



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université A. MIRA de Béjaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

En vue de l'obtention du Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

INFLUENCE DU GRADIENT DE TEMPERATURE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES

Encadré par :

Mr : Lyes RAMDANI

Présenté par :

Melle : Lydia MOURI

Melle : Saliha OUAISSA

Membres du jury :

Mr : N.BELHAMDI

Mr : A.SISALEM

Promotion Juin 2018

Remerciements

On souhaite avant tout remercier notre promoteur Monsieur Lyes RAMDANI pour le temps qu'il a consacré à nous apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette recherche. Son exigence nous a grandement stimulées.

Nous ne pouvons omettre de faire preuve de notre gratitude à nos chers parents, nous n'aurions pas pu en arriver là sans leurs précieuses présences.

Nous tenons à remercier également les membres du jury

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

*A mes parents
A mes frères et ma sœur
A ma famille
A mes amis
A mon Hitachi*

*Pour votre compréhension, votre patience et le soutien moral que vous m'avez apportés
durant toutes ces années. Je vous dédie ce modeste travail.*

MOURI. Lydia

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont chers à mon cœur : À mes très chers parents, qui étaient toujours à mes coté pour m'encourager, me soutenir, m'entourer d'une immense tendresse et m'orienter vers le bon chemin avec leurs précieux conseils et que dieu les protègent.

À mon cher frère Nadir et sa femme Sabrina et leur fille Elina.

À mes chères frères : Yacine, Abderahim.

À ma sœur Warda.

À ma grande mère.

À tous mes oncles et tantes.

À tous mes cousins et cousines.

À tous mes amis et amies surtout G11.

À toute la promotion Génie Civil.

OUAISSA. Saliha

Résumé

L'objet de cette étude est l'analyse de l'influence du gradient thermique sur le dimensionnement d'une structure, elle est menée en utilisant des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis en modélisant différents types de structure où est intégré le chargement thermique.

Une étude analytique et comparative portant sur l'effet du gradient thermique dans une ossature métallique, l'influence de la longueur de la structure, ainsi que l'influence de la disposition et du type de contreventement.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'importance de la charge thermique appliquée à une structure.

Mots-clés : Gradient thermique, dimensionnement, modèles numériques, méthode des éléments finis, chargement thermique, ossature métallique, contreventement.

Abstract

The object of this study is the analysis of the influence of the thermal gradient on the dimensioning of a structure, it is conducted using numerical models based on the finite element method by modeling different types of structure where is integrated the thermal loading. An analytical and comparative study on the effect of the thermal gradient in a metal framework, the influence of the length of the structure, as well as the influence of the arrangement and the type of bracing. The results obtained made it possible to highlight the importance of the thermal load applied to a structure

Keywords: Thermal gradient, sizing, numerical models, finite element method, thermal loading, metal framing, bracing.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT	I
DEDICACE	II
RESUMER.....	IV
ABSTRACT	V
TABLE DE MATIERES	VI
TABLE DE FIGURES.....	VIII
TABLE DES TABLEAUX.....	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	13
CHAPITRE1	PHENOMENE DE DILATATION
THERMIQUE	15
1.1 INTRODUCTION	15
1.2 QUELQUES CONSEQUENCES DE LA DILATATION THERMIQUE	15
1.3 FORMULE DE DILATATION THERMIQUE	17
1.3.1 Déformation axial d'une barre en raison de la variation de température..	17
1.3.2 Coefficient de dilatation thermique	22
1.3.3 Valeur du gradient de température à prendre en compte dans les calculs	23
1.4 LES FORCES GENEREES PAR LA DILATATION THERMIQUE.....	26
1.4.1 Exemple d'application	28
1.5 MODE DE RUINE PROVOQUE PAR LA VARIATION DE TEMPERATURE.....	30
1.5.1 Note de calcul	31
1.6 CONCLUSION	33
CHAPITRE 2	DILATATION THERMIQUE ET
DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	34
2.1 INTRODUCTION.....	34
2.2 INFLUENCE DU GRADIENT THERMIQUE SUR LES DEPLACEMENTS ET CONTRAINTES D'UN PORTIQUE	34
2.2.1 Résultats des contraintes	35
2.2.2 Résultats des déformations	35
2.2.3 Observations	36
2.2.4 Remarque	37

2.3	INFLUENCE DE L'EMPLACEMENT DES CONTREVENTEMENTS SUR LES DEPLACEMENTS ET CONTRAINTES D'UN PORTIQUE	37
2.3.1	Le contreventement.....	37
2.3.2	Types de contreventement	38
2.3.3	Dispositions constructives des contreventements	40
2.3.4	Traitement des joints de dilatation.....	47
2.4	INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT SUR LES DEPLACEMENTS ET LES CONTRAINTES DUE A LA DILATATION THERMIQUE	55
2.5	CONCLUSION	59
CHAPITRE 3		INFLUENCE DU GRADIENT
THERMIQUE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES		60
3.1	INTRODUCTION	60
3.2	PRESENTATION DES QUATRE STRUCTURES	62
3.2.1	Projet 01 : Etude d'un bâtiment R+1 avec S/Sol en charpente métallique à usage de stockage	62
3.2.2	Projet 02 : Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (2 versant).....	65
3.2.3	Projet 03 : Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (1 versant).....	66
3.2.4	Projet 04 : Etude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage d'habitation.....	68
3.3	MODELISATION ET VERIFICATION DES ELEMENTS AVEC PRISE EN COMPTE DE LA CHARGE THERMIQUE.....	69
3.3.1	Modélisation et vérification du projet 01	70
3.3.2	Modélisation et vérification du projet 02.....	73
3.3.3	Modélisation et vérification du projet 03.....	76
3.3.4	Modélisation et vérification du projet 04.....	78
CONCLUSION GENERALE.....		84
BIBLIOGRAPHIE		
ANNEXE		

TABLE DES FIGURES

Figure 1: Voie de chemin de fer par temps chaud. [2]	16
Figure 2: Rainures de dilatation sur un pont. [2]	16
Figure 3: Partie d'un joint de dilatation entre deux portions d'une route. [4]	17
Figure 4: Allongement d'une barre sous changement de température. [2]	17
Figure 5: Tige en acier.....	19
Figure 6: Définition du matériau.	19
Figure 7: définition d'une barre en acier rectangulaire.	20
Figure 8: Insertion des lignes de construction.....	20
Figure 9: Vue en 3D de la tige.....	21
Figure 10: Appuis de la tige.....	21
Figure 11: Cas de charge.....	21
Figure 12: Chargement de la barre.....	22
Figure 13: Déplacement du nœud 2 sous chargement thermique.....	22
Figure 14: La déformée de la tige sous chargement thermique avec logiciel Robot.	22
Figure 15: Carte de zone climatique de l'Algérie. [3].....	26
Figure 16: Tige en acier fixé entre deux murs.	27
Figure 17: Contraintes thermiques longitudinales dans une tige.	27
Figure 18: Contrainte dans une tige bi-encastree.....	28
Figure 19: encastrement de la barre.	30
Figure 20: Effort interne dans la barre.....	30
Figure 21: Schémas de flambement.....	31
Figure 22: Modèle éléments finis.....	34
Figure 23: Contraintes max dans les différents éléments du portique en fonction du gradient thermique appliqué.....	35
Figure 24: Déformée du portique.....	35
Figure 25: Déplacements max des nœuds en fonction du gradient thermique appliqué suivant x et z.....	36
Figure 26: Effets de la restriction de la dilatation dans un bâtiment. [10]	38

Figure 27: Différents types de contreventement. [11]	38
Figure 28: Contreventement par portique de stabilité. [10]	39
Figure 29: Disposition d'une stabilité à chaque extrémité.	41
Figure 30: Modèle de calcul 1 et sa déformé (L= 40 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	41
Figure 31: Modèle de calcul 2 et sa déformé (L= 60 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	41
Figure 32: Modèle de calcul 3 et sa déformé (L= 80 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	41
Figure 33: Modèle de calcul 4 et sa déformé (L= 100 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	42
Figure 34: Modèle de calcul 5 et sa déformé (L= 110 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	42
Figure 35: Contraintes dans les différents éléments suivant la longueur pour une structure à contreventement en X à chaque extrémité.....	42
Figure 36: Déplacements des nœuds des différents modèles suivant la longueur pour une structure à contreventement en X à chaque extrémité.	43
Figure 37: Ossature avec un joint de dilatation thermique, disposition de stabilités imposant un seul sens de dilatation thermique.	45
Figure 38: Ossature avec joint de dilatation, disposition des stabilités à chaque extrémité imposant des dilatations thermique dans deux sens	45
Figure 39: Modèle de calcul 6 et sa déformé (L= 2 x 55 =110 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	45
Figure 40: Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe de l'ossature..	46
Figure 41 : modèle de calcul 7 et sa déformé (L= 110 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).....	46
Figure 42: Joint de dilatation dans un Bâtiment.	47
Figure 43: Joint de rupture dans un bâtiment.	48
Figure 44: Joint de rupture.....	48
Figure 45: Joint de tassement d'une nouvelle construction voisine.	49
Figure 46: Joint de tassements dans les bâtiments.	50
Figure 47: Double portique au droit du joint de dilatation. [8]	51
Figure 48: Assemblages avec trous oblongs. [8].....	52
Figure 49: Appui en élastomère fretté [8]	53
Figure 50: Appui à pot [8]	54
Figure 51: Exemple portique avec contreventement en X.....	55
Figure 52: Exemple portique avec contreventement en V.....	55
Figure 53 : Exemple portique avec contreventement en K.	55
Figure 54: Contraintes dans les poteaux pour les différents types de stabilisées..	56
Figure 55: Contraintes dans les poutres pour les différents types de stabilisées. .	56
Figure 56: Contraintes dans les contreventements pour les différents types de stabilisées.....	57
Figure 57: Déplacements U_x dans les nœuds pour les différents types de stabilisées.....	58
Figure 58: Déplacements U_z dans les nœuds pour les différents types de stabilisées.....	58
Figure 59: Vue en 3D de la structure du bâtiment.....	63

Figure 60: Vue en 3D de la structure.....	65
Figure 61: Vue en 3D du hangar.	67
Figure 62: Vue en 3D du bâtiment.....	68
Figure 63: Modélisation en 3D du bâtiment avec prise en compte du chargement thermique.....	70
Figure 64: Pourcentages d'élément dans le de Ratio>Ratio initial du bâtiment R+1	72
Figure 65: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du bâtiment R+1	72
Figure 66: Modélisation en 3D du hangar avec prise en compte du chargement thermique.....	73
Figure 67: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du hangar à 2 versants	75
Figure 68: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du hangar à 2 versants. .	75
Figure 69: Modélisation en 3D du hangar avec prise en compte du chargement thermique.....	76
Figure 70: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du hangar à 1versant	77
Figure 71: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du hangar à 1versant.....	78
Figure 72: Modélisation en 3D du bâtiment avec prise en compte du chargement thermique.....	79
Figure 73: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du bâtiment R+4	80
Figure 74: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du bâtiment R+4	81
Figure 75: Pourcentages d'élément dans le de Ratio >1 pour chaque structure. ...	81
Figure 76: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial pour chaque structure	82
Figure 77: Pourcentages d'élément instable pour chaque structure.....	82
Figure 78: Pourcentage d'instabilité($R>1$) dans les éléments pour toutes les structures.	83

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1: Propriétés mécaniques de matériaux utilisés couramment en construction. [4]	23
Tableau 2: Caractéristiques climatiques moyennes par zone du mois le plus chaud [3]	25
Tableau 3: Caractéristiques du matériau.	31
Tableau 4: Ratio de résistance et de stabilité de la barre pour les différent cas. ...	32
Tableau 5: Contrainte normale maximale dans les poteaux, les poutres et les contreventements.	35
Tableau 6: Déplacement maximal des nœuds.	36
Tableau 7: Contrainte maximale dans les éléments pour les différents modèles..	42
Tableau 8: Déplacement maximum des nœuds dans les différents modèles.	43
Tableau 9: Contrainte et déplacement max du modèle 6.	46
Tableau 10: Contrainte et déplacement max du modèle 7.	47
Tableau 11: Comparaison des contraintes et déplacements max des trois dispositions	47
Tableau 12: Contraintes dans les éléments pour les différents types de stabilités.	55
Tableau 13: Déplacement des nœuds pour les différents types de stabilités.	57
Tableau 14: Liste des mémoires de fin d'études.	60
Tableau 15: Liste des mémoires de fin d'études (suite)	61
Tableau 16: Liste des mémoires de fin d'études (suite)	62
Tableau 17: Combinaisons de calcul.	64
Tableau 18: Liste des éléments et de leurs sections choisies.	64
Tableau 19: Combinaisons de calcul.	66
Tableau 20: Liste des éléments et de leurs sections choisies.	66
Tableau 21: Combinaisons de calcul.	67
Tableau 22: Liste des éléments et de leurs sections choisie.....	68
Tableau 23: Combinaisons de calcul.	69
Tableau 24: Listes des éléments et leur section choisie.	69
Tableau 25: Comparaisons entre les différents résultats pour le R+1 avec s/sol..	71

Tableau 26: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le R+1.....	71
Tableau 27: Comparaisons entre les différents résultats pour le hangar à 2 versants.....	74
Tableau 28: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le hangar à 2 versants.	74
Tableau 29: Comparaisons entre les différents résultats pour le hangar à 1 versant.....	76
Tableau 30: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le hangar à 1 versant.....	77
Tableau 31: Comparaisons entre les différents résultats pour le R+4.	79
Tableau 32: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le R+4.....	80

INTRODUCTION GENERALE

Dans les projets de fin d'études réalisés depuis l'année 2014 par les étudiants du département de génie civil, 31/32 des mémoires effectués en construction métallique, ont négligé l'effet du gradient thermique. [1]

Les effets de la variation de la température sur des structures (notamment métalliques) sont universellement connus et maîtrisés. D'ailleurs la prise en compte de l'action thermique est obligatoire dans les calculs des structures. Dans le CCM97, l'action de la variation de la température est définie comme action variable de type climatique. Alors la non considération de la variation de la température dans les PFE est une négligence.

