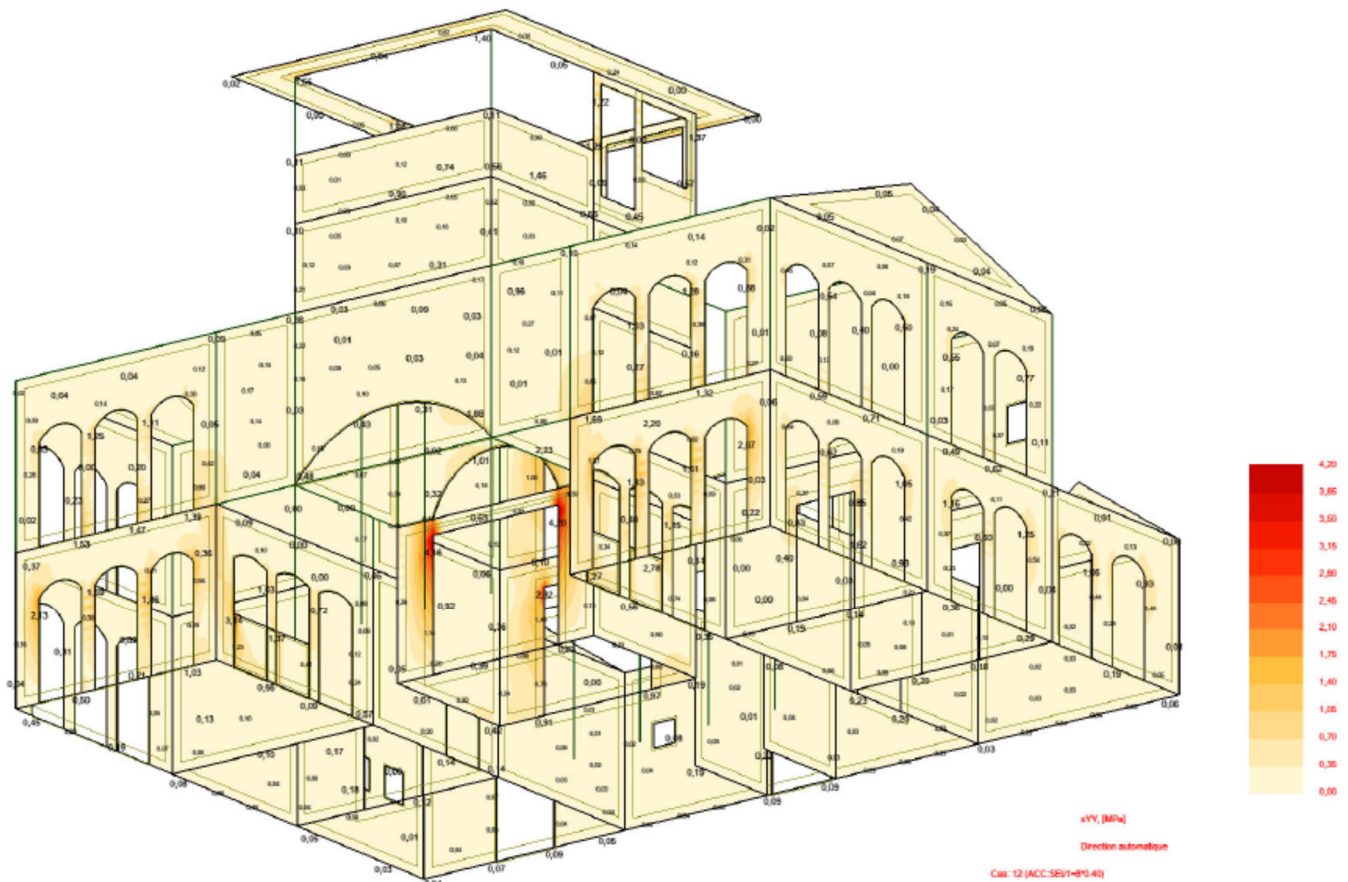
Il est nécessaire de calculer 47 modes afin de restituer 90% de la masse totale du bâtiment comme le demande l'Eurocode 8 (EC8-1/4.3.3.1-(3))

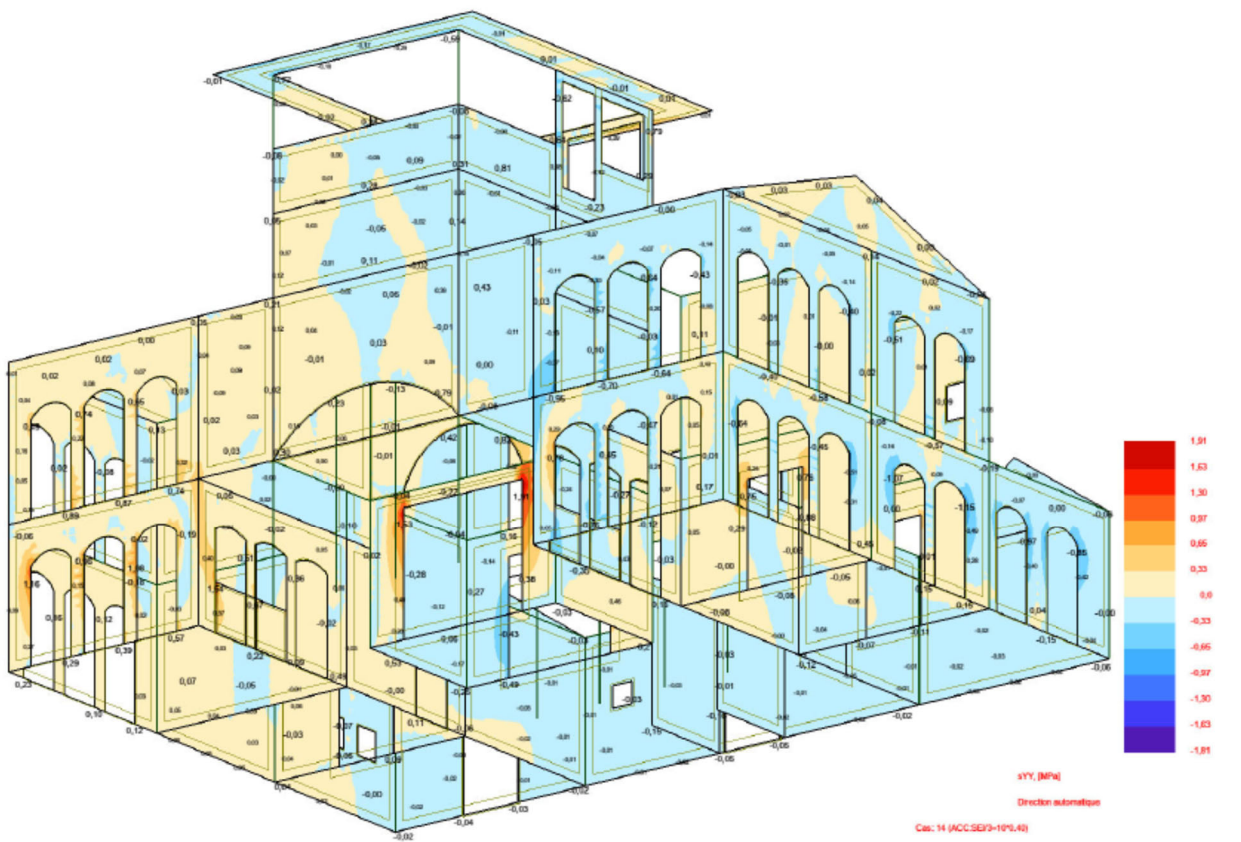
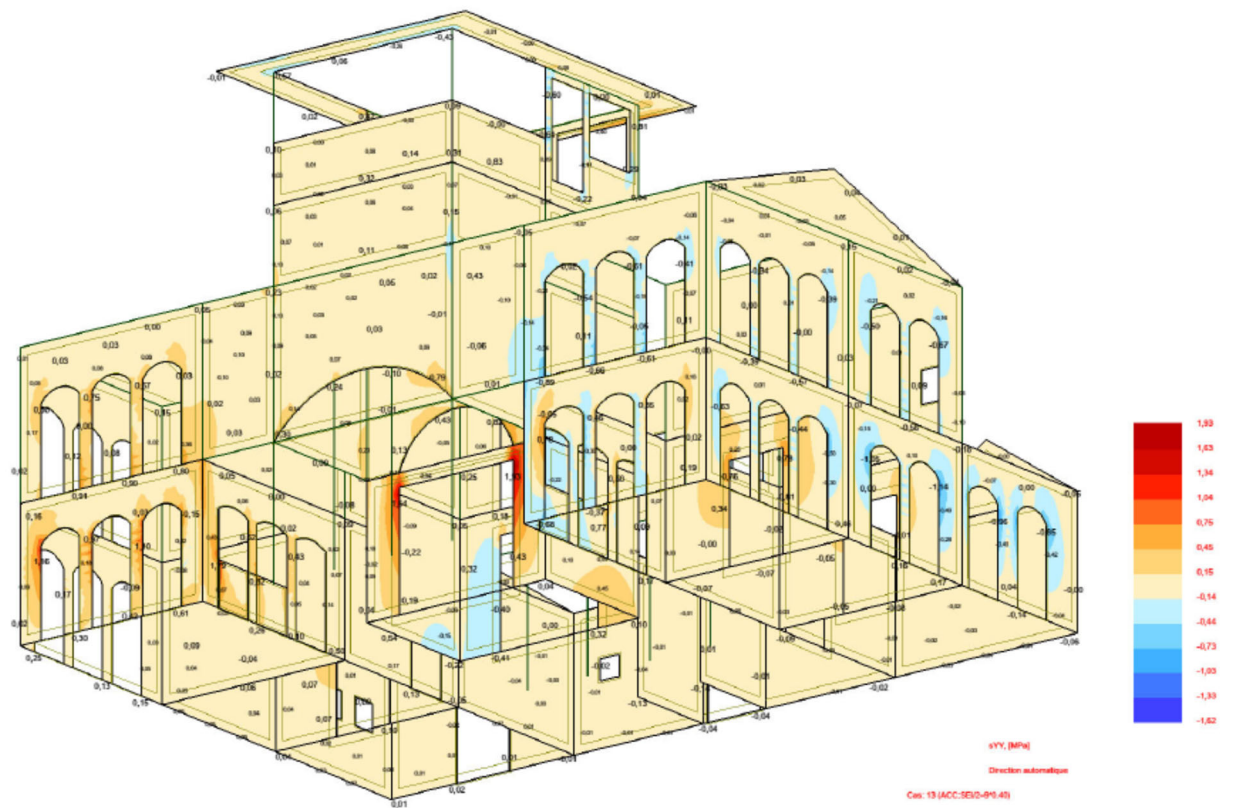
4.6. Niveau de contrainte dans la superstructure

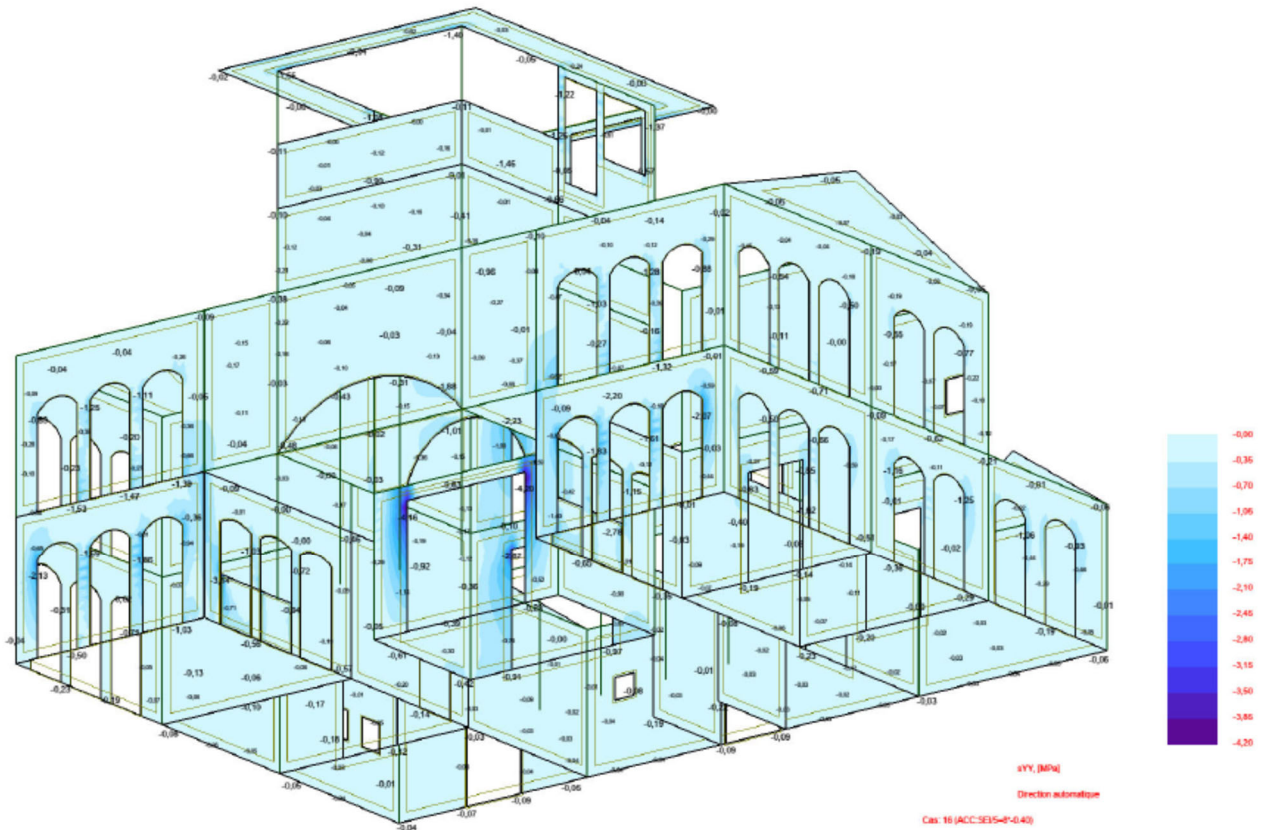
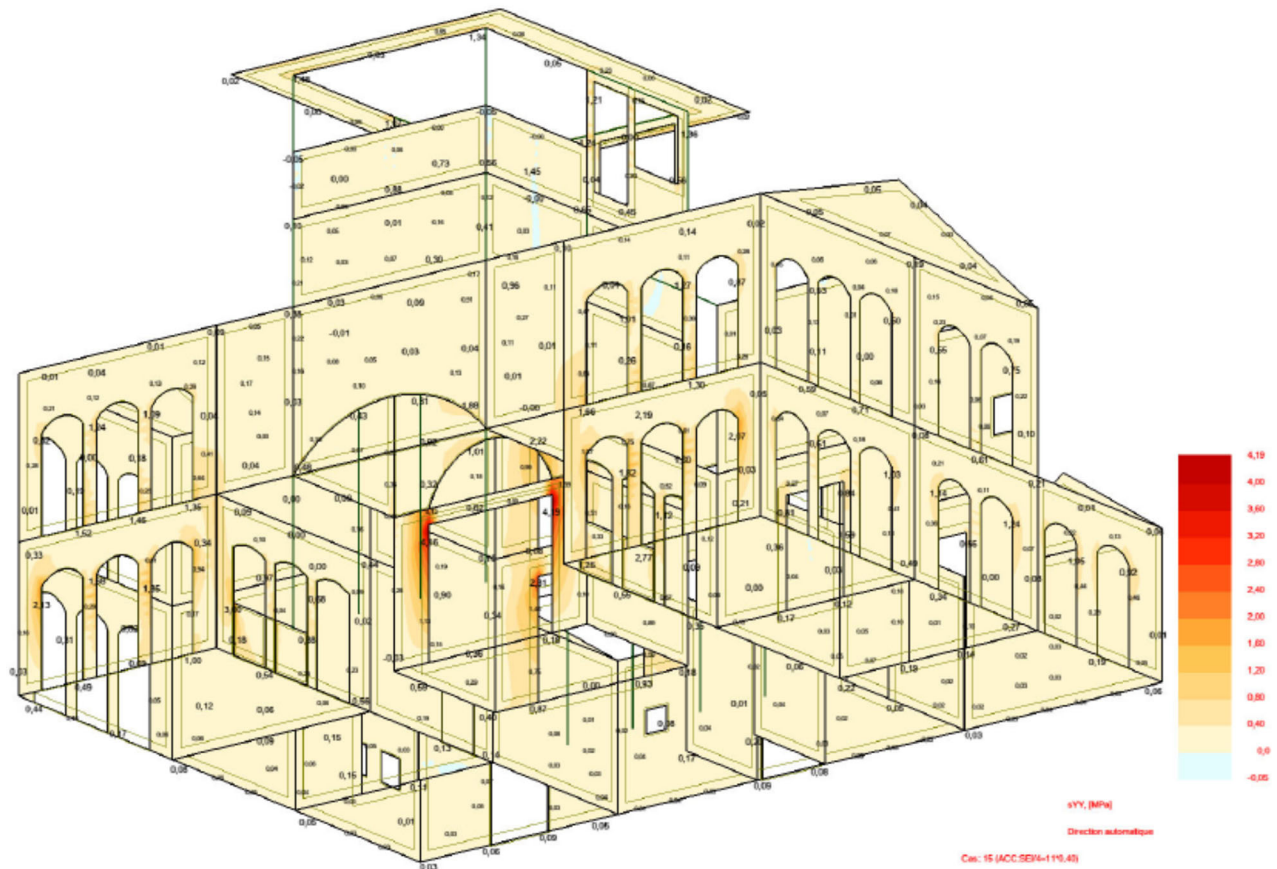
Le niveau de contraintes dans les ouvrages en maçonnerie de BTC ainsi que sur les maçonneries en moellon de pierre basaltiques dépasse les contraintes admissibles/1,2 pour l'ensemble des matériaux sous combinaisons STRSS.