Ce mémoire de recherche s'intéresse plus particulièrement à la dilatation thermique dans les ossatures métalliques. Intitulé "INFLUENCE DU GRADIENT DE TEMPERATURE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES", ce mémoire tend ainsi à démontrer que : le gradient thermique appliqué sur une structure peut être décisif pour la stabilité de cette dernière.

Ce mémoire étant un travail de recherche en science et technique, plus particulièrement en génie civil, nous avons souhaité nous munir d'outils y afférents, entre autres le logiciel Robot.

Munis de ces outils, nous avons cherché à répondre à la problématique suivante : le gradient thermique influence-t-il sur le dimensionnement d'une structure ? Ce mémoire aura par conséquent comme objectif de démontrer les effets de la négligence du gradient thermique sur les structures.

Après une première partie qui nous rappellera le phénomène de dilatation thermique où l'on observe les forces et les conséquences issues de la dilatation thermique. Une seconde partie s'attachera à l'étude de la dilatation thermique et des dispositions constructives, qui permettent en effet de comprendre l'influence de la longueur du bâtiment et du dispositif de contreventement sur les déplacements et les contraintes générées par la dilatation thermique. Enfin, on verra dans la dernière partie, la description des ouvrages et calculs préalablement

effectuer par les étudiants des promotions passé, la différence entre les calculs avec et sans prise en compte de la température, nous trouvons intéressant ici la modélisation tenant compte de la charge thermique de structures déjà calculés sans prise en compte de la température par des étudiants de l'université de Bejaia.

CHAPITRE 1

PHENOMENE DE DILATATION THERMIQUE

1.1 Introduction

Lorsque la température d'un solide change, on observe généralement une variation de sa longueur (surface et volume également). Une élévation de température produit ordinairement une dilatation (augmentation des dimensions du corps), tandis qu'une diminution de température entraîne une contraction (diminution des dimensions).

La dilatation thermique est un phénomène peu visible directement (par exemple entre un hiver à $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ et un été à $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$, la tour Eiffel ne s'allonge que de 17 cm). En revanche, si l'on empêche cette expansion, il en résulte des contraintes mécaniques importantes pouvant conduire à la ruine du matériau. [4]

Ce phénomène a pour effet de produire des déformations dans les structures. Si une pièce est libre, une variation de température produit un déplacement de l'extrémité libre. Par contre, si une pièce est fixée rigidement à ses deux extrémités, des contraintes apparaissent dans la pièce qui peut causer des dégâts considérables si l'on n'en tient pas compte.

Dans ce présent chapitre, nous essayerons d'expliquer ce qu'est la dilatation thermique, les conséquences et les risques qu'elle peut provoquer, et cela par le biais d'exemples et de calculs où on retrouvera les différentes formules découlant du phénomène de dilatation thermique.

1.2 Quelques conséquences de la dilatation thermique

Avec la température qui augmente, les objets prennent de l'expansion. Toutefois, certains objets prennent plus d'expansion que d'autres, on doit alors prévoir des

joints d'expansion dans les rails de chemin de fer, dans les tuyaux de vapeur, dans les structures métalliques des édifices, des ponts, ...

Ainsi, les rails de chemin de fer prennent plus d'expansion que le sol, ce qui fait qu'à haute température, elles peuvent devenir trop longues, ce qui occasionnera des déformations comme celles montrées sur la figure 1.



Figure 1: Voie de chemin de fer par temps chaud. [2]

Il y a aussi de tels joints d'expansion sur les ponts. Ces joints ressemblent à ceux-ci :



Figure 2: Rainures de dilatation sur un pont. [2]



Figure 3: Partie d'un joint de dilatation entre deux portions d'une route. [4]

La figure 3 montre une partie d'un joint de dilatation entre deux portions d'une route, sa longueur totale étant la largeur de la route. La partie gauche est l'extrémité d'un pont en béton et celle de droite correspond à la terre ferme. Il y a un joint identique à l'autre bout du pont de même longueur. Le pont traversant une vallée, avec son tablier situé dans l'air il subit donc des variations de température plus importantes que la route située sur le sol d'où la nécessité des joints.

1.3 Formule de dilatation thermique

1.3.1 Déformation axial d'une barre en raison de la variation de température

Considérons une tige de métal de longueur initial L_0 soumis à un gradient de température sur sa longueur.

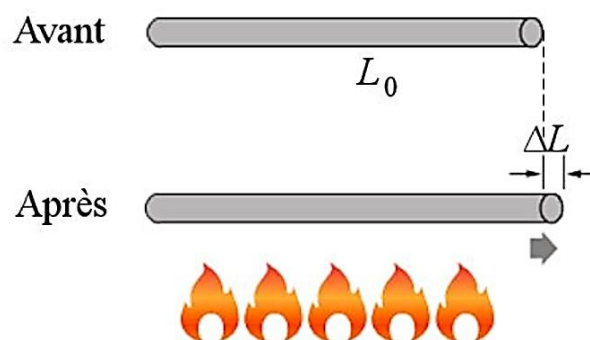


Figure 4: Allongement d'une barre sous changement de température. [2]

Si on applique un gradient de température ΔT avec :

$$\Delta T = T - T_0 \quad (1)$$

ΔT : Est le gradient de température

T_0 : Est la température d'origine (de montage)

T : Est la température moyenne d'un élément, résultant des températures climatiques

La variation de longueur ΔL est directement proportionnelle à L_0 et à la variation de température ΔT , ce qu'on peut exprimer sous la forme [2] :

$$\delta = \Delta L = \alpha L_0 \Delta T \quad (2)$$

Si on écrit l'équation sous la forme :

$$L = L_0(1 + \alpha \Delta T) \quad (3)$$

On obtient alors la longueur totale de la tige à toute température.

Donc, la déformation thermique :

$$\varepsilon_T = \alpha \Delta T = \alpha(T - T_0) \quad (4)$$

α : Est le coefficient de dilatation thermique (propre au matériau) [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]

ΔT : variation de température (finale - initiale) [$^{\circ}\text{C}$]

Ainsi, la dilatation thermique :

- Dépend de la nature du matériau
- Proportionnelle à la longueur du corps.
- Proportionnelle à la variation de la température.

Si la température finale est plus grande que la température initiale, variation positive, la déformation est nécessairement positive, donc il y a allongement. Par contre, si la température finale est plus petite que la température initiale, variation négative, la déformation est négative, donc il y a contraction. [2]

1.3.1.1 Exemple d'application

Une tige en acier de longueur $L_0 = 6 \text{ m}$ et est fixée solidement à un mur sur l'une de ces extrémité et libre de se déplacer axialement sur l'autre. Pour un gradient de température $\Delta T = 50^{\circ}\text{C}$ et avec un coefficient de dilatation thermique $\alpha = 11.10^{-6}\text{C}^{-1}$

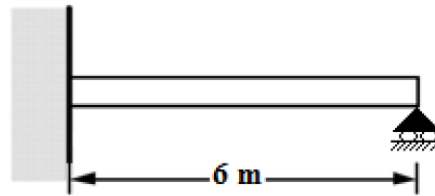


Figure 5: Tige en acier

1.3.1.1.1 Calcul manuel

$$\varepsilon_T = \alpha \Delta T = 11 \times 10^{-6} \times 50$$

$$\varepsilon_T = 5,510^{-4}$$

$$\Delta L = \varepsilon_T L_0 = \alpha \Delta T L_0$$

$$\Delta L = 11.10^{-6} \times 50 \times 6000$$

$$\Delta L = 3,3 \text{ mm}$$

Donc on aura un allongement axial de la tige de 3,3 mm.

1.3.1.1.2 Calcul avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Robot

On définit le matériau à utiliser

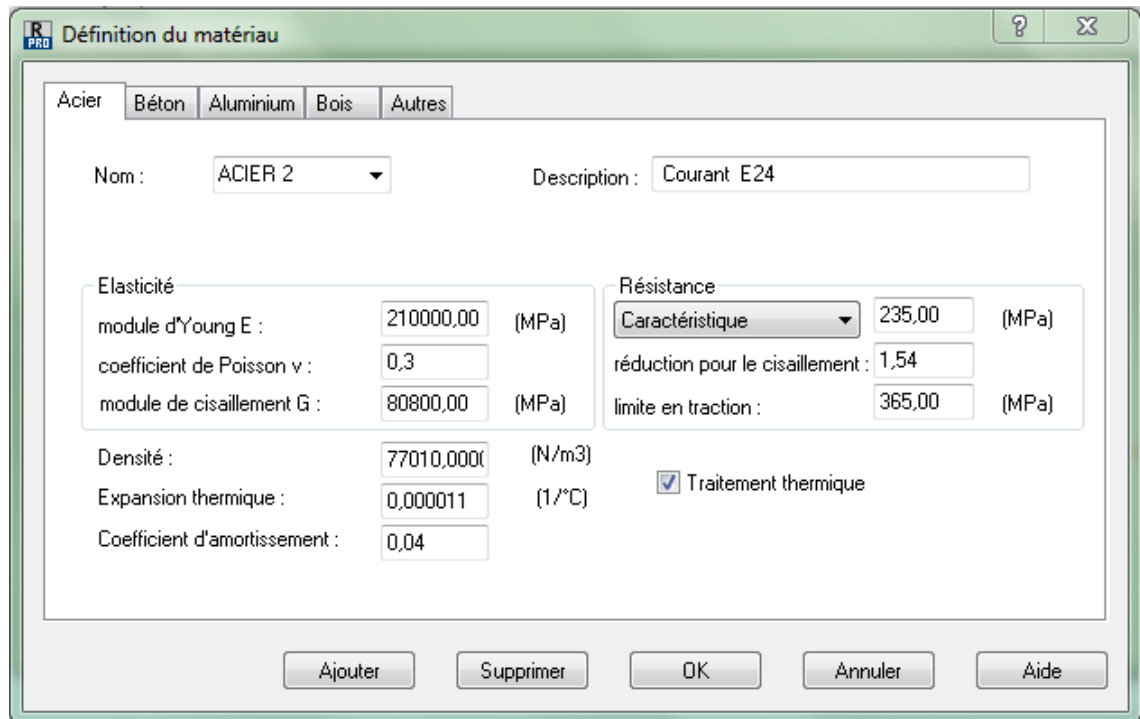


Figure 6: Définition du matériau.

On définit la section de la barre qui est de forme rectangulaire (5x5) cm².

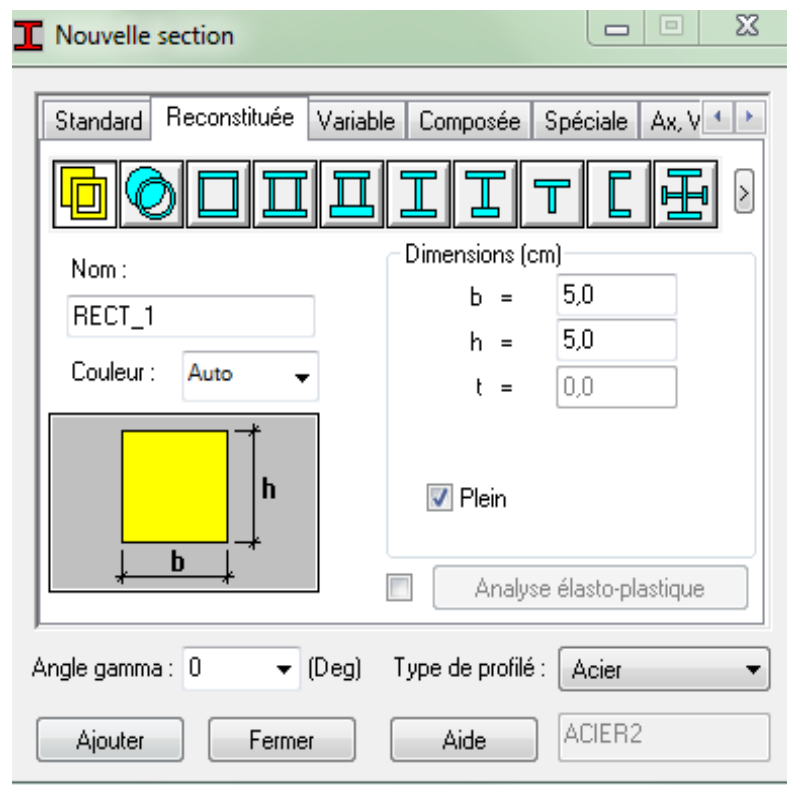


Figure 7: définition d'une barre en acier rectangulaire.