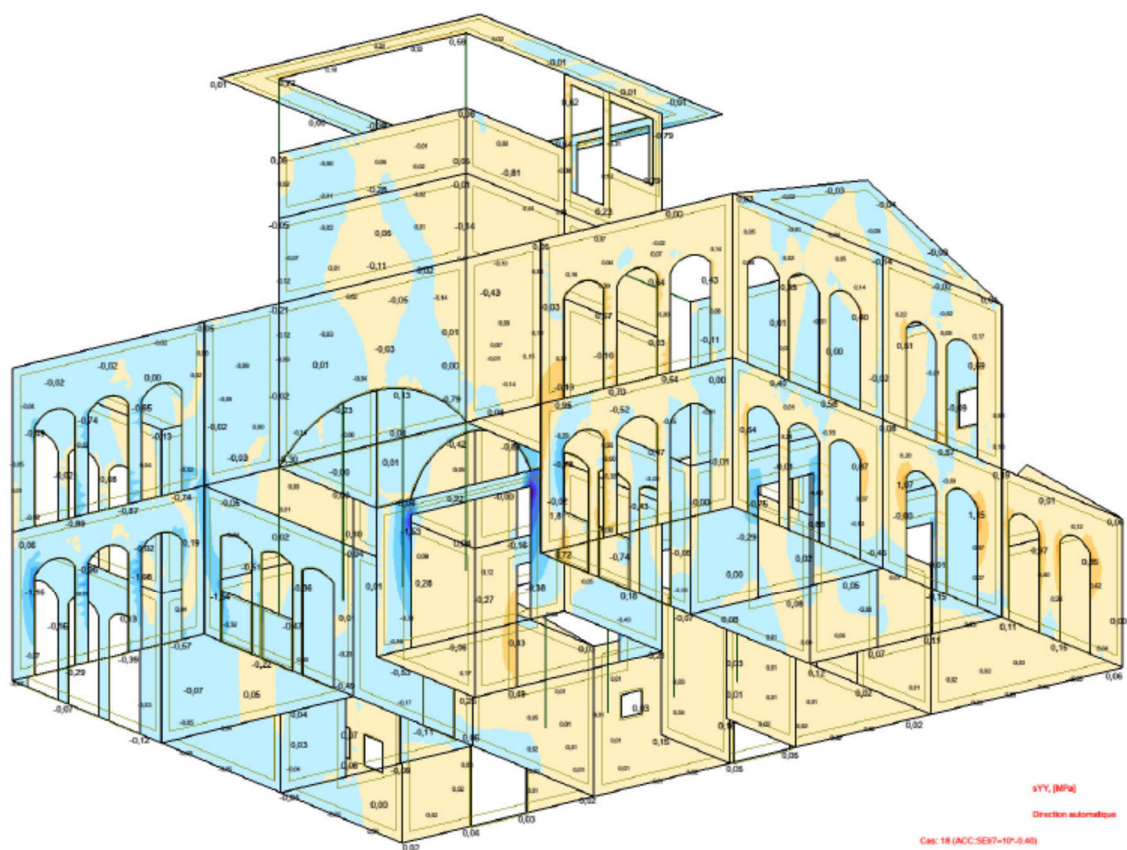
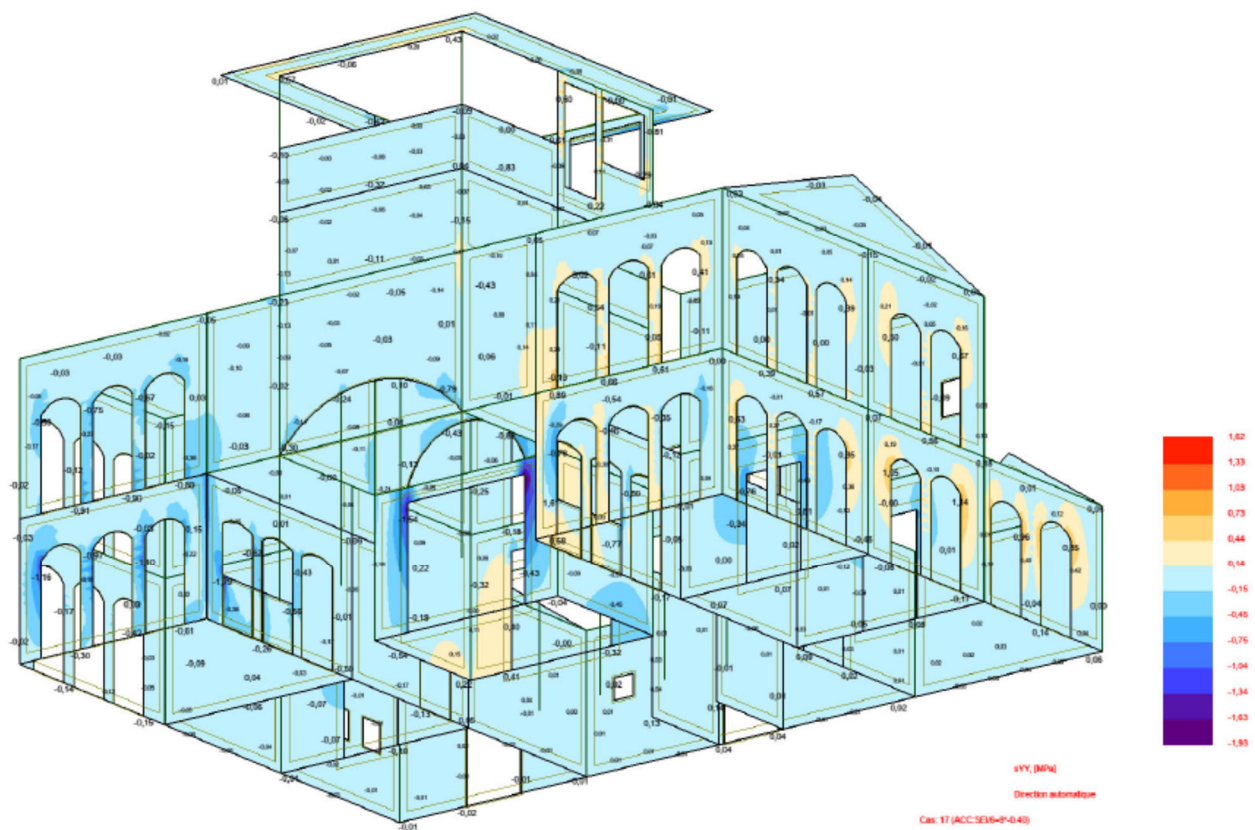
Etats des contraintes σ_{yy} et σ_{xx} sous combinaisons STRSS avec une minoration de l'action sismique à 60%

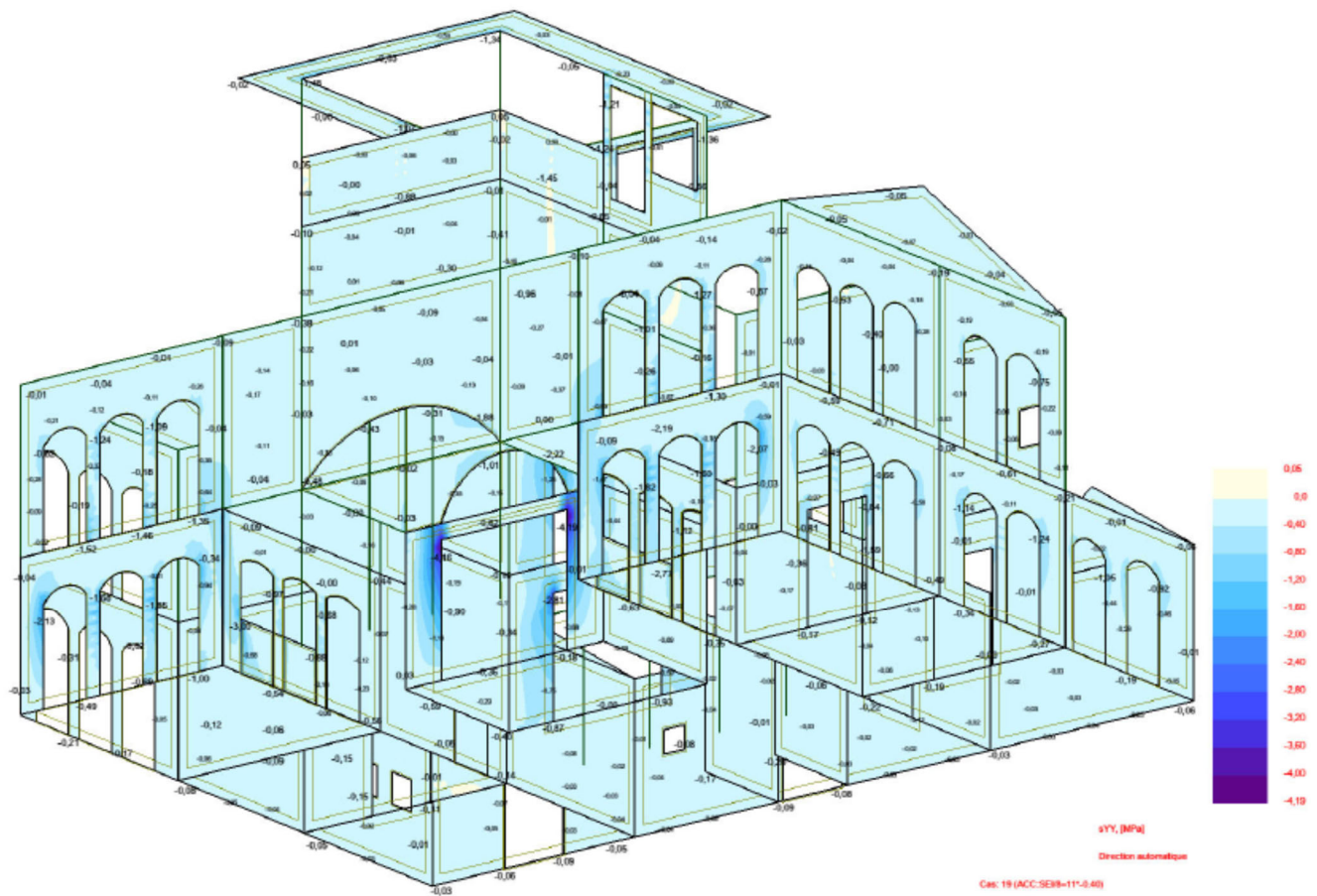
σ_{yy}



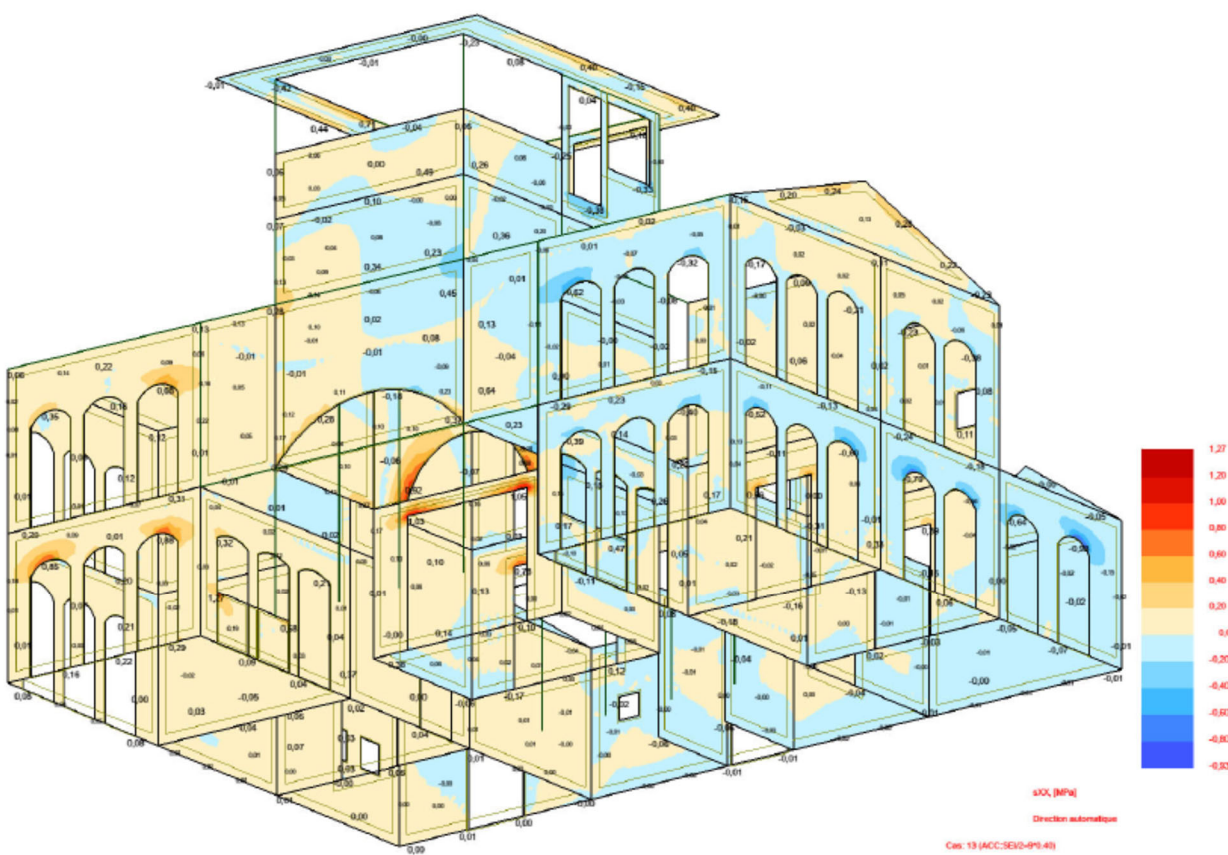
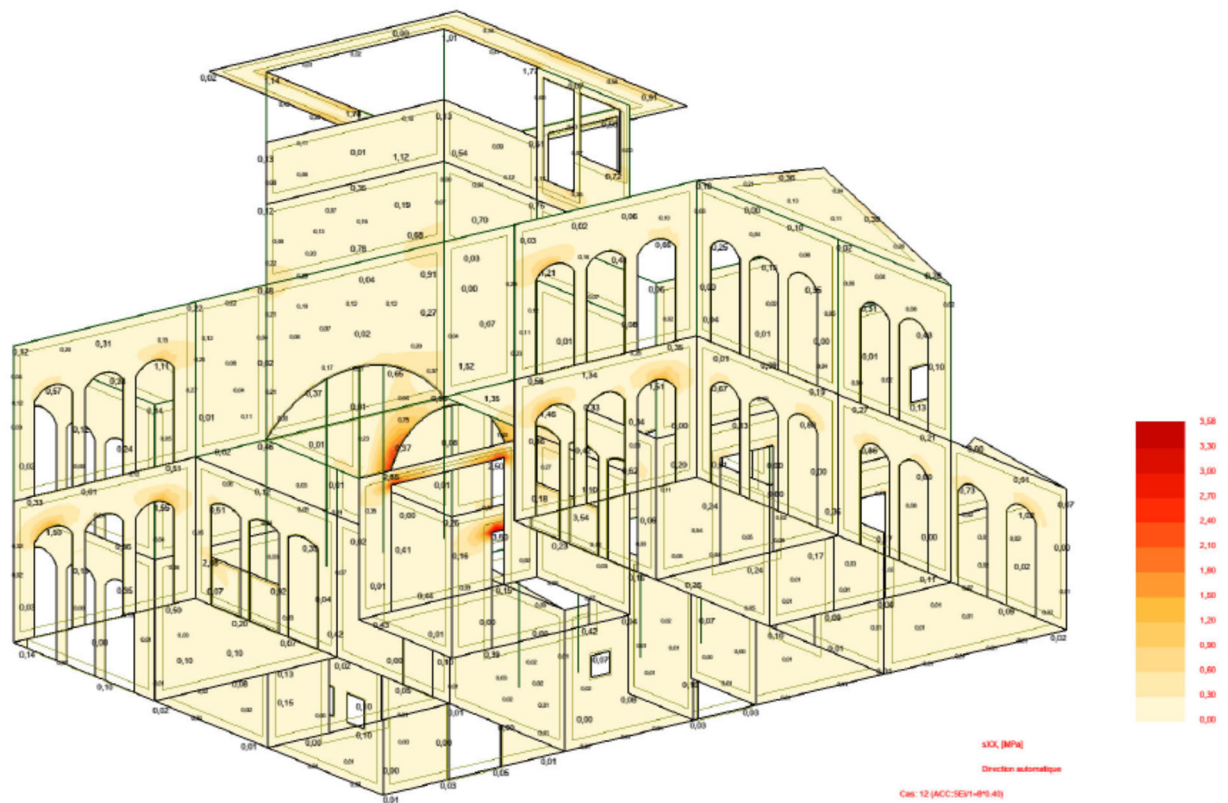


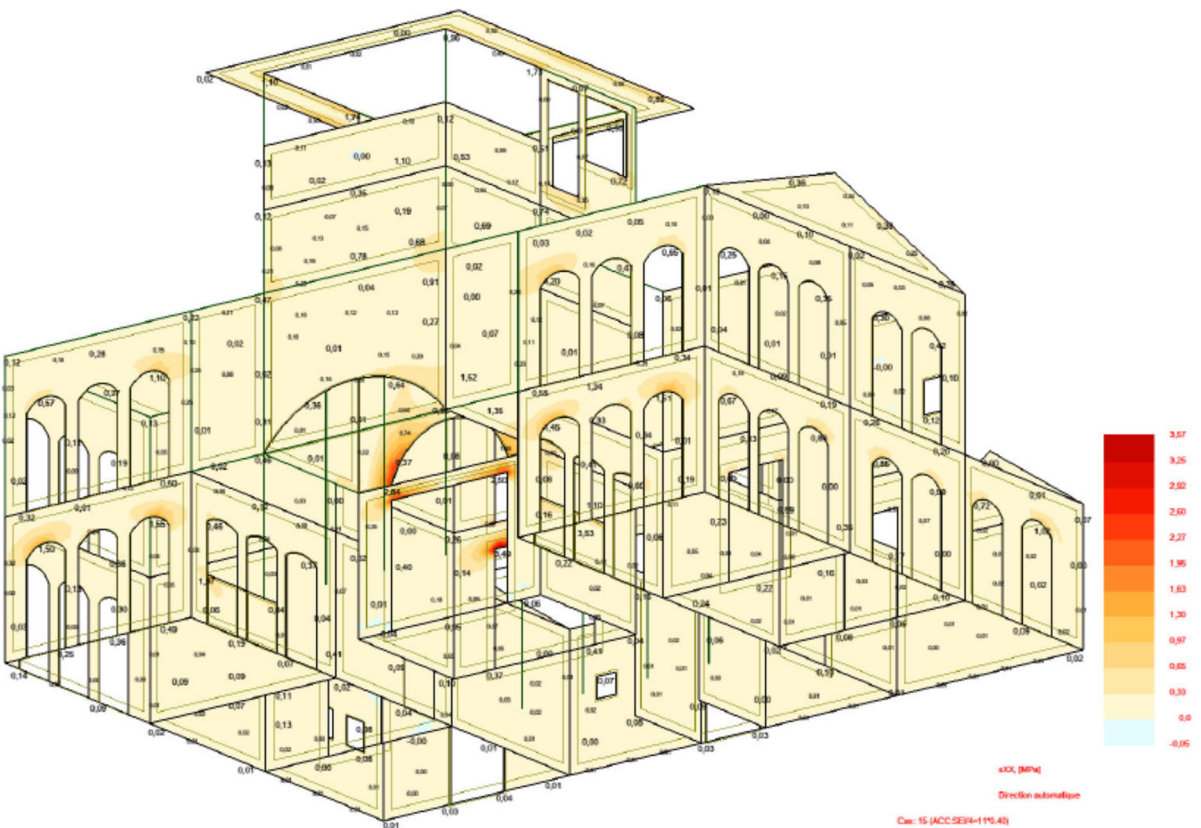
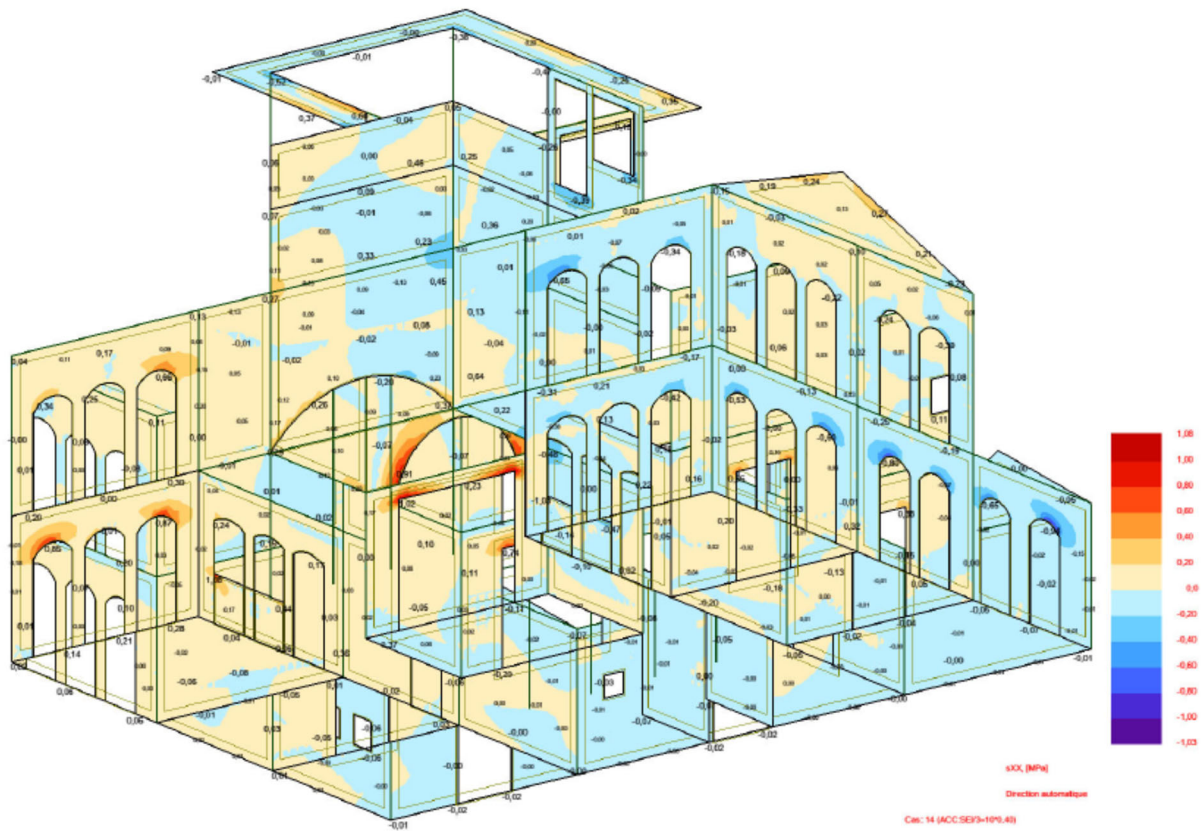