On définit les lignes de construction selon X pour modéliser la barre de 6m de longueur.

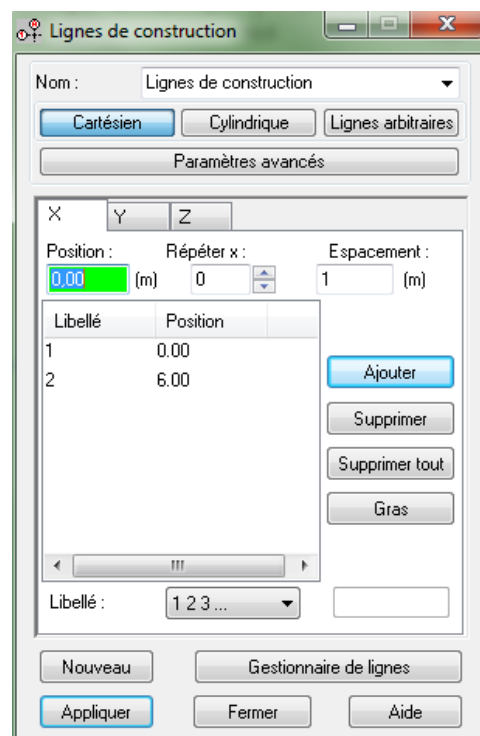


Figure 8: Insertion des lignes de construction

On modélise la barre

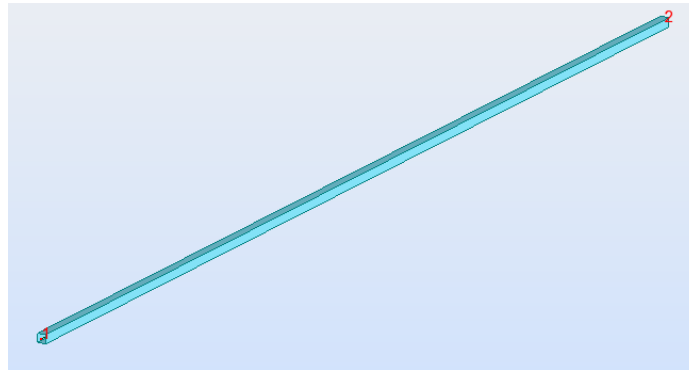


Figure 9: Vue en 3D de la tige.

On applique les conditions aux limites, encastrement au nœud 1 et appuis simple au nœud 2.

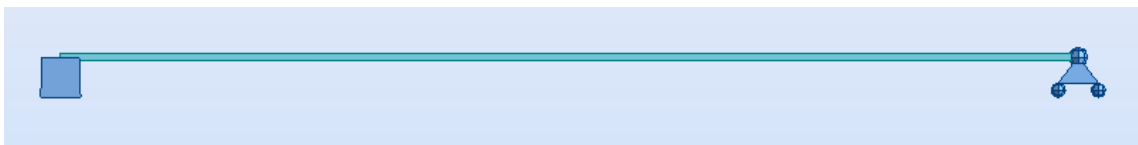


Figure 10: Appuis de la tige.

On définit le cas de charge de nature température.

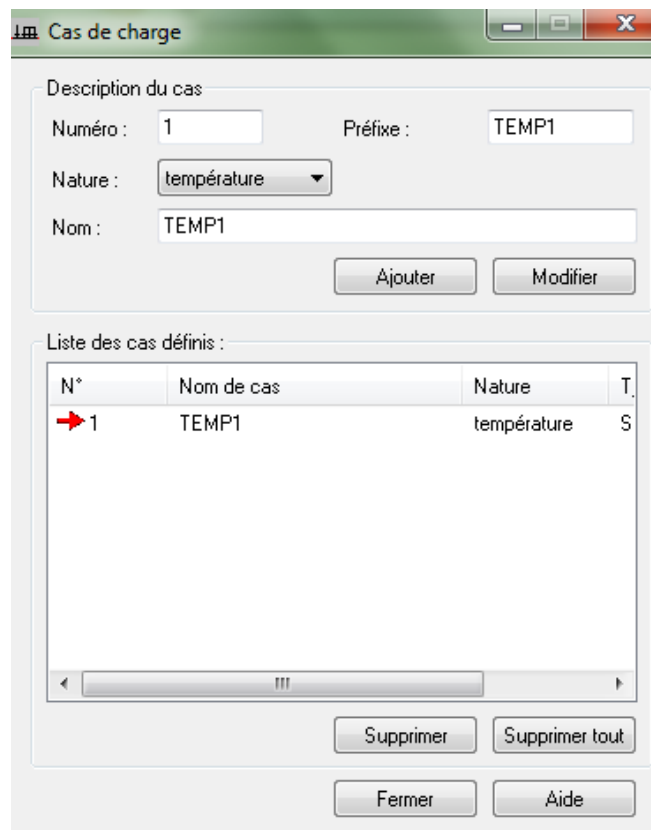


Figure 11: Cas de charge.

On applique le chargement thermique $\Delta T = 50^\circ\text{C}$

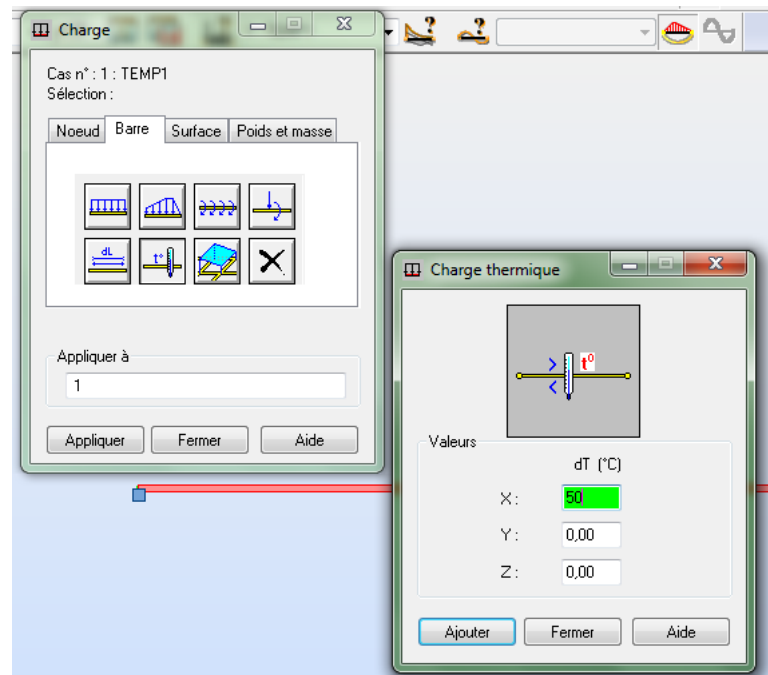


Figure 12: Chargement de la barre.

Après lancement des calculs, on obtient les résultats suivant (déplacement positif du nœud 2 suivant l'axe x).

Noeud/Cas	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
1/ 1	0,0	0,0	0,0
2/ 1	0,330	0,0	0,0

Figure 13: Déplacement du nœud 2 sous chargement thermique.

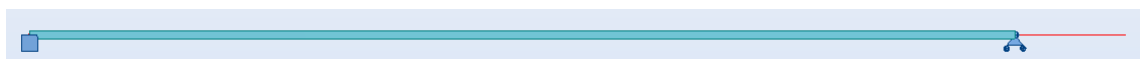


Figure 14: La déformée de la tige sous chargement thermique avec logiciel Robot.

Donc on obtient les mêmes résultats qu'avec le calcul manuel.

1.3.2 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique α est le coefficient de dilatation linéaire du matériau à température T_0 , normalement positif et s'exprimant en $^\circ\text{C}^{-1}$ ou en K^{-1} . Il dépend faiblement de la température, dans un domaine allant de la température ambiante à quelques centaines de degrés, on peut utiliser une valeur constante moyenne. [4]

$$\alpha \approx \frac{\gamma_G}{100 T_f} \quad (5)$$

Où γ_G est la constante de Grüneisen qui varie entre 0,4 et 4 mais est souvent comprise entre 1 et 2 pour la plupart des solides, T_f est la température absolue de fusion (en K). [4]

Avec : $0^\circ\text{C} = 273\text{ K}$

La physique du solide fournit une autre relation :

$$\alpha \approx \gamma_G \rho C / 3 E \quad (6)$$

ρ : Est la masse volumique (kg.m^3).

C : Est la chaleur massique ($\text{J.kg}^{-1}.\text{K}^{-1}$).

E : Le module d'Young (Pa).

Le produit $\rho.C = C_v$ est la chaleur massique par unité de volume, elle varie peu pour l'ensemble des solides d'où la variation en sens inverse de α et E . [4]

Le tableau suivant, montre le coefficient de dilatation thermique de quelques matériaux utilisés couramment en construction.

Tableau 1: Propriétés mécaniques de matériaux utilisés couramment en construction. [4]

Matériau	Masse volumique [kg/m ³]	Limite élastique [M Pa]	Cont. Ultime [M Pa]	Module élasticité [G Pa]	Module cisaillement [G Pa]	Coef. de Poisson /	Coef. dila. Thermique 10 ⁻⁶ [°C ⁻¹]
Acier S235	7,70	235	365	200	80,80	0,30	11
Aluminium	2,70	300	400	72	27	0,33	24
Béton	2,40	-	30	25	11	0,15	11,3
Bois	0,55	-	40	10	-	-	05,4
Cuivre	8,90	50	150	120	45	0,33	16,6

1.3.3 Valeur du gradient de température à prendre en compte dans les calculs

Pour le cas des constructions métalliques en Algérie, et d'après le document technique réglementaire : " règle de conception et de calcul des structure en acier « CCM 97 »". L'action de la variation de température climatique, à titre transitoire et a défaut de justification plus précise, pour les constructions situées à l'aire libre les variations uniformes de température sont prises comme suite [5] :

En Algérie du nord ¹	: + 35 et -15 °C
Pour le proche moyen sud ²	: + 45 et -20 °C
Pour l'entraîne sud ³	: + 50 et -30 °C

1 : Correspond au zone A, B, B', C de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

2 : Correspond au zone D1, D2 de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

3: Correspond au zone D3 de la carte de zonage climatique de l'Algérie.

1.3.3.1 Zone climatique en Algérie

L'Algérie est un pays d'une très grande superficie c'est pour cela que le climat y est varié : la partie nord possède un climat méditerranéen, alors que le reste du pays possède en majorité un climat désertique. Entre ces deux grands types de climats, subsistent des climats de transitions. Néanmoins, l'Algérie est un pays de la zone subtropicale où le climat dominant est chaud et sec, il est défini avec :

- 4 zones climatiques au Nord dans une sous zone.
- 3 zones climatiques au Sud.

Pour chaque zone, on distingue les sites d'altitude inférieure à 500m, comprise entre 500 et 1000m et supérieure à 1000m. La carte de zone climatique de l'Algérie en figure 15 délimite les différentes zones qui suivent [6]:

- **La zone A :** Elle comprend le littoral et une partie du versant Nord des chaînes côtières (climat méditerranéen maritime).
- **La zone B :** Elle comprend la plaine et les vallées comprises entre les chaînes côtières et l'Atlas Tellien, autre que celle de Chlef (climat méditerranéen continental).
- **La zone B' :** C'est une sous-zone de la zone B. Elle comprend la vallée de Chlef, comprise entre la chaîne de l'Ouarsenis et les montagnes du Dahra et des Braz.
- **La zone C :** Elle comprend les hauts plateaux entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien, avec des altitudes supérieures à 500 m (climat méditerranéen de montagne).
- **La zone D1 :** Elle comprend le Sahara au-delà de l'Atlas Saharien jusqu'à la latitude 31°.
- **La zone D2 :** Elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 31° jusqu'à la latitude 26°.
- **La zone D3 :** Elle comprend le Sahara au-delà de la latitude 26° jusqu'aux frontières Sud.

Tableau 2: Caractéristiques climatiques moyennes par zone du mois le plus chaud [3]

Zone	Altitude [m]	$T_{MOY}[C^{\circ}]$	$T_{moy}^{MAX}[C^{\circ}]$	$T_{moy}^{MIN}[C^{\circ}]$
Zone A	<500	25.50	30.00	21.00
	500_1000	25.00	30.00	20.00
	> 1000	22.50	27.00	18.00
Zone B	<500	26.50	34.00	19.00
	500_1000	26.50	34.00	10.00
	> 1000	25.00	32.00	18.00
Zone B'	<500	29.00	38.00	20.00
Zone C	500-1000	27.00	37.00	17.00
Zone D1	<500	29.50	35.50	20.00
	500_1000	27.00	32.00	18.00
Zone D2	<500	31.00	39.00	23.00
	500_1000	28.00	34.50	19.50
Zone D3	<500	33.50	41.00	26.00
	500_1000	31.00	36.50	22.50
	> 1000	28.00	35.00	21.50

Ces données correspondent à la classification des zones climatiques de l'Algérie effectuée par J. Borel. [3]

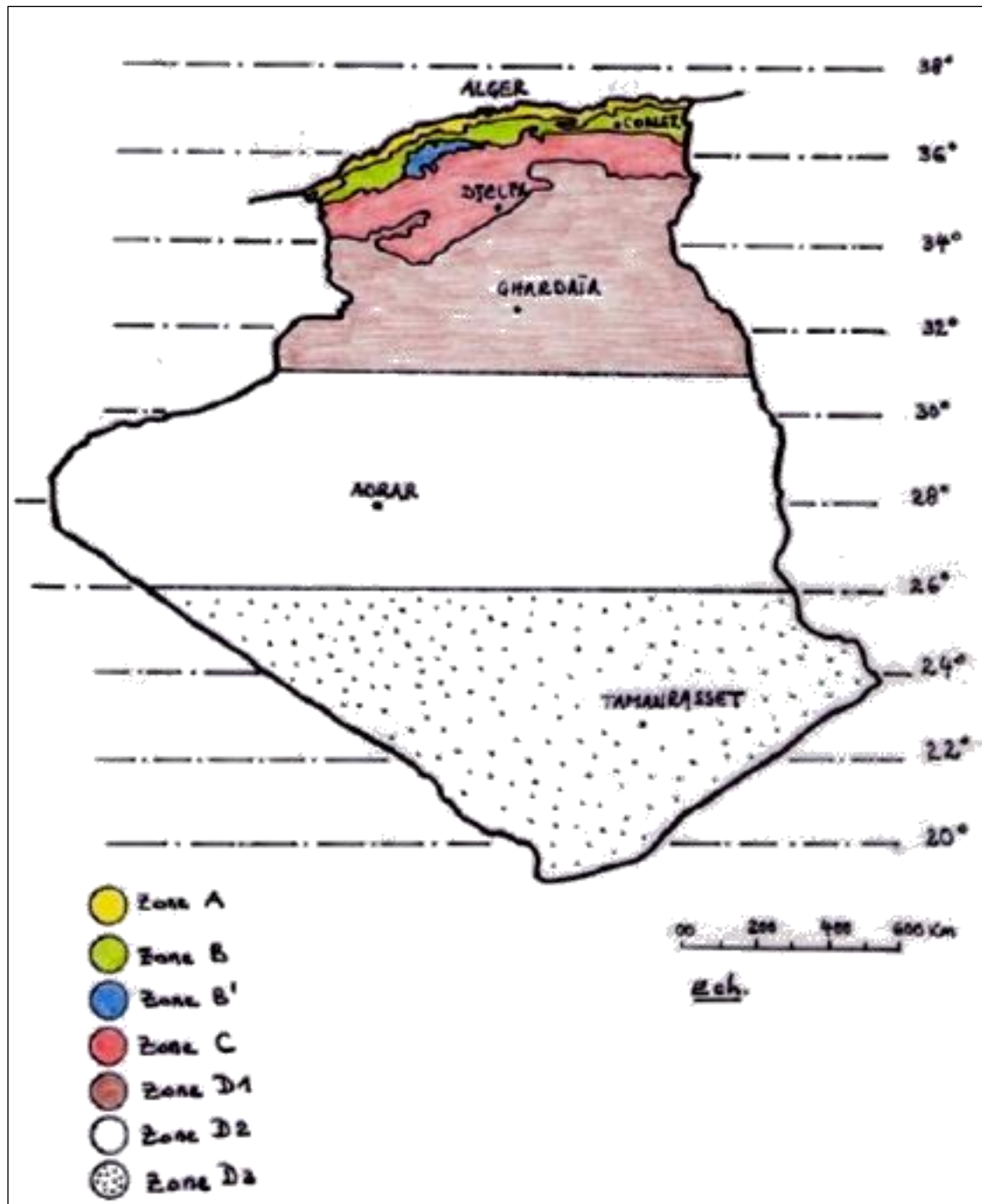


Figure 15: Carte de zone climatique de l'Algérie. [3]

1.4 Les forces générées par la dilatation thermique

Pour évaluer au mieux les effets mécaniques créés ou subis par les matériaux, on utilise la notion de contrainte qui est la force par unité de surface, elle est homogène à une pression. [4]

Quand un objet qui se dilate ou qui se contracte sous l'effet des variations de température est fixé entre deux supports qui l'empêchent de se dilater ou de se contracter, l'objet peut exercer des forces importantes sur les supports.



Figure 16: Tige en acier fixé entre deux murs.

Si une tige en butée à ses deux extrémités est chauffée, elle devrait prendre de l'expansion. Toutefois, elle ne peut le faire parce que les murs empêchent la tige de grandir. Il doit donc y avoir une force de compression faite par les murs qui vient annuler la dilatation thermique. Il y a une telle force de compression parce qu'en grandissant, la tige pousse sur les murs.

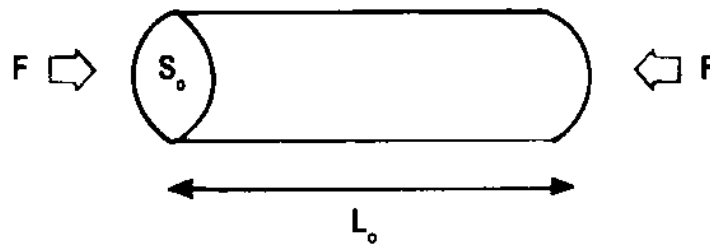


Figure 17: Contraintes thermiques longitudinales dans une tige.

Or, selon la troisième loi de Newton⁴, les murs poussent sur la tige si la tige pousse sur les murs. C'est cette force faite par les murs sur la tige qui fera une compression qui viendra exactement annuler la dilatation thermique pour que cette dernière garde sa même longueur L_0 . La tige garde alors la même longueur parce que la déformation créée par la dilatation thermique sera annulée par la déformation générée par la force de compression de la tige. [2]

$$\varepsilon_{force} + \varepsilon_{thermique} = 0$$

$$\varepsilon_{force} = -\varepsilon_{thermique} \quad (7)$$

Dans la formule (7), les déformations unitaires sont positives si l'objet grandit (force de tension ou dilatation thermique). Et elles sont négatives si l'objet rétrécit (force de compression ou contraction thermique). Cela voudra dire que les contraintes et les forces de tension sont positives, alors que les contraintes et les forces de compression sont négatives.

⁴ : L'action est toujours égale à la réaction, c'est-à-dire que les actions de deux corps l'un sur l'autre sont toujours égales et de sens contraire.

D'après la loi de Hooke de l'élasticité⁵ :

$$\sigma = \frac{F}{S_0} \quad (8)$$

On néglige la variation de la section :

$$\begin{aligned} \sigma &= E \cdot \varepsilon \\ \sigma &= E \frac{\Delta L}{L_0} \end{aligned} \quad (9)$$

1.4.1 Exemple d'application

Si on considère toujours la barre d'acier de l'exemple précédent, avec une longueur $L_0 = 6\text{m}$, une section rectangulaire $(50 \times 50)\text{ mm}^2$ et qui soumise toujours un gradient de température $\Delta T = 50\text{ }^\circ\text{C}$. Mais cette fois, on bloque les deux extrémités de la barre.

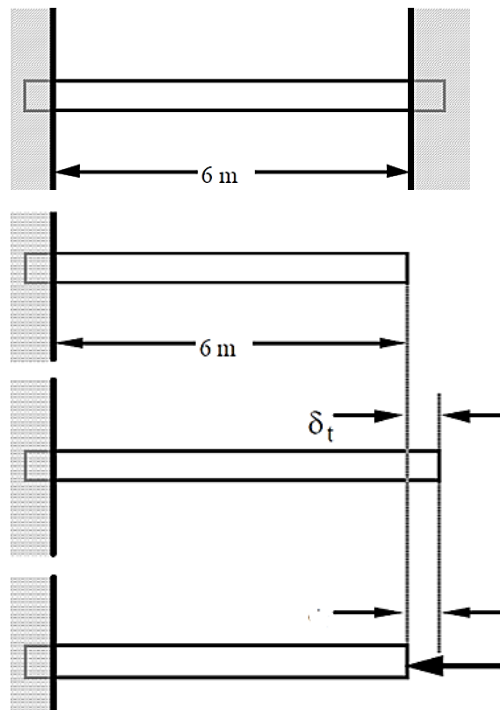


Figure 18: Contrainte dans une tige bi-encastée.

δ_t : Allongement thermique.

1.4.1.1 Calcul manuel

La déformation unitaire due à la dilatation thermique est :

$$\varepsilon_T = 5,5 \cdot 10^{-4}$$

⁵ : En physique, la loi de Hooke modélise le comportement des solides élastique soumis à des contraintes. Elle stipule que la déformation élastique est une fonction linéaire des contraintes. Sous sa forme la plus simple elle relie l'allongement à la force appliquée.

Une telle déformation voudrait dire que la tige s'allongerait de 3,3 mm (résultat obtenu d'après l'exemple du paragraphe 1.3.3.1). Mais cette dernière est bi-encastée, alors la tige garde la même longueur L_0 (6m), cela signifie que la déformation unitaire faite par la dilatation thermique est annulée par la déformation unitaire faite par la compression de la tige. Sella revient à appliquer une force de compression qui ferait réduire la tige de 3,3 mm, pour compenser l'augmentation de longueur due à la dilatation thermique, on a donc :

$$\varepsilon_{force} + \varepsilon_{thermique} = 0$$

$$\varepsilon_{force} = -\varepsilon_{thermique}$$

$$\varepsilon_{force} = -5,5 \cdot 10^{-4}$$

On peut alors trouver la contrainte de compression :

$$\varepsilon_{force} = \frac{\sigma_T}{E}$$

$$-5,5 \cdot 10^{-4} = \frac{\sigma_T}{E}$$

$$\sigma_T = -5,5 \cdot 10^{-4} \times E$$

$$\sigma_T = -5,5 \cdot 10^{-4} \times 200000$$

$$\sigma_T = -110 \text{ MPa}$$

E : représente le Module élasticité du matériau utilisé (dans notre exemple, on prend $E = 200000 \text{ MPa}$)

La valeur négative de la contrainte signifie ici qu'on est en compression.

On peut finalement trouver la force avec la formule de la contrainte :

$$\sigma_T = \frac{F}{A}$$

Puisque la section de la tige est carrée, l'aire de la section est :

$$A = a^2$$

$$A = 0,05 \times 0,05$$

$$A = 0,0025 \text{ m}^2$$

On a donc :

$$F = \sigma_T \times A$$

$$F = -110 \times 0,0025$$

$$F = -275 \text{ KN}$$

La valeur négative signifie encore qu'on a affaire à une force de compression.

1.4.1.2 Calcul avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Robot

Donc, pour la même barre de l'application 1, on applique maintenant deux encastremements : au nœud 1 et aussi au nœud 2.

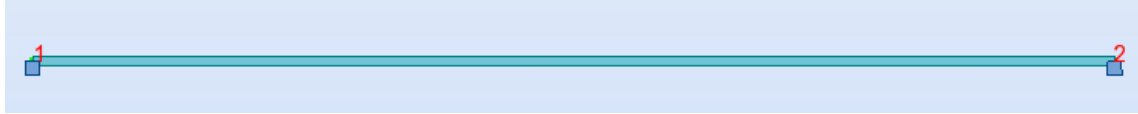


Figure 19: encastrement de la barre.

Après lancement des calculs, on retrouve également le même résultat que le calcul manuel, un effort interne de 275 KN. (Dans le logiciel Robot, un effort avec un signe positif veut dire une compression)

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1/ 1/ 2	275,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1/ 2/ 2	275,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

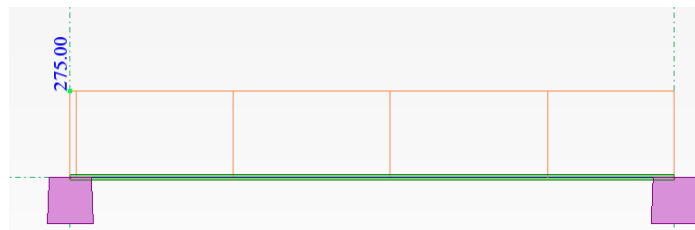


Figure 20: Effort interne dans la barre.