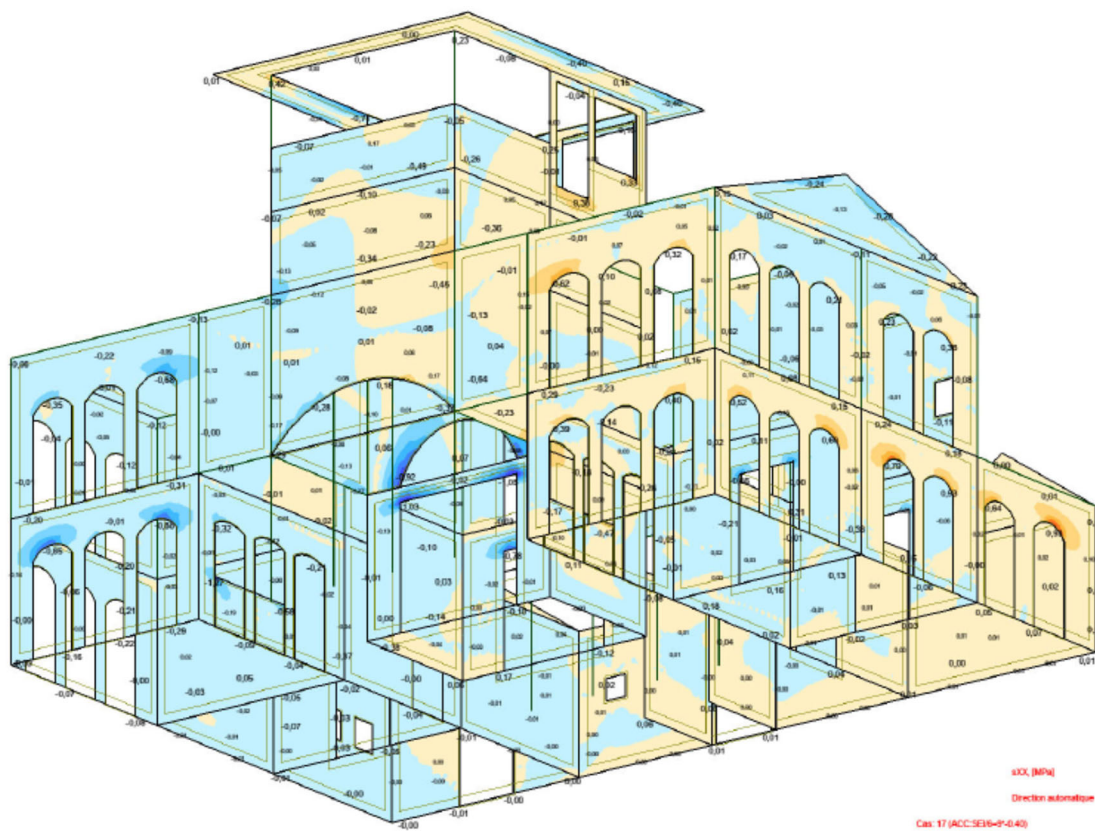
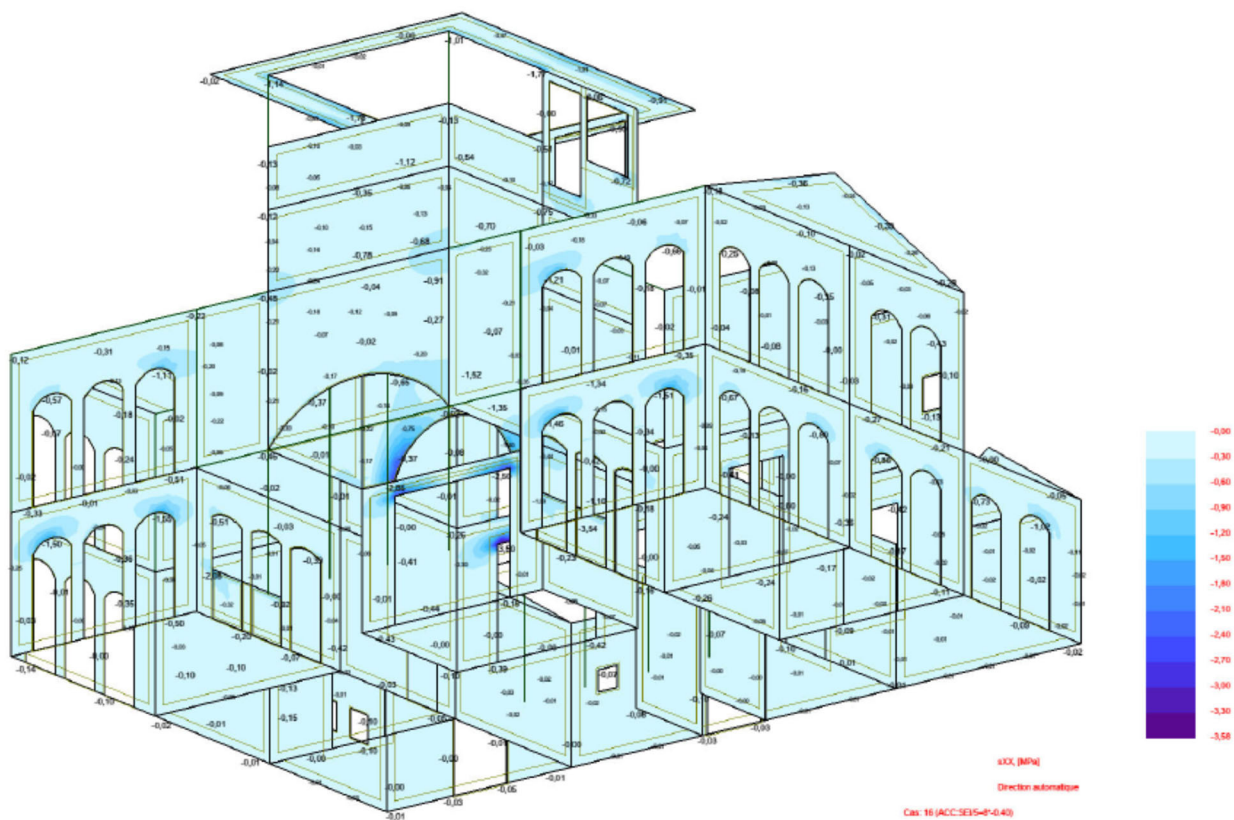


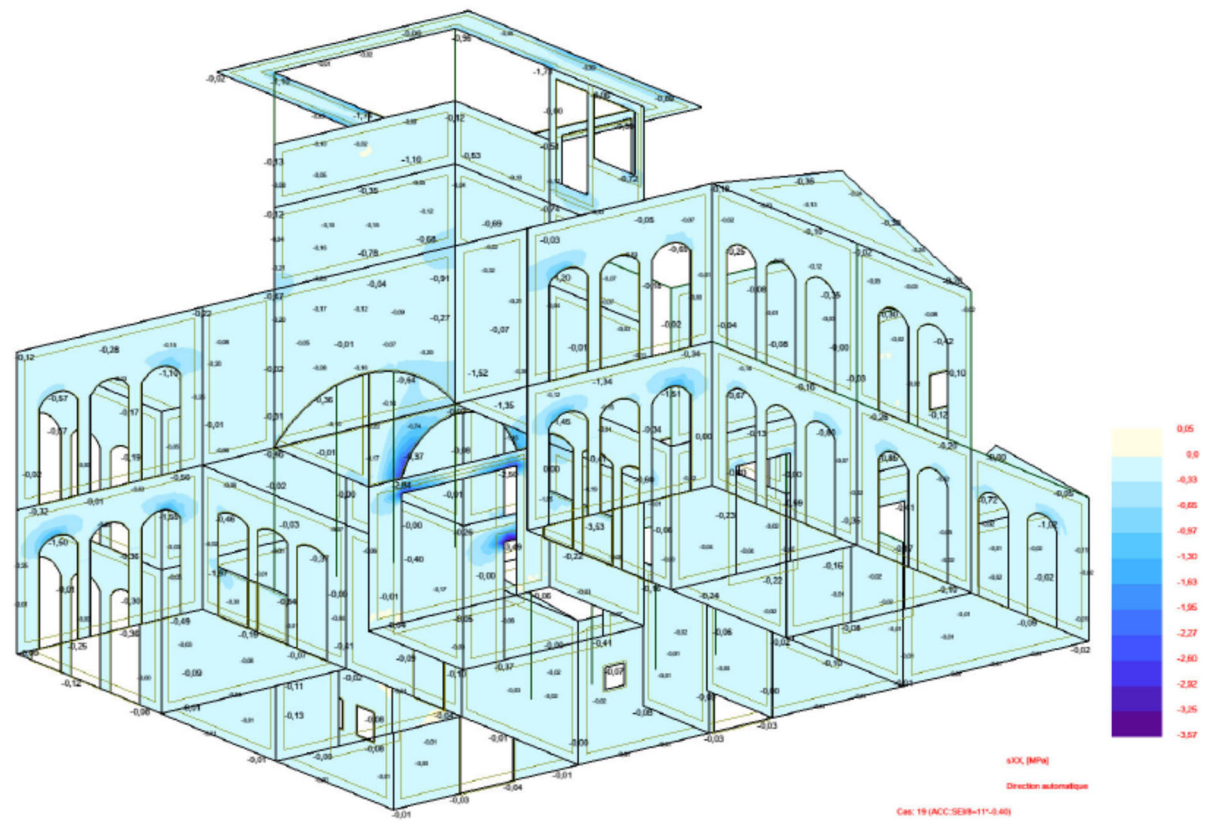
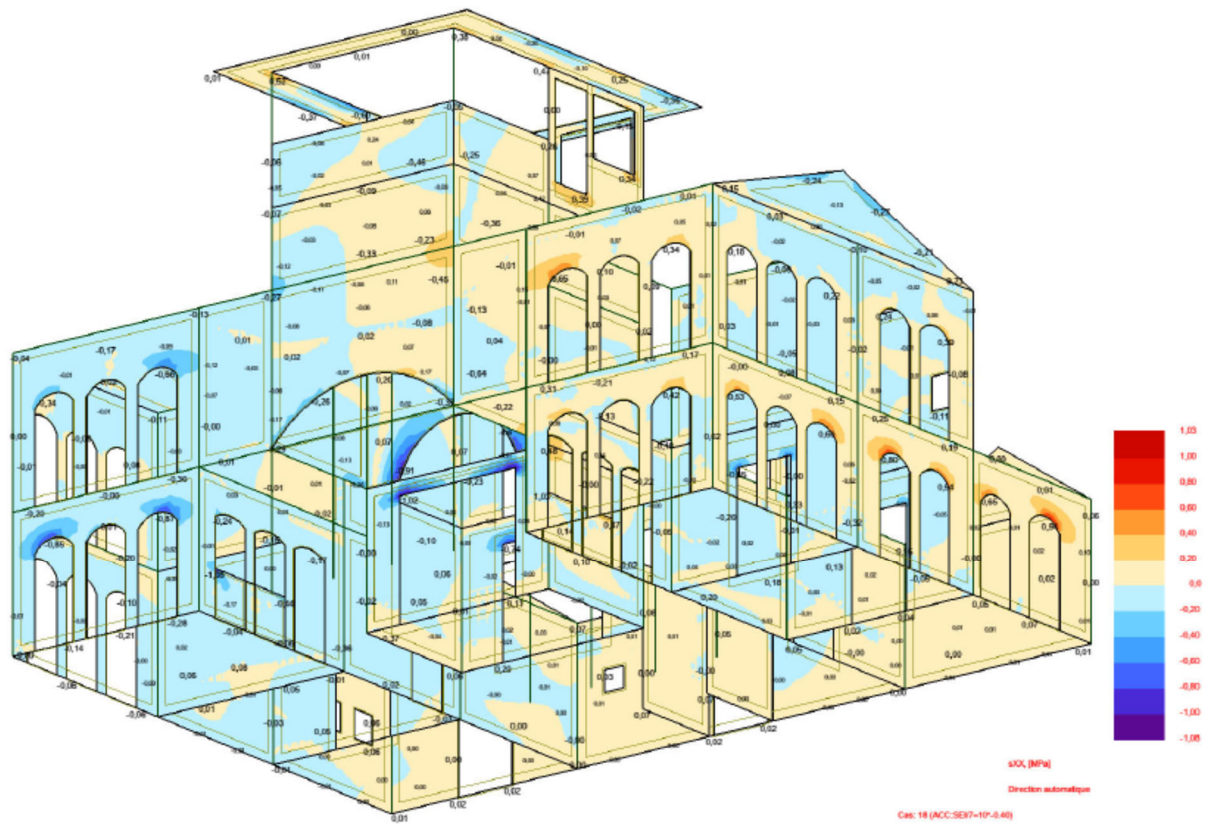