1.5 Mode de ruine provoqué par la variation de température

Pour un objet élancé, tel qu'une tige, en compression, la plasticité n'est pas la première cause de ruine mais le flambage, qui n'existe que pour ce type de sollicitation et, en particulier, jamais en traction. Si la force atteint la valeur critique, la ruine de la tige par flambage se produit. [4]

D'après la théorie d'Euler⁶, la contrainte de ruine n'est plus seulement fonction du matériau, mais aussi de sa forme, par son élancement λ et son rayon R_0 . [5]

$$\sigma = \frac{\pi E S_0}{L_0^2} \quad (10)$$

$$\sigma = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (11)$$

⁶ : Valeur théorique d'un effort de compression sous lequel une barre se dérobe, cette valeur est appelée *charge critique d'Euler*

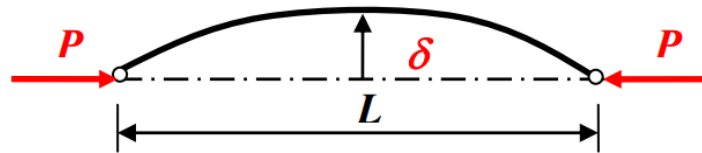


Figure 21: Schémas de flambement.

Le tableau 4 qui va suivre, montre les résultats de calcul d'une tige en acier de forme cylindrique de longueur $L_0 = 1\text{ m}$ et de diamètre $D = 3\text{ cm}$, elle est soumise à des gradients thermiques différents $\pm 10^\circ\text{C}$, $\pm 20^\circ\text{C}$, $\pm 30^\circ\text{C}$, $\pm 40^\circ\text{C}$, et $\pm 50^\circ\text{C}$. Les calculs sont effectués une fois avec un gradient positif "+" et une autres fois avec un gradient négatif "-". Et à chaque fois, on va calculer :

- la résistance de la barre à la compression ou à la traction (selon le signe du gradient thermique) **Ratio1** = $N_{Ed} / (N_{c,Rd} \text{ ou } N_{t,Rd})$
- la stabilité globale de la barre au flambement **Ratio2** = $N_{Ed} / N_{b,Rd}$

1.5.1 Note de calcul

MATERIAU :

ACIER E24 $f_y = 235.00\text{ MPa}$

Tableau 3: Caractéristiques du matériau.

Matériau	E [MPa]	G [MPa]	U	α [1/°C]	ρ [kN/m ³]	σ_e [MPa]
ACIER E24	210000,00	80800,00	0,30	0,000011	77,01	235,00

PARAMETRES DE LA SECTION : RONDE_3

$h=3.0\text{ cm}$ $gM0=1.00$ $gM1=1.00$

$A_y=4.50\text{ cm}^2$ $A_z=4.50\text{ cm}^2$ $A_x=7.07\text{ cm}^2$

$t_w=1.5\text{ cm}$ $I_y=3.98\text{ cm}^4$ $I_z=3.98\text{ cm}^4$ $I_x=7.95\text{ cm}^4$

$W_{ply}=4.50\text{ cm}^3$ $W_{plz}=4.50\text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = 16.33\text{ kN}$

$N_{c,Rd} = 166.11\text{ kN}$

$N_{b,Rd} = 67.84\text{ kN}$

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

$$\begin{aligned} L_y &= 1.00 \text{ m} & \lambda_y &= 1.42 \\ L_{cr,y} &= 1.00 \text{ m} & X_y &= 0.41 \\ \lambda_y &= 133.33 \end{aligned}$$

en z :

$$\begin{aligned} L_z &= 1.00 \text{ m} & \lambda_z &= 1.42 \\ L_{cr,z} &= 1.00 \text{ m} & X_z &= 0.41 \\ \lambda_z &= 133.33 \end{aligned}$$

FORMULES DE VERIFICATION :*Contrôle de la résistance de la section :*

$$\text{Ratio1} = N_{Ed}/N_{c,Rd}$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Ratio2} = N_{Ed}/N_{b,Rd}$$

Avec :

N_{Ed} : effort normal dans la barre (compression ou traction)N_{c,Rd} : résistance ultime de la barre à la compressionN_{t,Rd} : résistance ultime de la barre à la tractionN_{b,Rd} : résistance de la barre au flambement**Tableau 4:** Ratio de résistance et de stabilité de la barre pour les différent cas.

ΔT		± 10	± 20	± 30	± 40	± 41.5	± 50
$\Delta T+$ (Compression)	Ratio 1	0.10	0.20	0.29	0.39	0.41	0.49
	Ratio 2	0.24	0.48	0.72	0.96	1.00	1.20
$\Delta T-$ (Traction)	Ratio 1	0.10	0.20	0.29	0.39	0.41	0.49
	Ratio 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

On retient d'après les résultats du calcul que :

- Concernant la résistance de la section « Ratio1 » si on applique un gradient de température positif ou un gradient de température négatif on retrouve les mêmes résultats (même résistance en traction ou en compression).
- Quand on applique un gradient de température négatif (cas de contraction) la valeur du Ratio 2 = 0, parce que, il n'y a pas de risque de flambement de la barre.
- Pour les gradients de température positif appliqué, on remarque à chaque fois que le « Ratio 2 » est supérieure au « Ratio 1 » donc le risque de ruine par flambement est toujours plus important que le risque de ruine par

rupture de la pièce et que la barre est détruite par flambage pour un ΔT de 41,5 °C. Pour cette raisons, en génie civil, on parle toujours de dilatation thermique et jamais de contraction thermique.

1.6 Conclusion

On retiendra dans ce chapitre qu'un gradient thermique appliqué à un élément provoque des déplacements et génère des forces, si ce gradient est positif, il induit des dilatations, qui, quand elles sont empêchées, produisent des contraintes pouvant mener à la ruine de l'élément contrairement à un gradient négatif.

CHAPITRE 2

DILATATION THERMIQUE ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

2.1 Introduction

Dans ce présent chapitre, nous démontrons l'impact de la variation du gradient thermique sur les contraintes et les déplacements dans les éléments d'une ossature en modélisant différents modèles de portique à l'aide du logiciel Robot.

Nous étudierons également l'influence de la longueur de l'ossature, de type de contreventement et de sa position, sur les contraintes et déplacements engendré par un gradient thermique. Où nous exposons également quelques solutions pour absorber les phénomènes de dilatation thermique.

2.2 Influence du gradient thermique sur les déplacements et contraintes d'un portique

Les résultats de l'exemple de calcul ci-après, montrent l'influence de la variation du gradient thermique ($\Delta T =$ de 15°C à 50°C) sur les contraintes et les déplacements d'un portique de 50 m de longueur et de 6 m de hauteur.

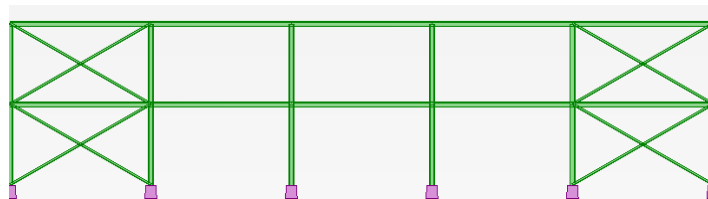


Figure 22: Modèle éléments finis.

2.2.1 Résultats des contraintes

Tableau 5: Contrainte normale maximale dans les poteaux, les poutres et les contreventements.

Contrainte normale maximale (σ_{\max} en MPa)			
ΔT	Poteau	Poutre	Contreventement
15	18.47	33.47	29.43
20	24.62	44.62	39.25
25	30.78	55.78	49.06
30	36.94	66.93	58.87
35	43.09	78.09	68.68
40	49.25	89.24	78.49
45	55.40	100.4	88.30
50	61.53	111.56	98.12

σ (MPa)

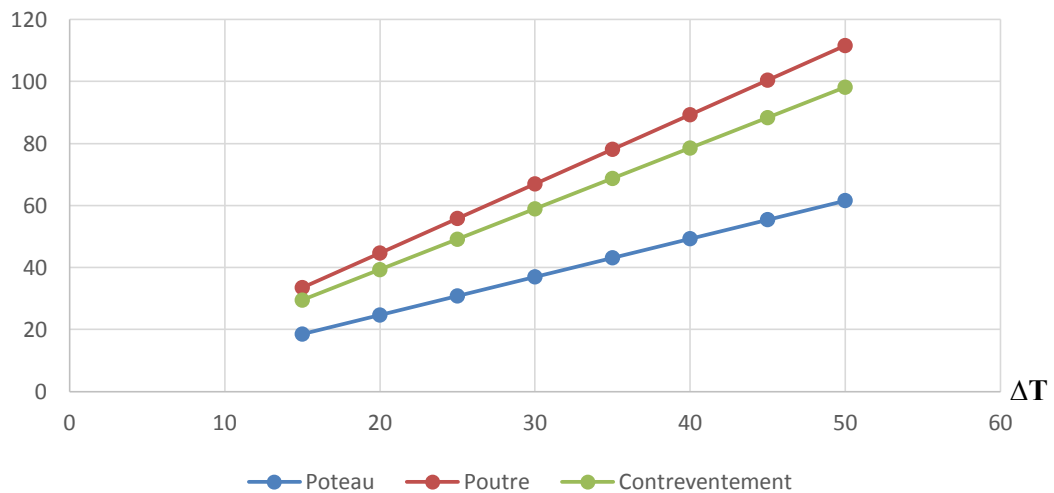


Figure 23: Contraintes max dans les différents éléments du portique en fonction du gradient thermique appliqué.

2.2.2 Résultats des déformations

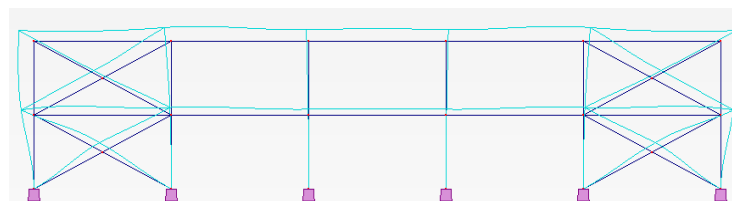
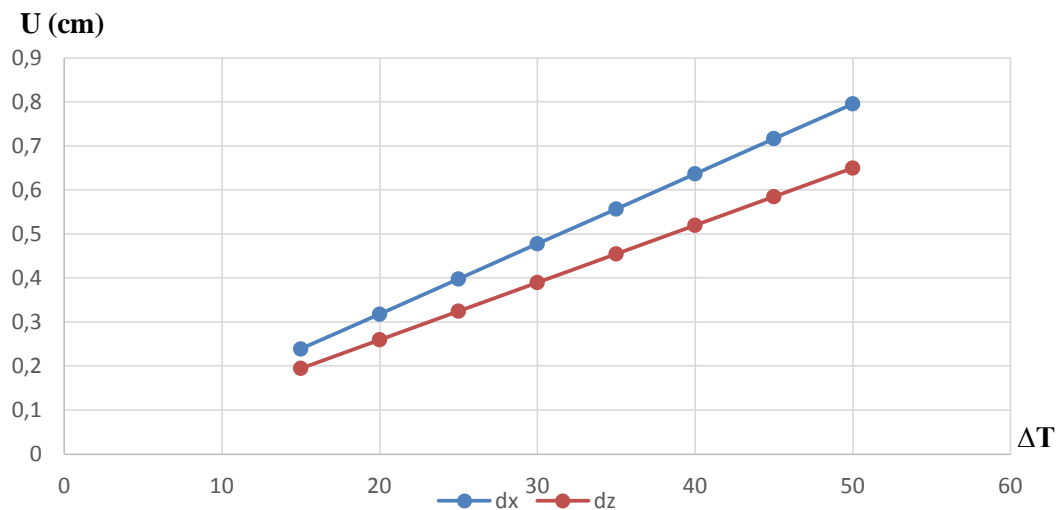


Figure 24: Déformée du portique.

Tableau 6: Déplacement maximal des nœuds.

Déplacement maximal des nœuds (δ_{\max} en cm)		
ΔT	U_x	U_z
15	0.239	0.195
20	0.318	0.260
25	0.398	0.325
30	0.478	0.390
35	0.557	0.455
40	0.637	0.520
45	0.717	0.585
50	0.796	0.650

**Figure 25:** Déplacements max des nœuds en fonction du gradient thermique appliqué suivant x et z.

2.2.3 Observations

Les résultats montrent que :

- Les valeurs des contraintes dans les poteaux, les poutres et les contreventements ainsi que les déplacements du portique, suivant les deux axes x et z, augmentent avec l'augmentation du gradient thermique appliqué, et que cette augmentation se fait d'une manière linéaire.
- Les éléments les plus sollicités sont : les poutres, les contreventements et par la suite les poteaux.
- les déplacements suivant X sont plus importants que les déplacements suivant Z.

2.2.4 Remarque

Lors de l'évaluation des variations de température, il est important de faire la distinction entre ossatures métalliques intérieures et extérieures. Ces dernières sont généralement soumises à de plus grandes variations que les structures intérieures. [8]

2.3 Influence de l'emplacement des contreventements sur les déplacements et contraintes d'un portique

En pratique, la dilatation est toujours partiellement soit bloquée ou soit absorbée par les jeux d'assemblage ainsi que les systèmes de contreventement de la structure et les mouvements sont en réalité légèrement plus faibles. [8]

Ces mouvements thermiques peuvent provoquer :

- L'endommagement des appuis, y compris la fissuration, voire l'instabilité, des murs porteurs de longues portées ou de treillis.
- La ruine des assemblages.
- Des efforts internes importants, plus particulièrement dans les structures hyperstatiques.

2.3.1 Le contreventement

Le contreventement a pour objectif d'assurer la stabilité de l'ossature en reprenant et transmettant aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant l'ouvrage et à empêcher, ou du moins à restreindre les déplacements et les déformations sous ces mêmes sollicitations. Ils peuvent également endosser un autre rôle, tel que fournir des appuis nécessaires à la stabilisation des éléments porteurs. [9]

Le contreventement est nécessaire pour résister aux charges latérales, ce contreventement doit être positionné correctement et doit avoir une résistance et une rigidité suffisantes pour justifier les hypothèses faites lors de l'analyse et de la vérification des barres. Il est indispensable de prévoir un contreventement qui soit à la fois suffisamment résistant et suffisamment rigide. Les efforts auxquels le contreventement est soumis, n'augmentent pas la charge totale exercée sur l'ensemble de la construction, car ils forment une charge auto-équilibrée. [10]

La performance d'un bâtiment peut être influencée par plusieurs phénomènes physiques dont les effets sont difficilement quantifiables dans la variation de température et dilatation thermique. Et comme la présence des systèmes de contreventement dans une structure offrent plus de rigidité et limite les

déplacements, alors, les efforts et les contraintes provoqués par la dilatation thermique vont être plus importants. La figure suivante montre une disposition des éléments de contreventement dans une structure métallique qui bloque la dilatation thermique de part et d'autre, ce qui va provoquer des contraintes thermiques dans les différents éléments de la structure.

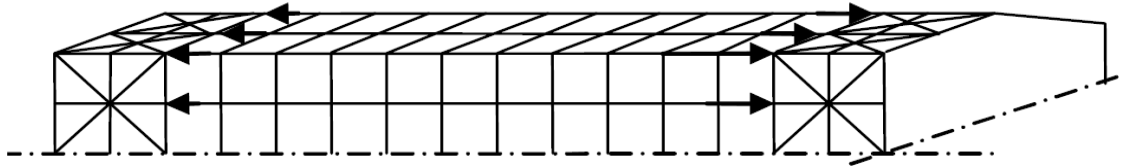


Figure 26: Effets de la restriction de la dilatation dans un bâtiment. [10]

Donc, la présence et surtout l'emplacement des systèmes de contreventements dans une structure ont un rôle important concernant la provocation de contraintes thermiques dans l'ouvrage.

2.3.2 Types de contreventement

Le contreventement peut prendre différentes formes génériques, telles que les formes en X, en K et en V, illustrées sur la figure 27.

En cas d'utilisation d'un contreventement en X, les barres de contreventement peuvent être conçues pour agir seulement en traction (les barres sont des éléments élancés qui flambent lorsqu'ils sont soumis à de faibles efforts de compression, et qui ne sont donc pas efficaces en compression).

En cas d'utilisation d'un contreventement en K ou en V, les barres de contreventement doivent pouvoir supporter les efforts de compression. Des aciers plats ou des cornières peuvent être utilisés pour les contreventements en X mais des sections en H ou tubulaires sont généralement utilisées pour les contreventements en K ou V. [11]

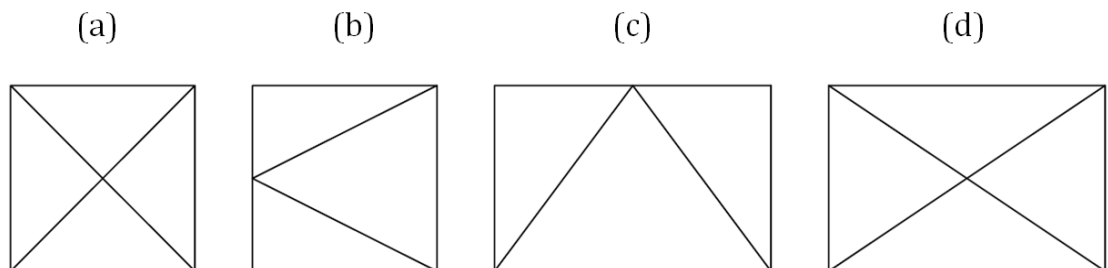


Figure 27: Différents types de contreventement. [11]

(a) : Contreventement en X

(b) : Contreventement en K

(c) : Contreventement en V

(d) : Contreventement en X

2.3.2.1 Contreventement vertical

Il est primordial de stabiliser les poteaux des ossatures. Dans le plan d'un portique, cette stabilité est assurée par l'action de l'ossature et par l'assemblage traverse/poteau résistant en flexion. Il est nécessaire d'assurer un maintien dans le plan perpendiculaire à celui du portique par le biais d'éléments supplémentaires qui maintiennent les poteaux en position verticale et résistent aux charges, telles que les charges de vent, lesquelles s'exercent dans une direction perpendiculaire au portique. Ces efforts peuvent se produire dans n'importe quelle direction, mais ils sont considérés comme n'agissant que dans une seule direction à la fois. Si les poteaux sont soumis à un effort de traction, comme cela peut être le cas d'une action de soulèvement due au vent, cette charge ne déstabilise pas la structure et peut donc être omise lors du calcul des efforts équivalents. [10]

2.3.2.2 Contreventement à portique

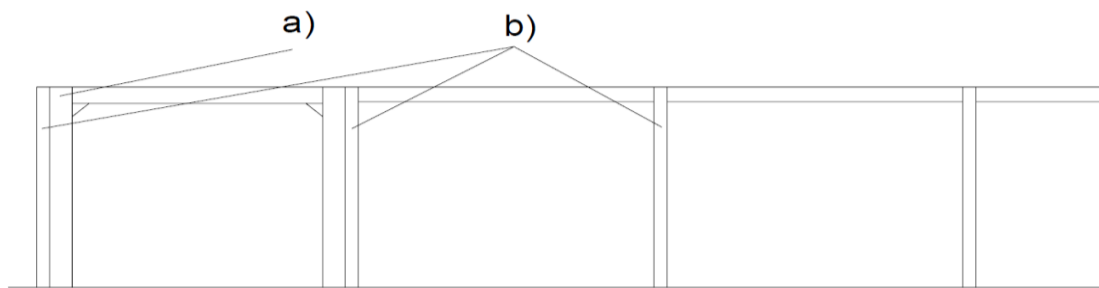


Figure 28: Contreventement par portique de stabilité. [10]

a) : Portiques de stabilité

b) : Portiques principaux

Le terme « contreventement par portique de stabilité » est couramment employé pour décrire un système de contreventement comportant des portiques plutôt qu'un système de contreventement en croix pour assurer le maintien normal des ossatures principales. Un exemple de contreventement par portique de stabilité est illustré à la Figure 28. Ils sont fréquemment utilisés pour conférer de la stabilité latérale en haut des poteaux intérieurs lorsque l'emploi de contreventement en croix entraînerait une restriction inacceptable en termes de liberté d'utilisation. Ils sont également utilisés au niveau de murs externes, où un contreventement en croix risquerait d'entraver les fenêtres, portes, etc.

Les portiques de stabilité sont conçus pour résister à la somme des efforts horizontaux équivalents émanant de l'ensemble des poteaux qui dépendent de ces portiques pour leur stabilité, ainsi qu'aux charges de vent. [10]

2.3.2.3 Contreventement de toiture

Un contreventement doit être prévu dans les plans de la toiture pour renforcer et rigidifier les points de maintien supposés dans les vérifications de stabilité des barres. Par ailleurs, le contreventement doit résister à tous les efforts appliqués perpendiculairement aux ossatures.

Il est nécessaire de prévoir un contreventement de toiture, ou toute autre effet diaphragme équivalent assuré par le bac acier de la toiture pour pouvoir supporter les efforts horizontaux résultant des effets suivants :

- Forces du vent exercées au niveau du pignon.
- Efforts de stabilité émanant de tout poteau non contreventé par son propre système de contreventement dans le plan vertical
- Efforts de stabilité locaux émanant des semelles des traverses et des jarrets.

Il faut bien comprendre que les efforts locaux de stabilité provenant des semelles ne peuvent pas se répercuter sur l'équilibre horizontal global de la toiture.

Il est de pratique courante de concevoir et de calculer le contreventement horizontal pour qu'il supporte l'intégralité de la charge de vent ainsi que toutes les charges de stabilisation nécessaires, par exemple une poutre au vent située en bout de bâtiment. Toutefois, après étude des flèches théoriques de la poutre au vent, il est clair que dans la plupart des cas, ces charges sont partagées avec l'effet diaphragme de la couverture, et ce, même lorsque la couverture n'a pas été spécialement conçue à cette fin.

Il est de pratique courante de supposer que le bac acier agit comme diaphragme, lequel relie en effet les pannes aux nœuds du système de contreventement. Lorsqu'il n'est pas possible de supposer que le bac acier agit comme un diaphragme, la poutre au vent aurait alors pour fonction de fournir un appui au niveau de chaque panne pour supporter les efforts de maintien émanant des semelles du portique. [10]

2.3.3 Dispositions constructives des contreventements

Afin de mieux comprendre l'influence de la position des contreventements concernant l'apparition d'efforts et de contraintes provoqués par l'application d'un gradient thermique. Dans cette partie, sont discutées différentes manières de concevoir les contreventements longitudinaux d'un bâtiment ou d'un hangar. Cette discussion est illustrée au moyen d'exemple de calcul avec des contreventements longitudinaux verticaux d'un hangar, mais soulignons toutefois que les raisonnements sont également valables pour tous les autres types de

contreventements (contreventements transversaux, contreventements horizontaux ou de toiture).

2.3.3.1 (Disposition 01) : Disposition d'une stabilité à chaque extrémité

Cette première disposition (Disposition 01), présente une dilatation thermique empêchée de part et d'autre (même disposition que celle illustrée sur la figure 26).

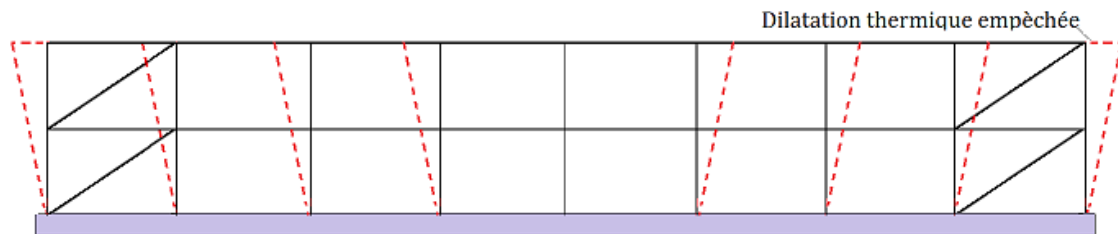


Figure 29: Disposition d'une stabilité à chaque extrémité.

Pour mieux percevoir l'influence de la longueur et l'impact de la température sur les éléments de cette première disposition, les calculs qui vont suivre, montrent l'influence de la longueur du portique ($L = 40, 60, 80, 100$ et 110 m) sur les déplacements et les contraintes dans les éléments du portique engendrés par le même gradient thermique $\Delta T = 30^\circ\text{C}$.