σ_{xx}

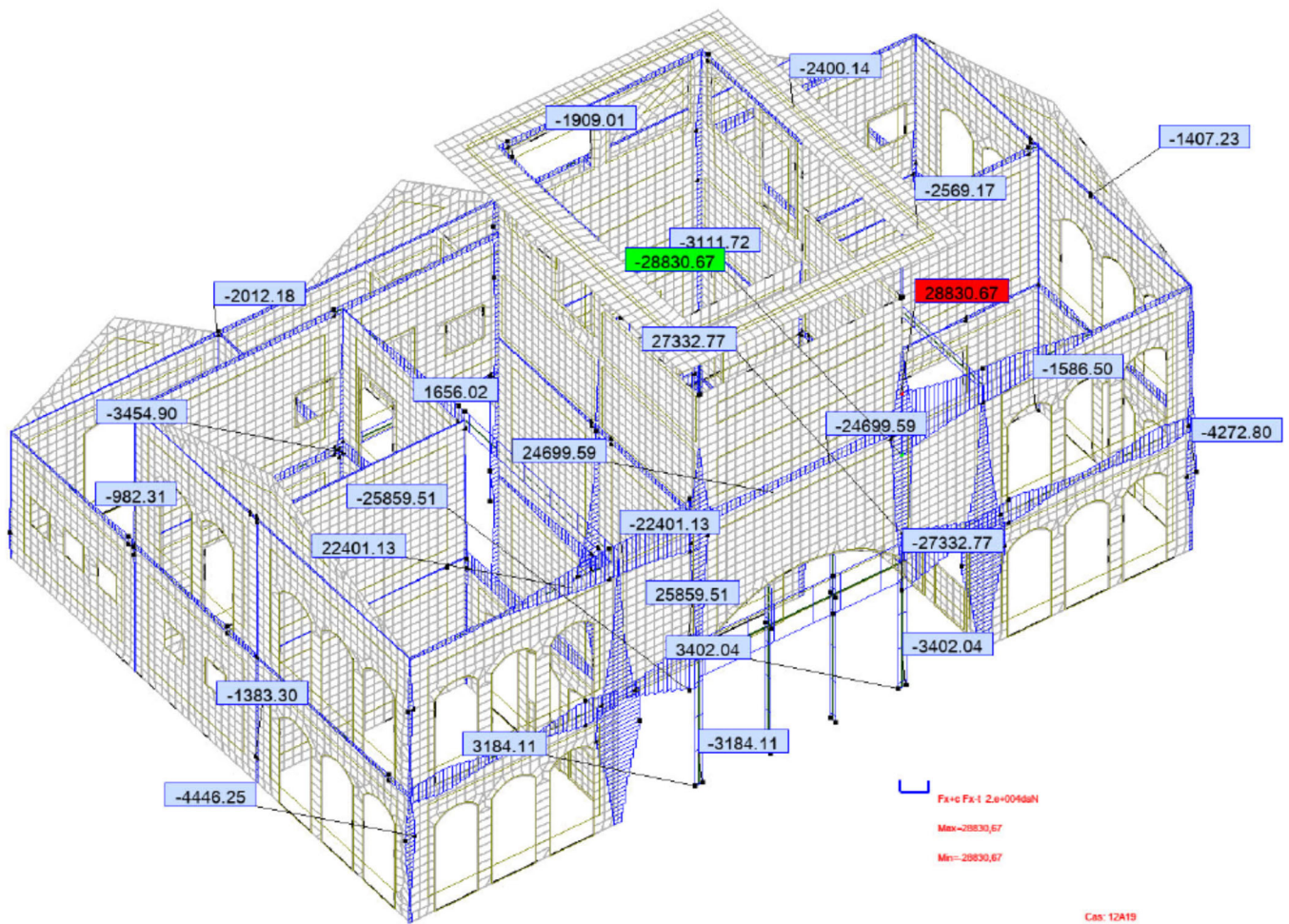






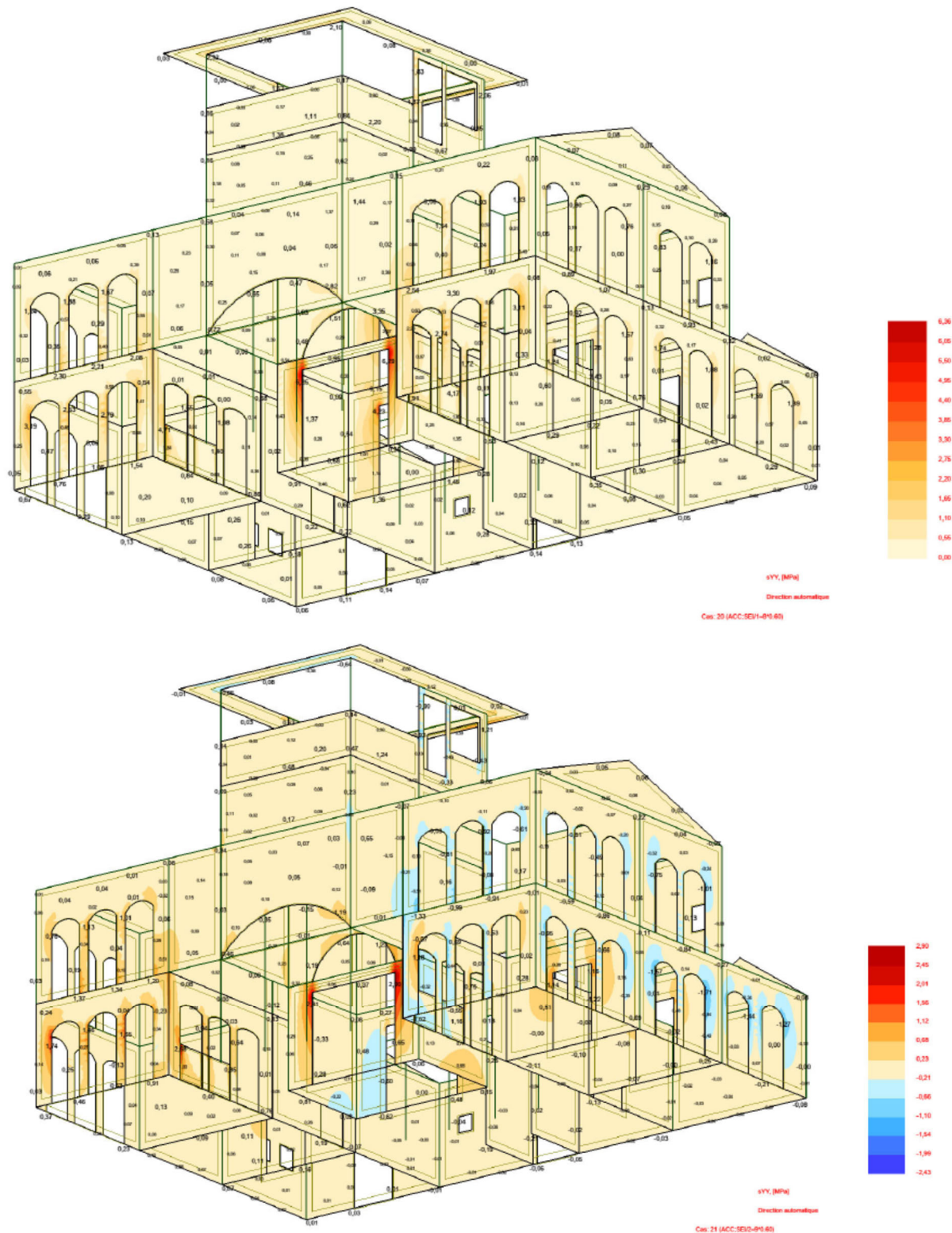


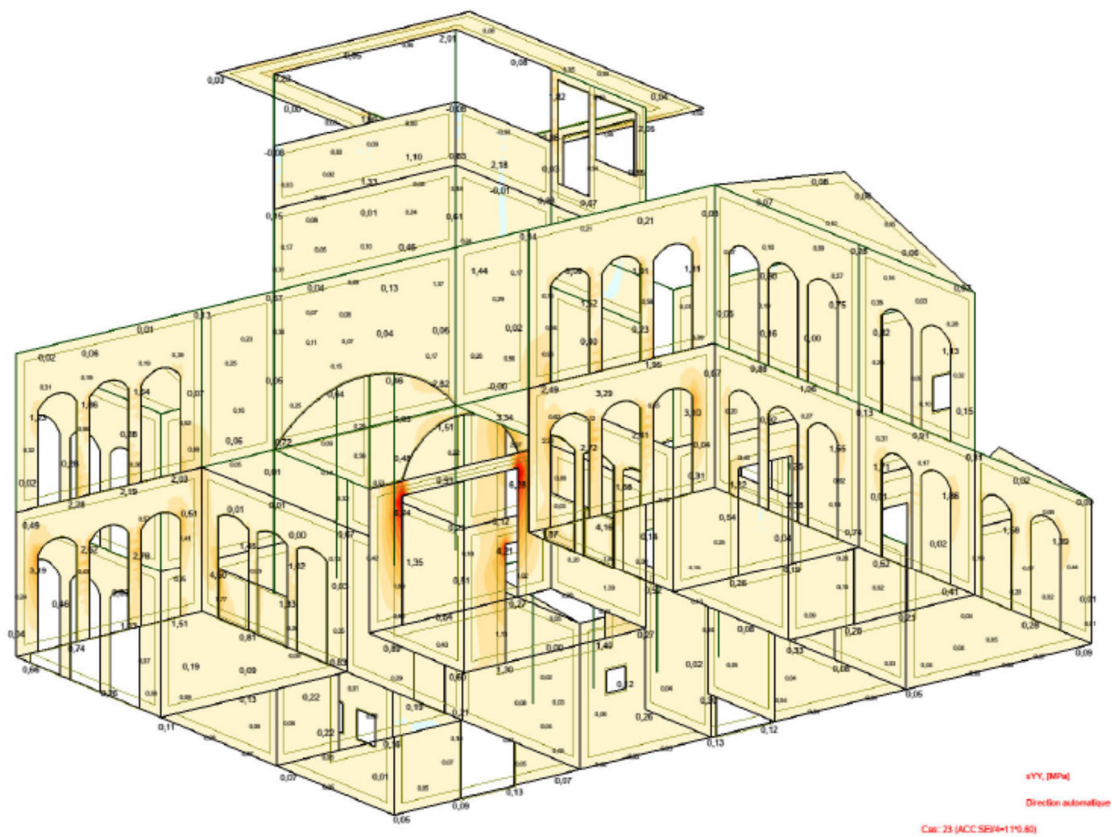
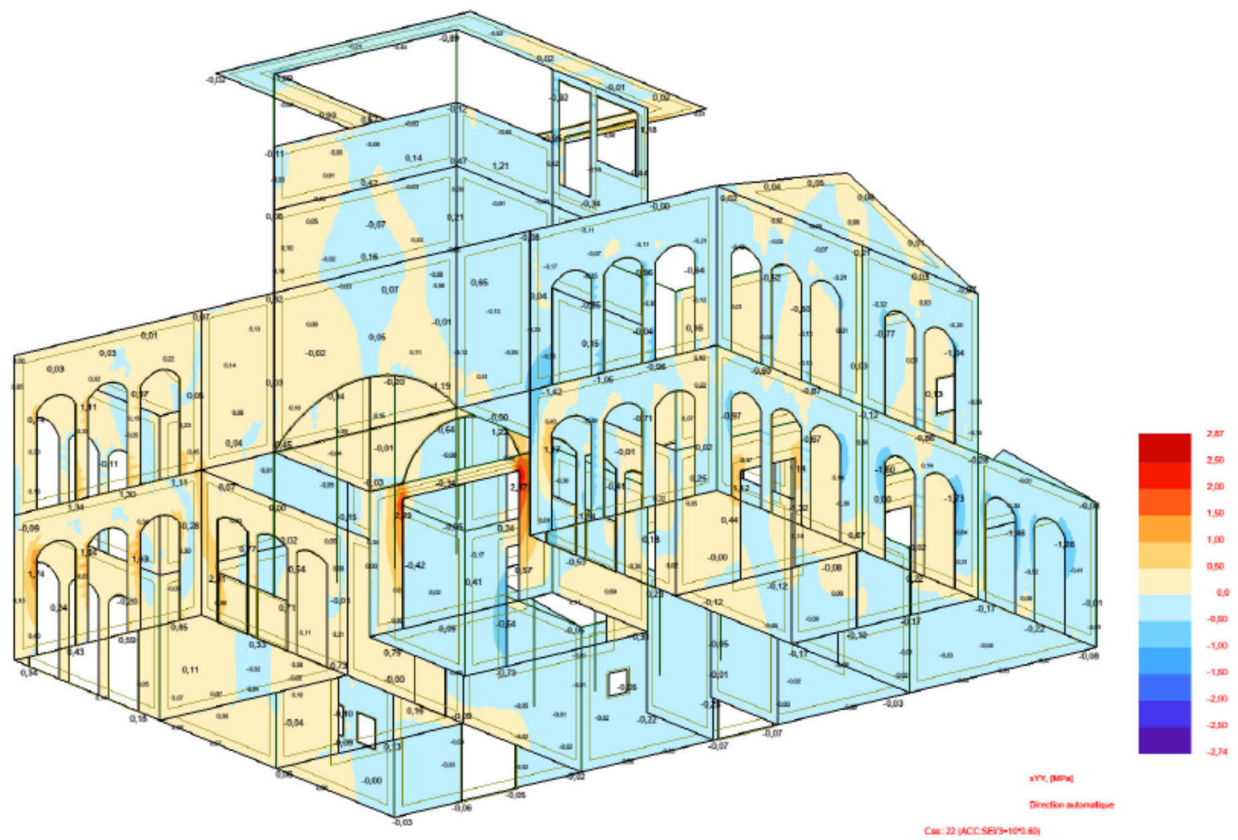
Enveloppe des efforts normaux sous combinaisons STRSS avec une minoration de l'action sismique à 60%

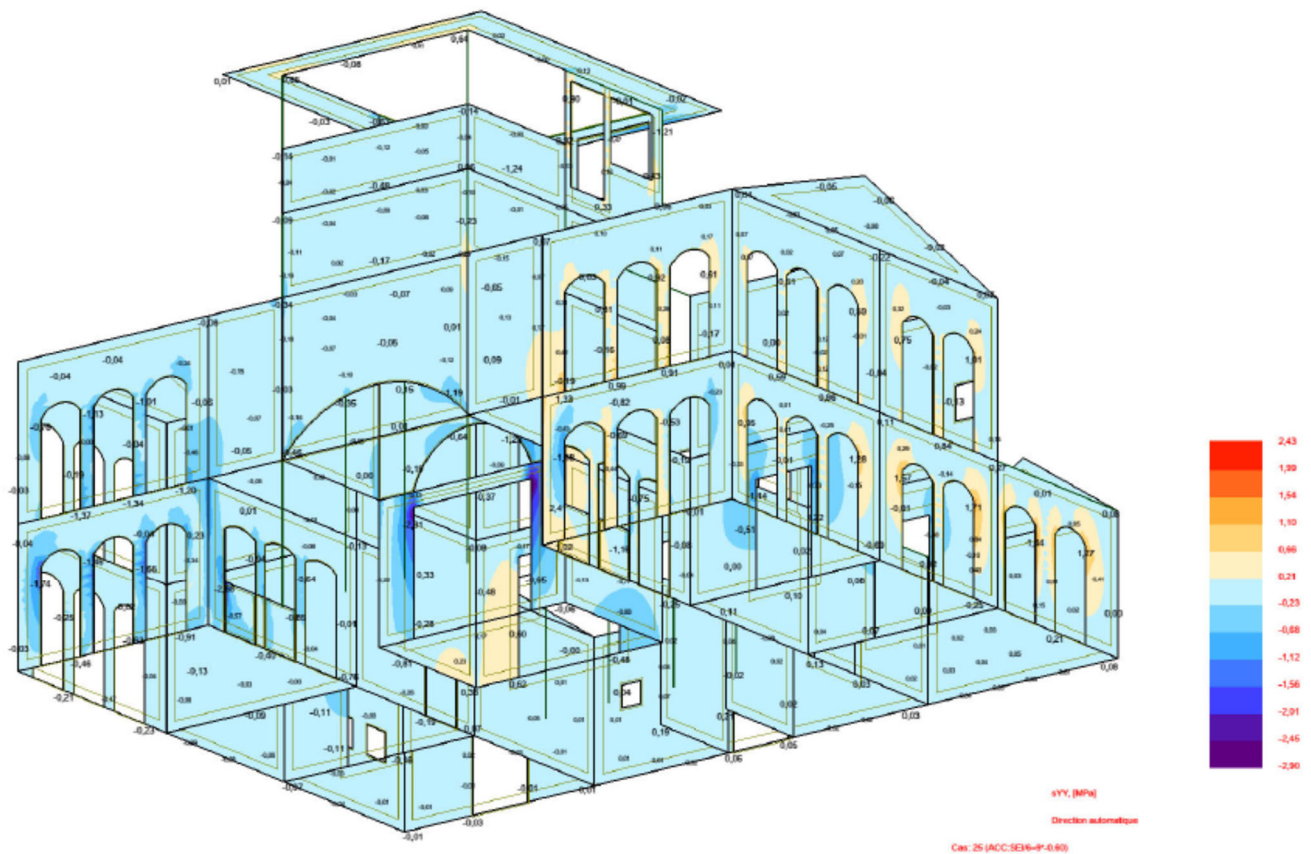
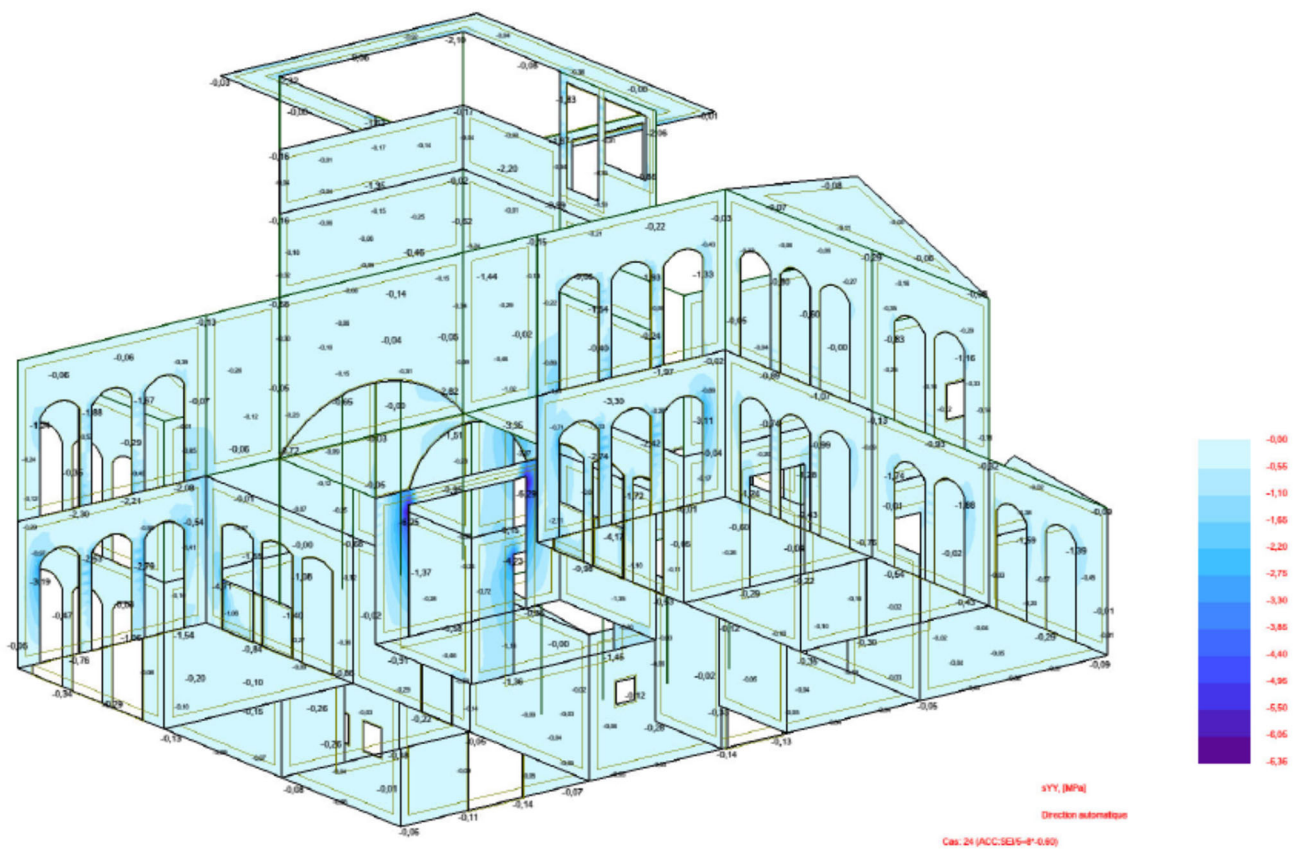