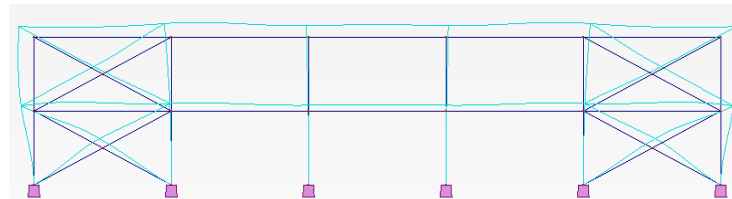


Figure 30: Modèle de calcul 1 et sa déformée ($L = 40$ m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

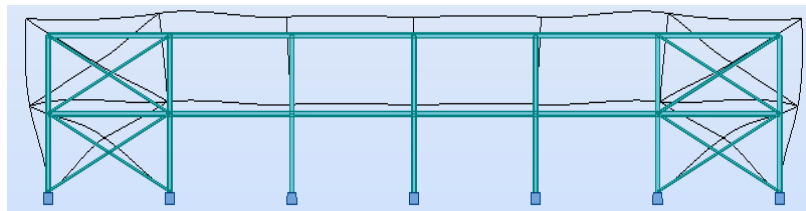


Figure 31: Modèle de calcul 2 et sa déformée ($L = 60$ m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

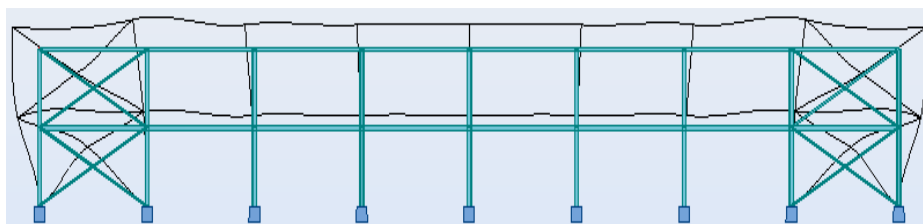


Figure 32: Modèle de calcul 3 et sa déformée ($L = 80$ m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

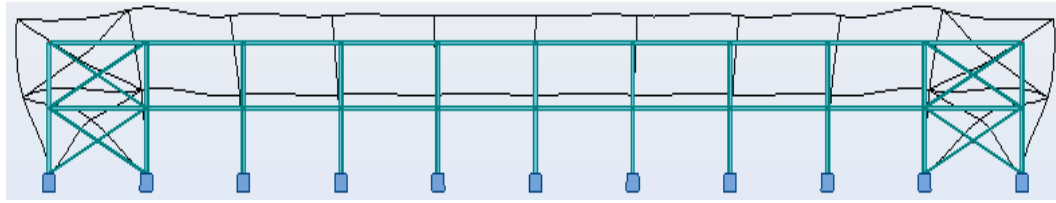


Figure 33: Modèle de calcul 4 et sa déformé (L= 100 m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

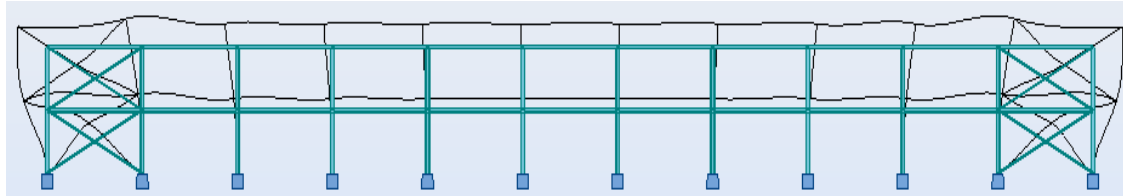


Figure 34: Modèle de calcul 5 et sa déformé (L= 110 m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

2.3.3.1.1 Résultats des contraintes

Tableau 7: Contrainte maximale dans les éléments pour les différents modèles.

Contrainte normale maximale (σ_{\max} en MPA) : $\Delta T = 30^\circ\text{C}$			
Modèle	Poteau	Poutre	Contreventement
01 (40m)	26.816	61.896	53.239
02 (60m)	32.151	65.453	57.771
03 (80m)	35.197	68.136	60.569
04 (100m)	37.158	70.042	62.427
05 (110m)	37.894	70.790	63.135

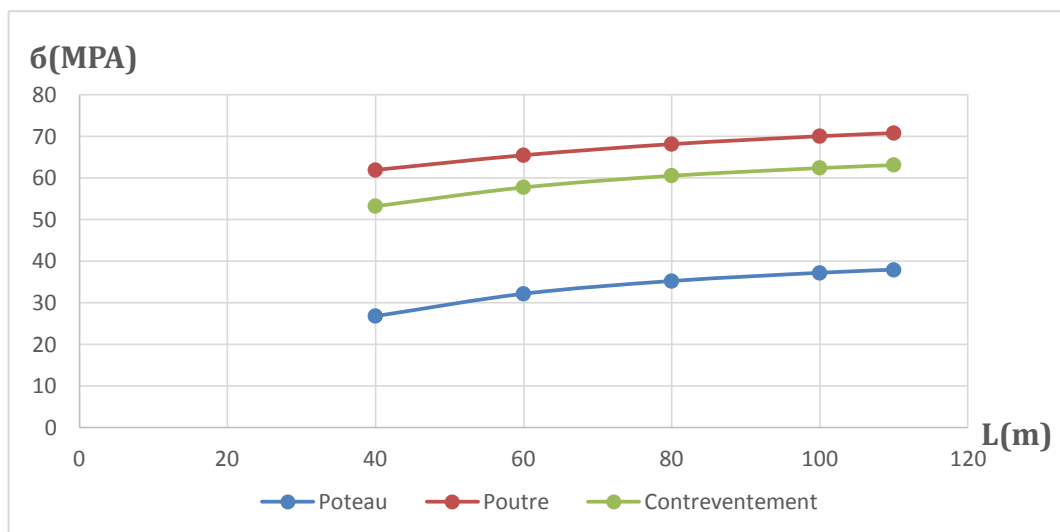


Figure 35: Contraintes dans les différents éléments suivant la longueur pour une structure à contreventement en X à chaque extrémité.

2.3.3.1.2 Résultats des déformations

Tableau 8: Déplacement maximum des nœuds dans les différents modèles.

Déplacement maximal des nœuds (δ_{\max} en cm)		
Modèle	U_x	U_z
02 (40m)	0.483	0.464
03 (60m)	0.551	0.479
04 (80m)	0.591	0.487
05 (100m)	0.617	0.492
06 (110m)	0.627	0.494

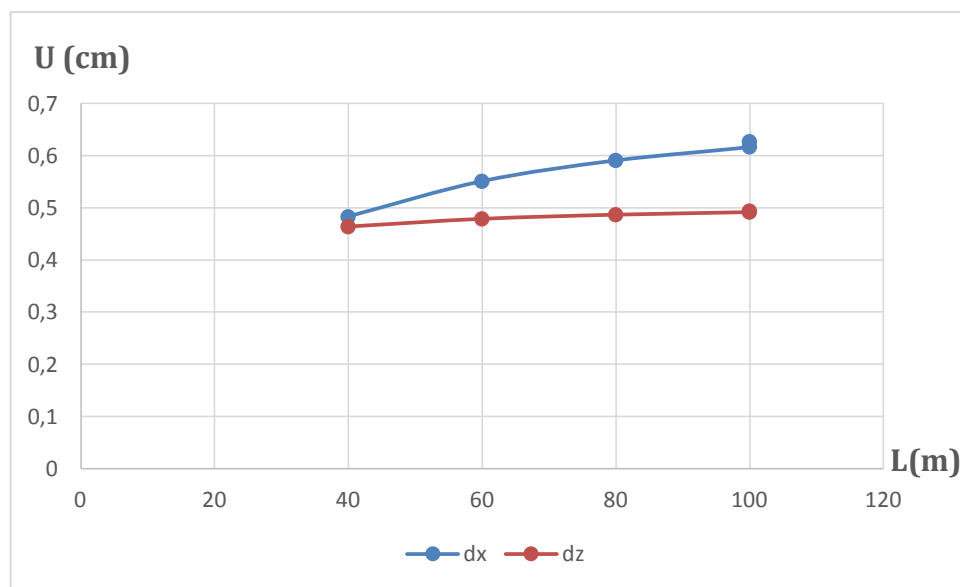


Figure 36: Déplacements des nœuds des différents modèles suivant la longueur pour une structure à contreventement en X à chaque extrémité.

2.3.3.1.3 Observations

D'après les résultats des différents modèles on remarque :

- Ici aussi, les éléments les plus sollicités sont : les poutres, les contreventements et par la suite les poteaux, et les déplacements suivant X sont plus importants que les déplacements suivant Z.
- une augmentation de la longueur du portique induit une augmentation des contraintes dans les éléments ainsi que des déplacements dans les nœuds, et comme, cette disposition empêche la dilatation des barres longitudinales donc, elle provoque des efforts importants dans les composantes de la structure. Pour cette raison, cette disposition convient

uniquement pour les longueurs relativement petites, généralement adoptée pour les bâtiments et ossatures de longueur totale inférieure à 50 m.

2.3.3.1.4 Remarque

La disposition de contreventements verticaux aux deux extrémités d'un bâtiment (disposition 1) est déconseillée, donc, pour les bâtiments de grande longueur, il est recommandé :

- de prévoir une structure avec un joint de dilatation thermique.
- de ne prévoir qu'un seul contreventement vertical au milieu des longs pans, permettant ainsi la dilatation dans les deux directions vers les extrémités du bâtiment. [8]

2.3.3.2 Disposition 02 : Disposition avec joint de dilatation

Les joints de dilatation permettent d'absorber les déplacements liés à la dilatation ou au retrait des matériaux sous les effets des changements de température. Leur spécification dépend des variations prévisibles de température et du coefficient de dilatation thermique des matériaux.

La conception et le dimensionnement des structures de bâtiment doivent prendre en compte la position de ces joints et notamment leurs influences sur l'analyse et le comportement global de la structure tel que :

- Ces joints doivent être étudiés pour absorber l'amplitude prévisible des déplacements horizontaux et/ou verticaux.
- La position, la conception et le dimensionnement des contreventements verticaux et horizontaux doivent être compatibles avec la position de ces joints.
- La position des contreventements ne doit pas entraver les mouvements pour lesquels les joints ont été prévus.
- Chaque partie distincte d'un bâtiment doit être adéquatement contreventée.
- Tous les autres composants d'un bâtiment et de ses équipements doivent également prendre en compte la position des joints et la valeur prévisible de leurs déplacements. [8]

Les dispositions adoptées sur les figures 37 et 38 sont valables pour des grands hangars ou il est nécessaire de prévoir un ou plusieurs joints à cause de l'importance des dilatations thermiques.

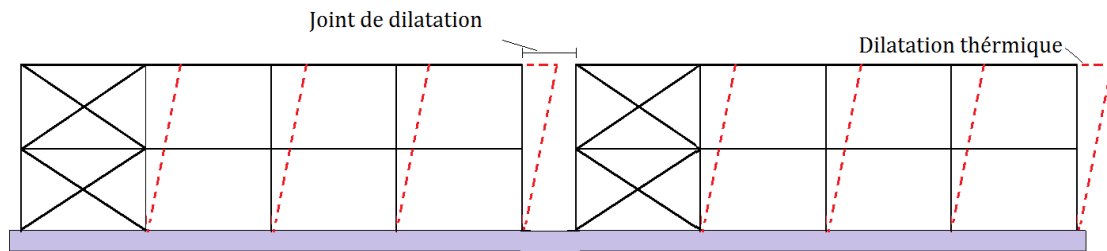


Figure 37: Ossature avec un joint de dilatation thermique, disposition de stabilités imposant un seul sens de dilatation thermique.

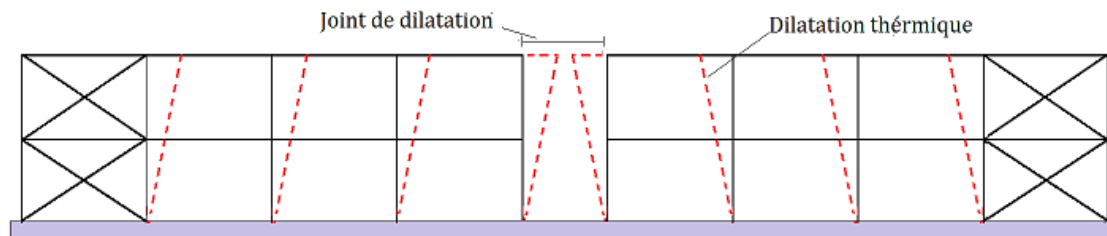


Figure 38: Ossature avec joint de dilatation, disposition des stabilités à chaque extrémité imposant des dilatations thermique dans deux sens

La longueur maximale d'un hangar ou d'un bâtiment sans joint, est habituellement, comprise entre 40 et 60 mètres. Dans le cas d'une très grande construction, l'écartement maximal des joints, dépend beaucoup des matériaux utilisés dans chaque cas et de la rigidité des matériaux et des liaisons employés dans les éléments de la structure. [12]

Notons que la stabilité horizontale d'un bâtiment est définie pour des blocs homogènes. Si le bâtiment est divisé en plusieurs blocs pour des raisons de dilatation thermique ou d'effets sismiques, chaque bloc, séparé de l'autre par un joint, sera rendu autostable par les mêmes moyens que ceux décrits précédemment. [12]

Le calcul qui va suivre, donne les valeurs des contraintes et des déplacements du portique présenté par le modèle de calcul de la figure 39 (modèle de calcul 6 L= 110 m) avec un joint de dilatation au milieu $L = 2 \times 55 = 110$ m et sous le même gradient de température $\Delta T = 30^\circ\text{C}$.

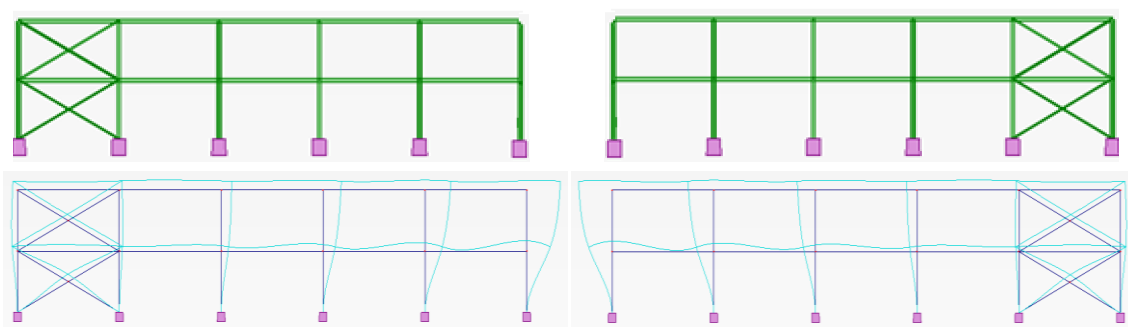


Figure 39: Modèle de calcul 6 et sa déformé ($L = 2 \times 55 = 110$ m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$).