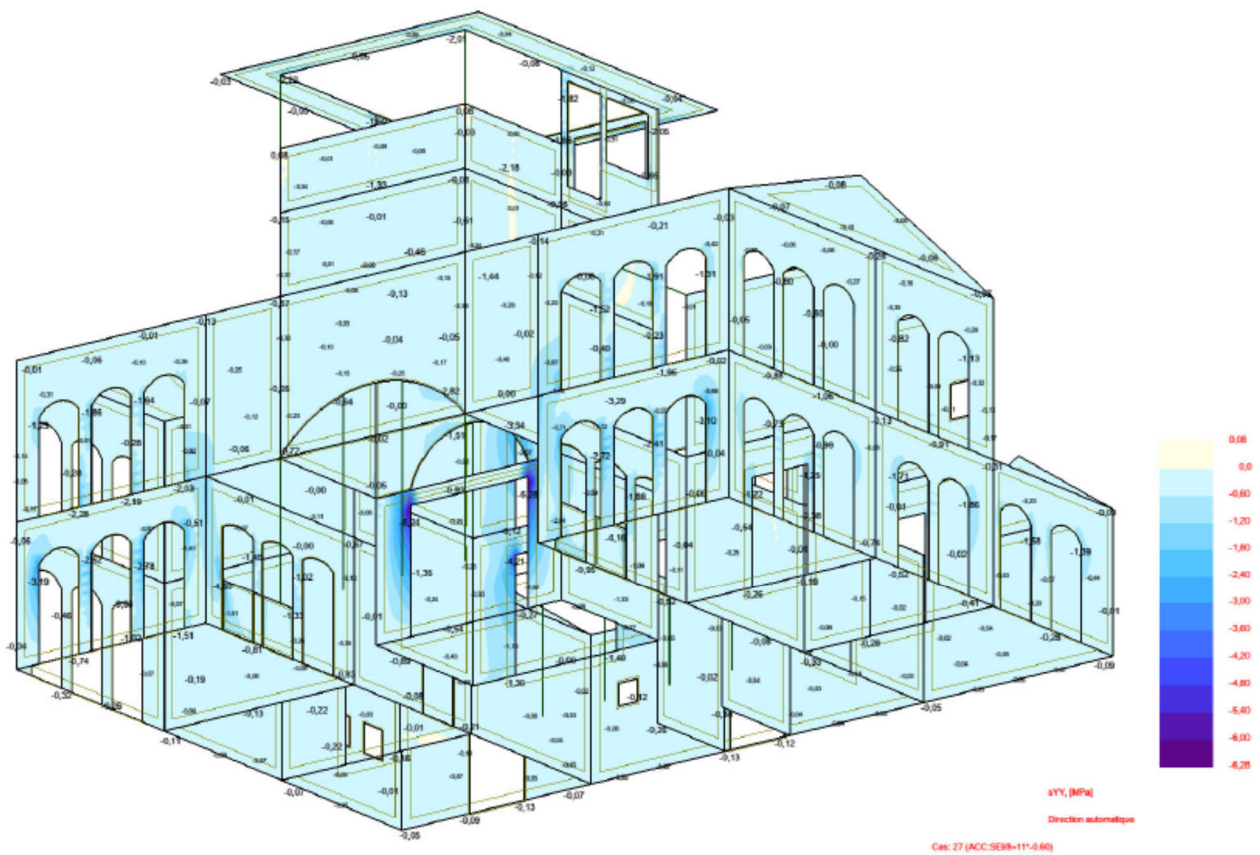
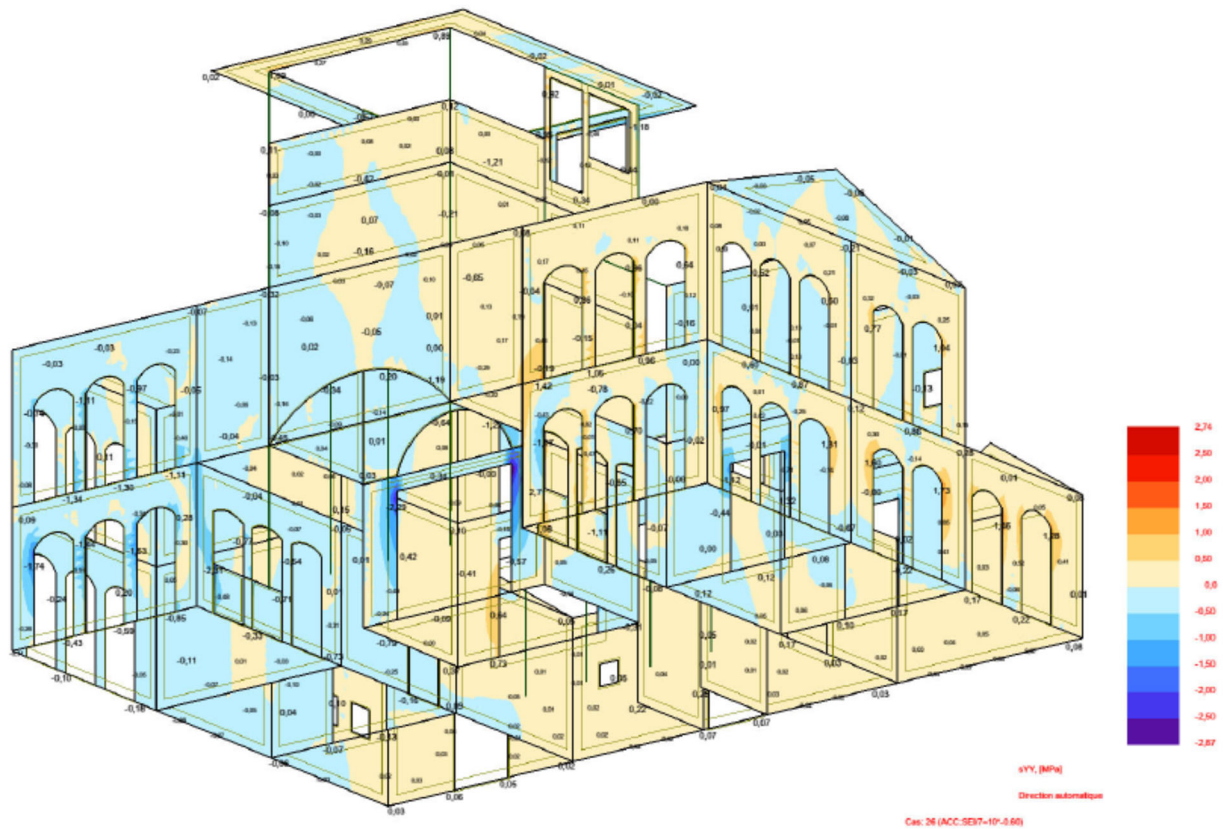
Etats des contraintes σ_{yy} et σ_{xx} sous combinaisons STRSS avec une minoration de l'action sismique à 40%

σ_{yy}

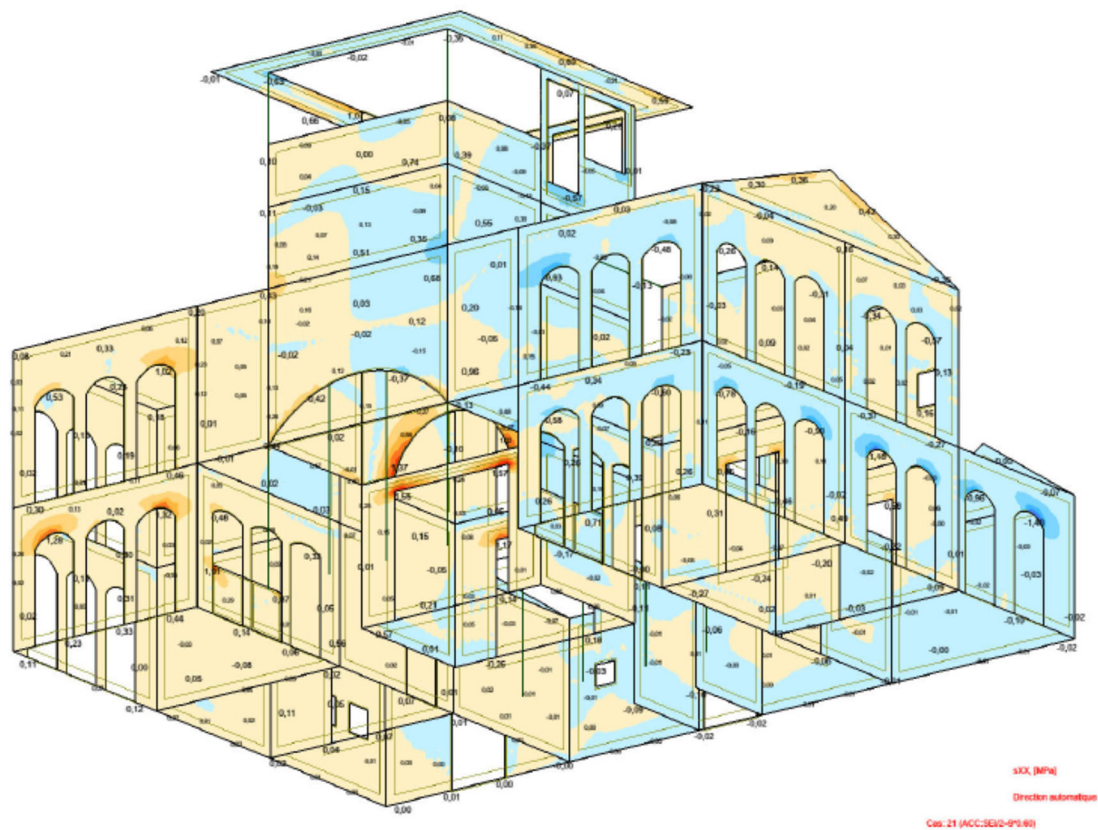
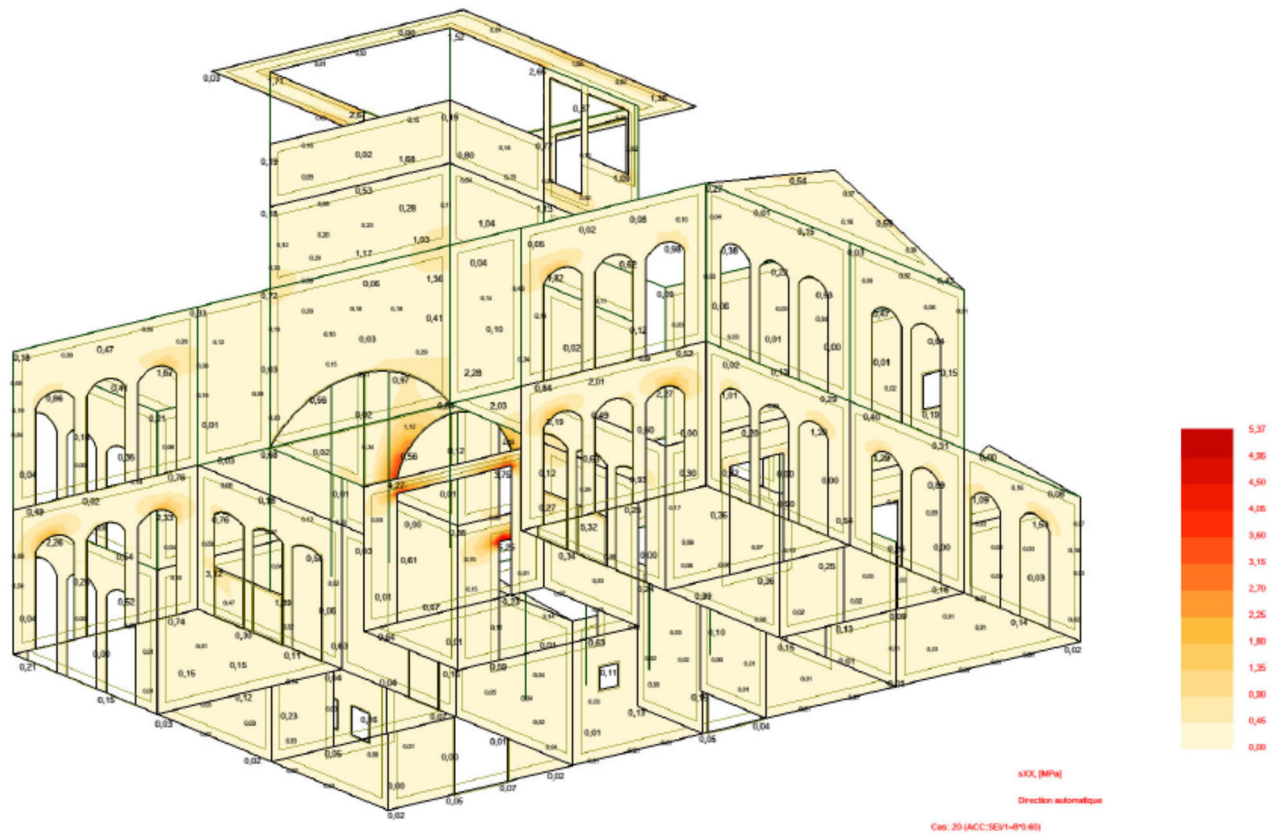


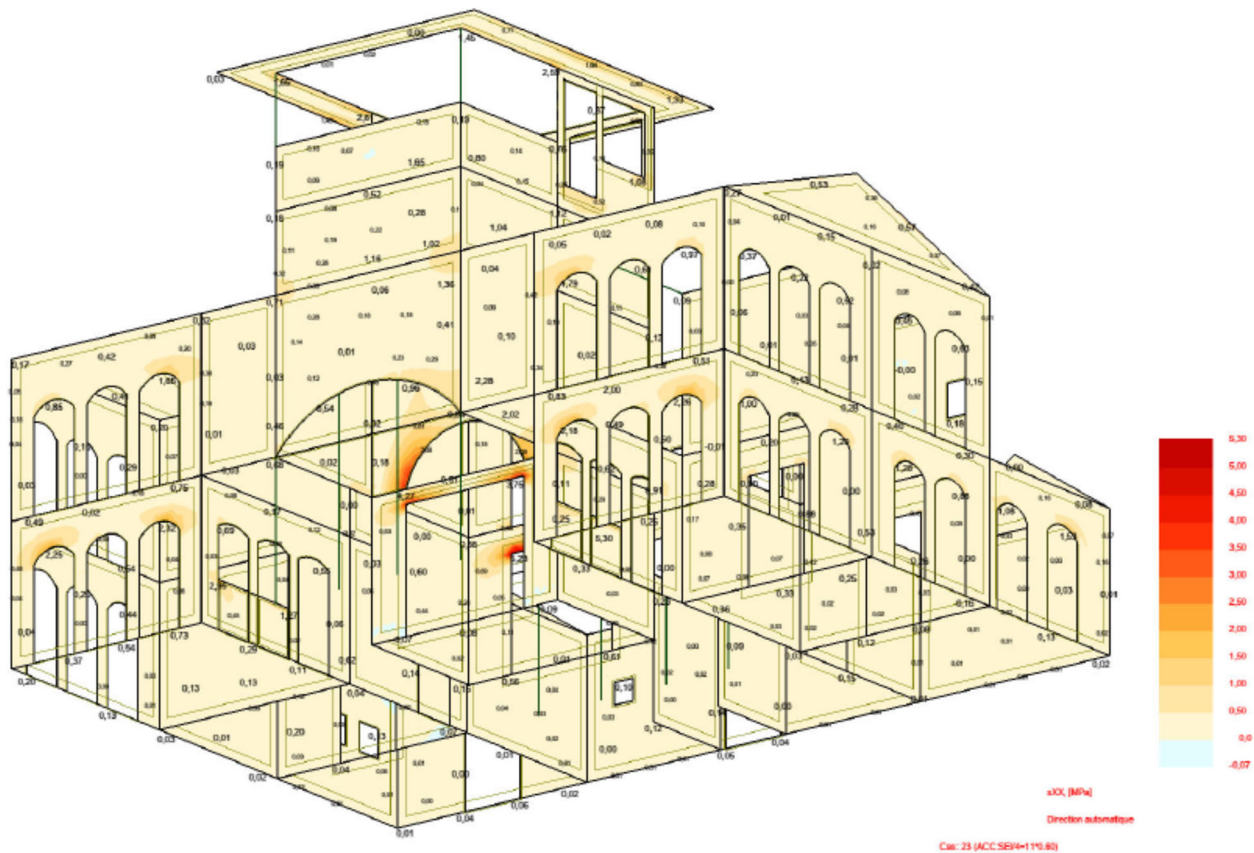
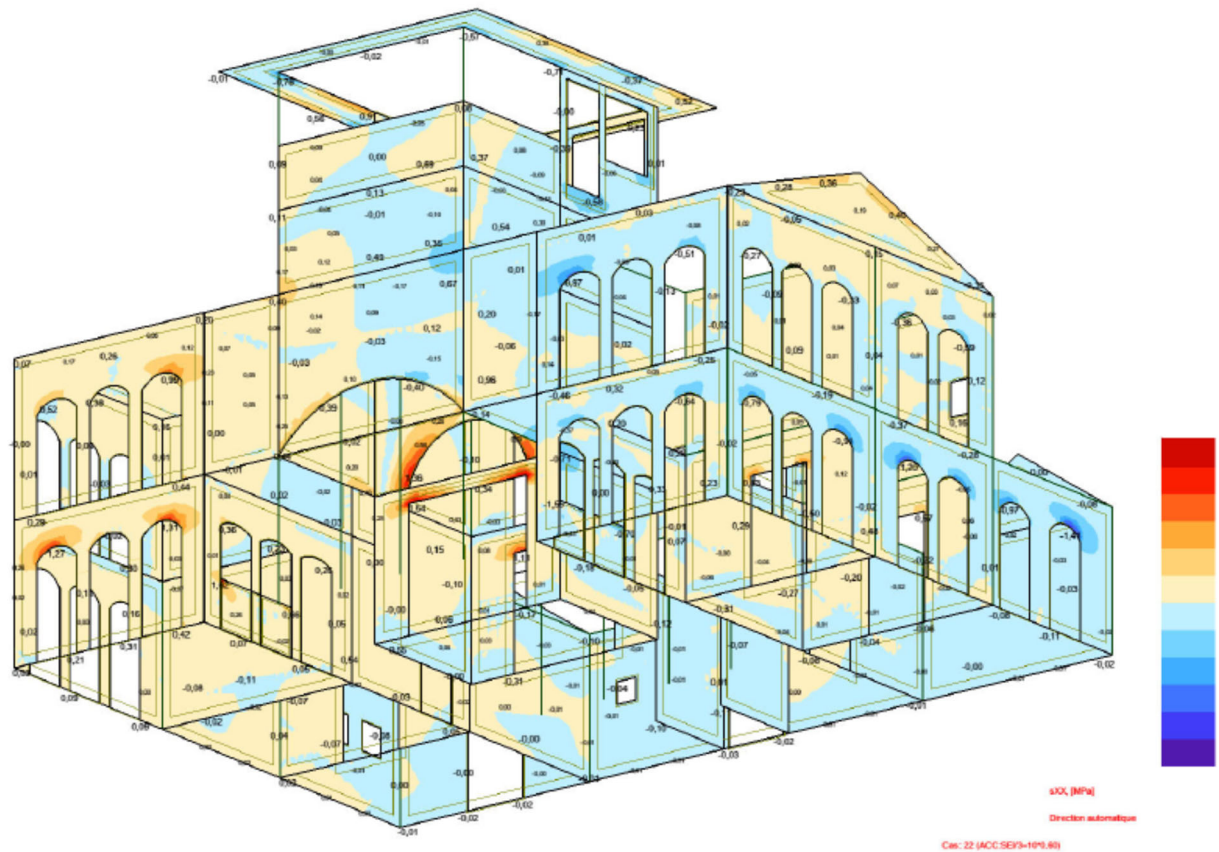


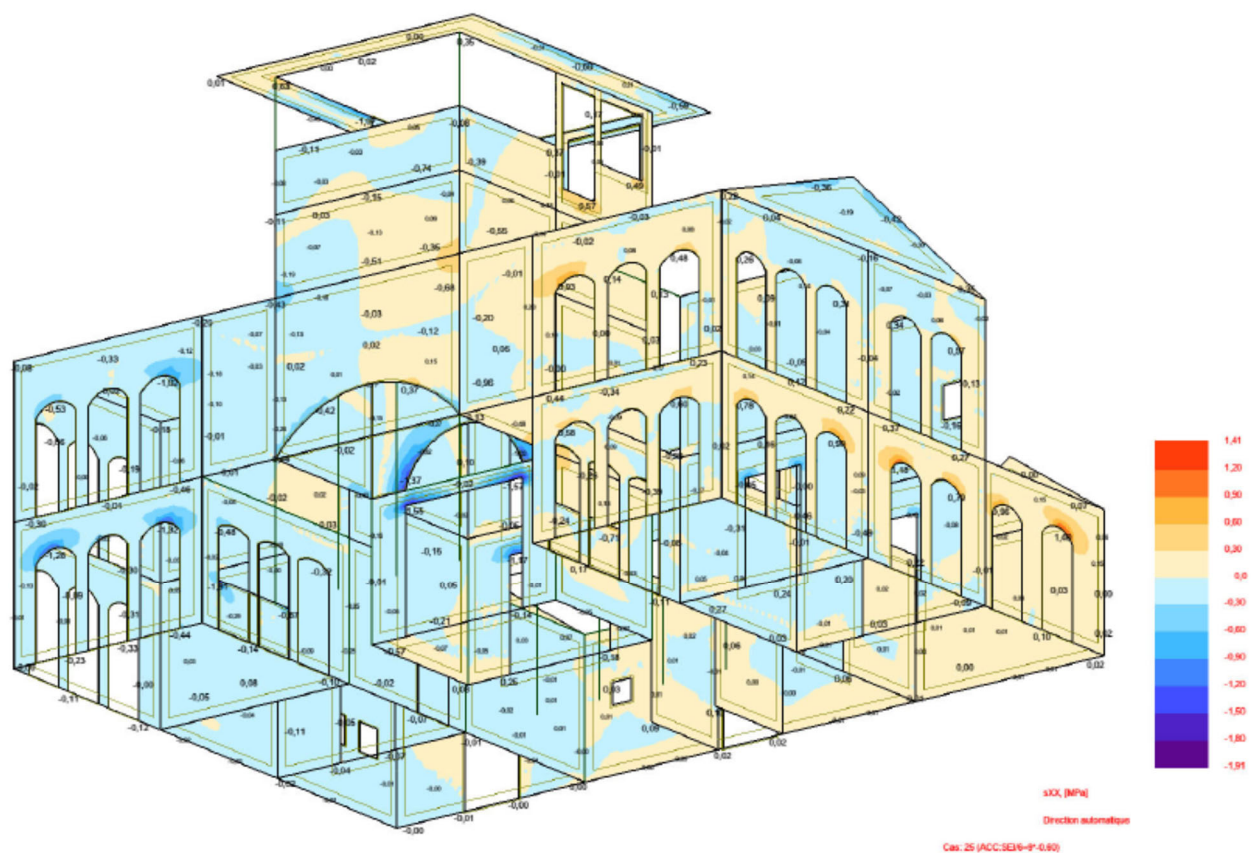
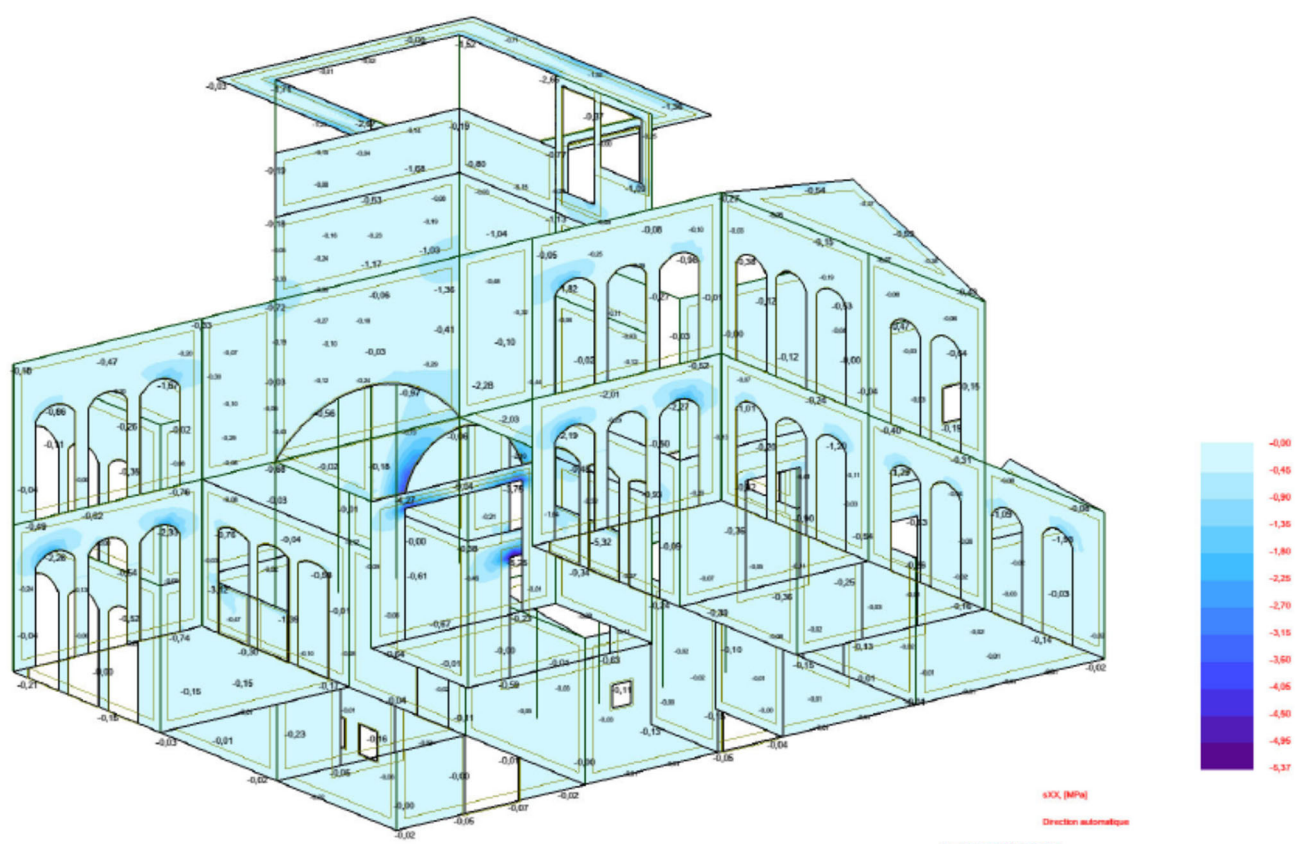


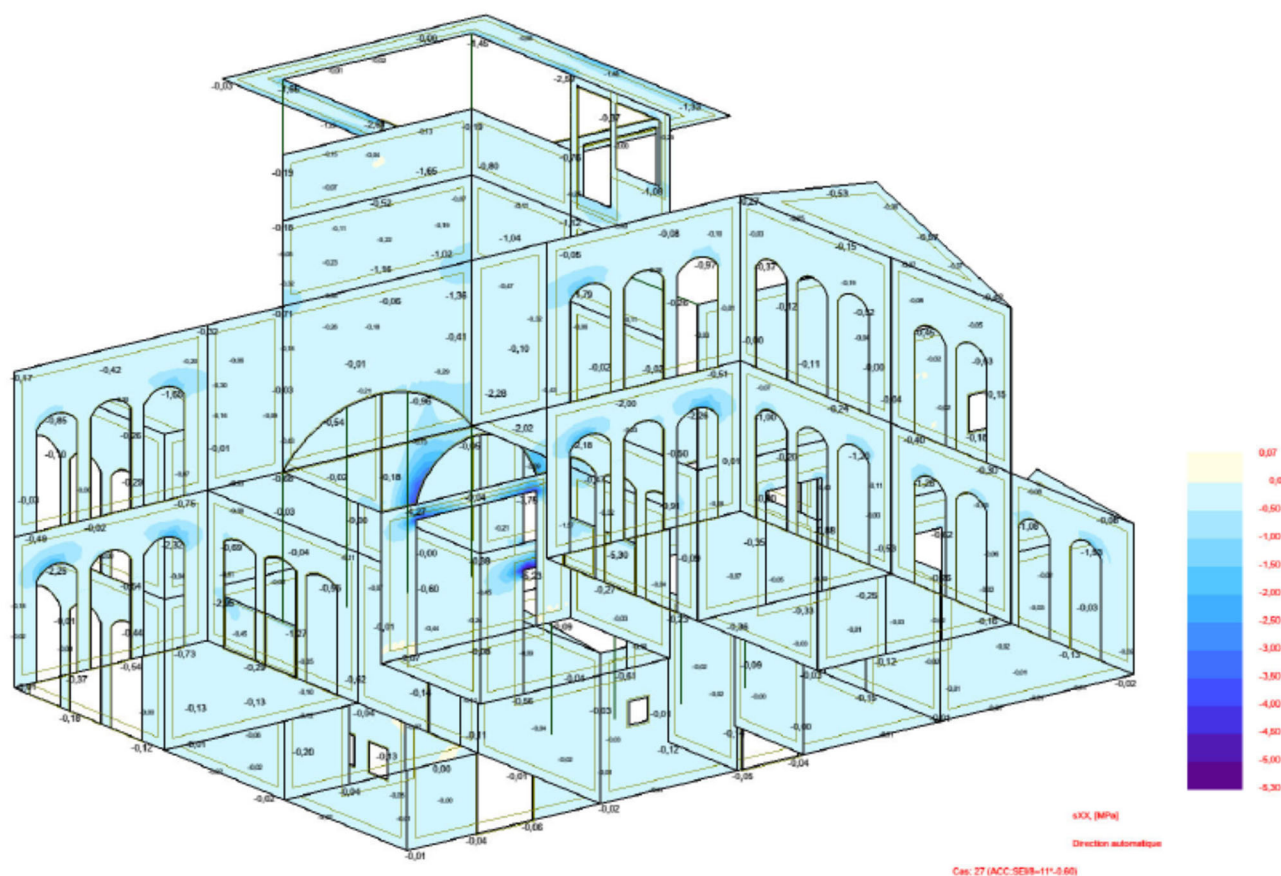
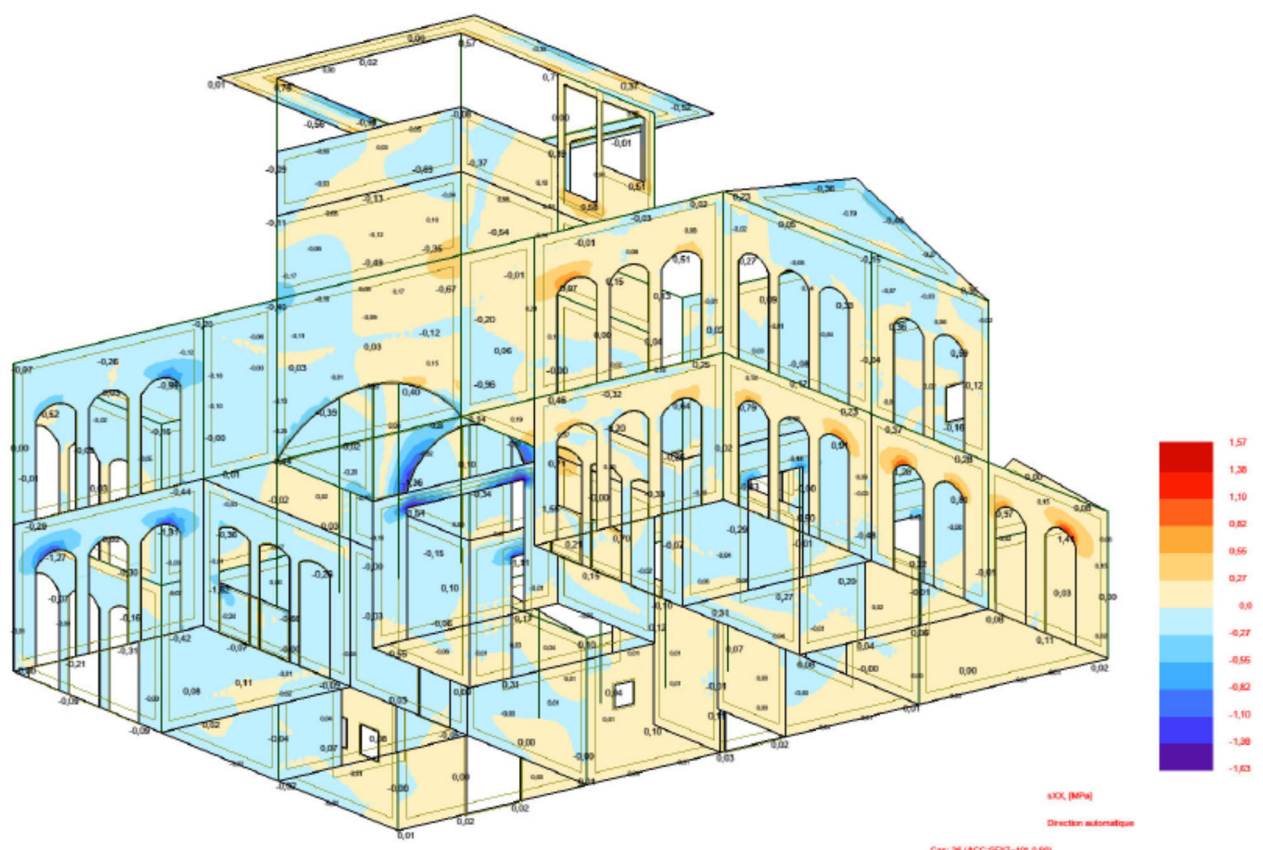


σ_{xx}

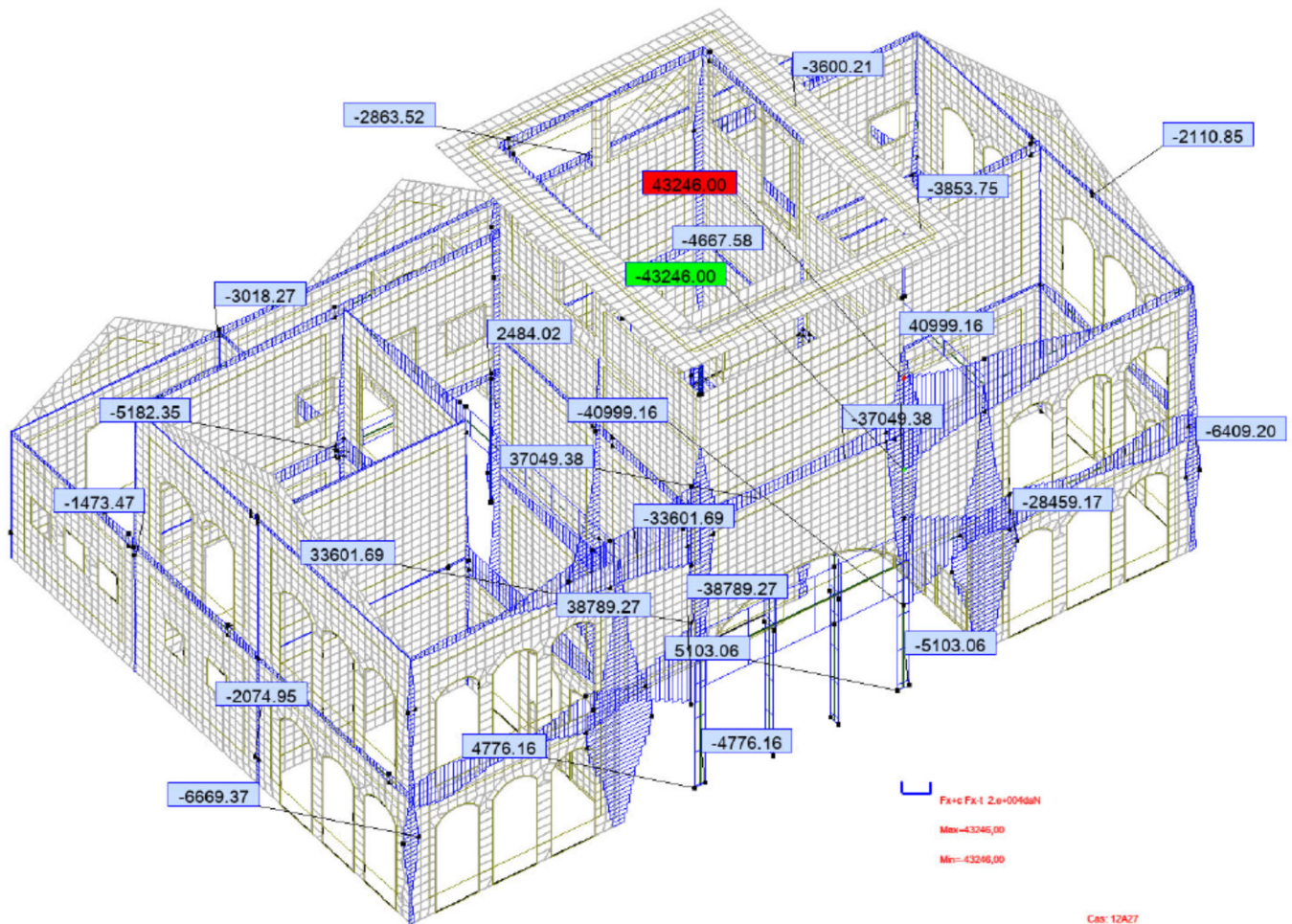








Enveloppe des efforts normaux sous combinaisons STRSS avec une minoration de l'action sismique à 60%



4. CONCLUSIONS

Taux de sollicitations

Planchers bois (plancher haut du RdC)

La vérification du plancher bois en statique montre un dépassement de la contrainte admissible de 48% sur la base d'une hypothèse très optimiste du classement de la résistance des solives en bois, C30.

L'intégration du plancher bois comme élément pour assurer la fonction de diaphragme dans l'analyse modale est impossible à intégrer.

Maçonnerie en BTC

Les taux de sollicitations dans les éléments structuraux (murs, trumeaux et poteaux) en maçonnerie de BTC dépassent les contraintes admissibles $\sigma_{yy} = 1,33\text{MPa}$ (contrainte de compression) et $\sigma_{xx} = 0,083\text{MPa}$ (contrainte de cisaillement).

En outre certains éléments structuraux, comme les trumeaux ne respectent pas les contraintes dimensionnelles pour les définir comme des éléments porteurs.

La largeur des trumeaux doit être $\geq 60\text{cm}$ (30 cm dans le cas présent)

Pour les poteaux en BTC la même observation

Maçonnerie de moellons basaltiques

Les taux de sollicitations dans les éléments structuraux (murs, trumeaux et poteaux) en maçonnerie de moellons basaltiques dépassent les contraintes admissibles $\sigma_{yy} = 0$ MPa (contrainte de traction) et $\sigma_{xx} = 5,42$ MPa (contrainte de cisaillement)

Méthodes de renforcement parasismique

Planchers bois

La plancher bois doit être remplacé par un plancher de type bac collaborant, avec une épaisseur de la dalle de compression supérieure à 70mm pour assurer la fonction de diaphragme du plancher.

Les bacs seront posés sur les solives métalliques en remplacement de l'ossature bois existante.

Maçonneries en BTC et moellons basaltiques

Le dépassement des contraintes (traction notamment et compression) impose un chemisage de l'ensemble des élévations pour permettre d'améliorer la ductilité de l'ensemble de la superstructure en confinant la maçonnerie dans les zones critiques.

Cette technique impose d'ôter le revêtement intérieur des murs pour permettre le scellement des armatures sur une ou deux faces des murs à traiter avec interposition d'un treillis soudé.

Le béton projeté permet ainsi d'augmenter la résistance globale de la structure.

Poteaux en BTC

Chemisage en béton armé sur la périphérie du poteau.