2.3.3.2.1 Résultats des contraintes et des déplacements

Tableau 9: Contrainte et déplacement max du modèle 6.

Modèle 06 : L = 2 x 55m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$			
Elément	Contrainte max(MPa)	Déplacement max des nœuds (cm)	
		Ux	Uz
Poteau	75.168		
Poutre	47.239	1.660	0.343
Contreventement	31.758		

2.3.3.3 Disposition 3 : Disposition d'une stabilité au plus près de l'axe de l'ossature

La disposition adoptée dans la figure ci-dessous permet de construire des hangars plus longs avec un seul contreventement. La dilatation thermique du hangar étant divisée par deux de part et d'autre du contreventement, cette Disposition permet d'éliminer les joints de dilatation dans les ossatures de grande longueur, on peut dans ce cas exécuter des structures de longueur totale jusqu'à 100m sans joint.

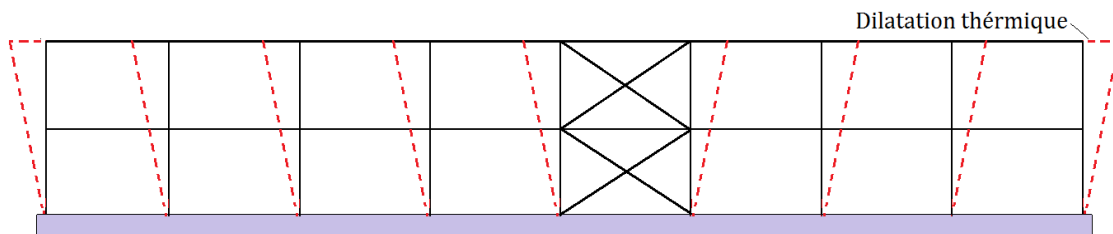


Figure 40: Disposition d'une stabilité unique au plus près de l'axe de l'ossature

Concernant cette disposition n°3, on considère toujours le même portique de la figure 41 (modèle de calcul 7, L= 110 m) avec cette fois un seul contreventement au milieu, et on calcule les valeurs des contraintes et des déplacements qui sont illustrés dans les tableaux 09 et 10 avec bien sûr le même gradient de température $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$.

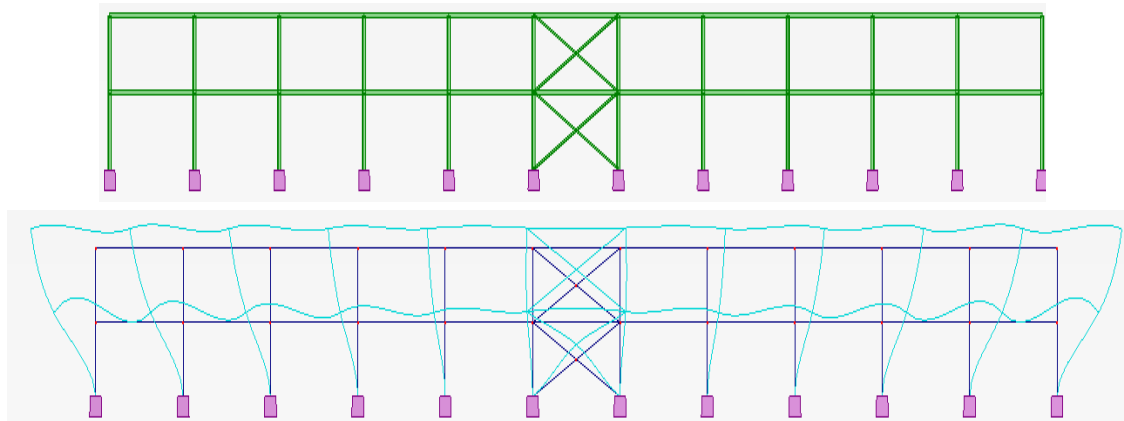


Figure 41 : modèle de calcul 7 et sa déformé (L= 110 m et $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$).

Tableau 10: Contrainte et déplacement max du modèle 7.

Modèle 7 : L = 110 m et $\Delta T = 30^\circ\text{C}$			
Élément	Contrainte max(MPa)	Déplacement max des nœuds (cm)	
		Ux	Uz
Poteau	78.963	1.891	0.345
Poutre	55.507		
Contreventement	26.512		

2.3.3.4 Comparaison entre les trois dispositions

Tableau 11: Comparaison des contraintes et déplacements max des trois dispositions

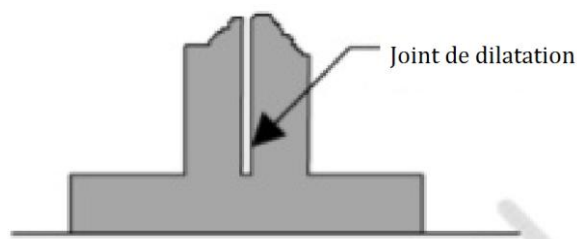
Contrainte normale maximale (σ_{\max} en MPa) : $\Delta T = 30^\circ\text{C}$				Déplacement (cm)	
Disposition	Poteau	Poutre	Contreventement	Ux	Uz
01	37.894	70.790	63.135	0.627	0.494
02	75.168	47.239	31.758	1.660	0.343
03	78.963	55.507	26.512	1.891	0.345

2.3.3.4.1 Observations

D'après les résultats des différents modèles de disposition on remarque :

- Au contraire de la disposition 01 où les éléments les plus sollicités sont : les poutres, les contreventements et par la suite les poteaux, la disposition 02 et 03 représentant une ossature à dilatation thermique non empêché, une liberté de dilatation prouvé par le déplacement Ux soulage des contraintes aux niveaux des poutres et des contreventements, mais explique également l'augmentation des contrainte au niveau des poteaux.
- La disposition présentant le moins de contraintes et le moins de déplacements reste la disposition 02 avec joint de dilatation, en absorbant une partie de la dilatation. Pour ces raisons cette disposition est la plus utilisée dans la pratique.

2.3.4 Traitement des joints de dilatation

**Figure 42:** Joint de dilatation dans un Bâtiment.

Un joint de dilatation est un joint destiné à absorber les variations de dimensions des matériaux d'une structure sous l'effet des variations de température. Au droit des joint de dilatation (le joint de dilatation du bâtiment descend jusqu'aux fondations), la semelle n'est pas fractionnée.

Il peut aussi agir en tant qu'autre type de joints :

- Joints de rupture : ces joints permettent les déformations différentielles des parties de bâtiment qui sont de hauteur ou de forme différentes.

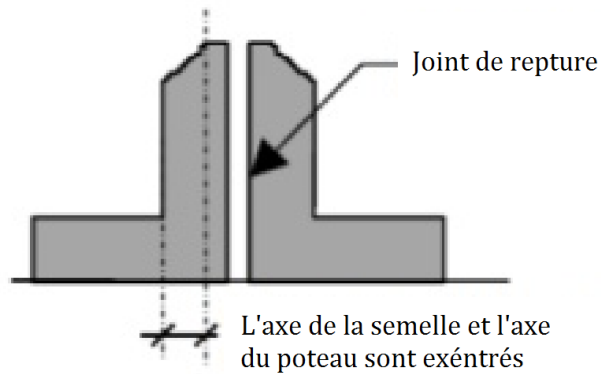


Figure 43: Joint de rupture dans un bâtiment.



Figure 44: Joint de rupture.

- Joints de tassement : ces joints sont des dispositifs spéciaux qui limitent l'effet des tassements différentiels des fondations. Destinés à éviter une fissuration indésirable. Cependant, ces joints servent à compenser la dilatation et le retrait du matériau.

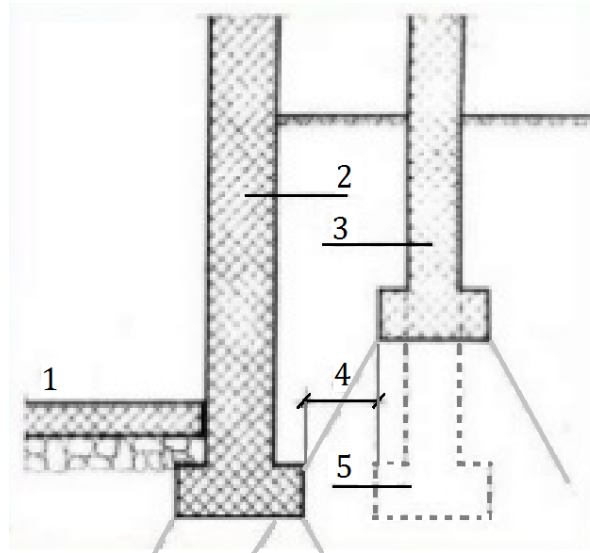


Figure 45: Joint de tassement d'une nouvelle construction voisine.

Les joints de tassements s'imposent dans les cas suivants :

- L'ouvrage est constitué par des volumes de hauteurs différentes, transmettant de même sol homogène des charges inégales.
- L'ouvrage repose sur des fondations hétérogènes dans un terrain homogène.
- L'ouvrage repose sur des fondations homogènes, mais les niveaux des bons sols se trouvent à des altitudes différentes, entraînant des réactions inégales.
- L'ouvrage existe et doit être agrandie, les nouvelles fondations entraîneraient des désordres.

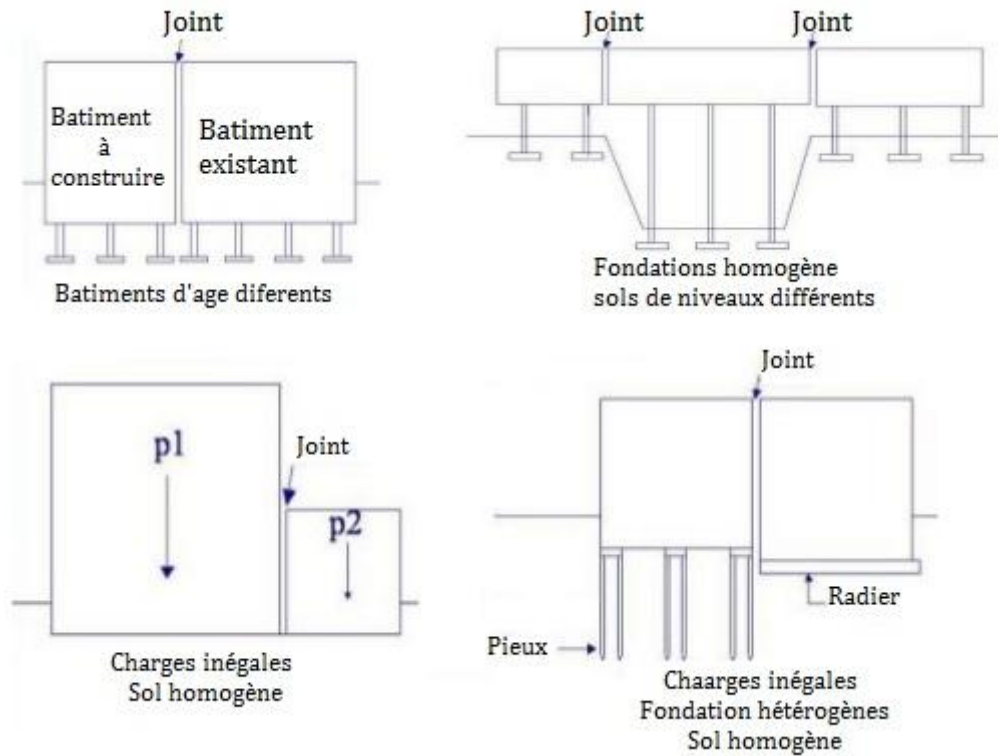


Figure 46: Joint de tassements dans les bâtiments.

La conception et le calcul des joints de dilatation, doivent prendre en compte :

- L'architecture du bâtiment.
- La géométrie locale et globale de la structure.
- Les efforts ou réactions transmis à travers le joint.
- Les déplacements et rotations spécifiés dans une ou plusieurs directions.

Dans la plupart des structures en acier, le joint de dilatation sépare le bâtiment en deux blocs. A l'emplacement du joint, plusieurs solutions sont possibles :

2.3.4.1 Double portique au droit du joint de dilatation

Le portique ou la poutre principale sont doublés de part et d'autre du joint de dilatation.

Avec des pannes minces formées à froid, il est préférable d'utiliser des échantignoles. Celles-ci peuvent être omises si des pannes laminées à chaud sont employées.

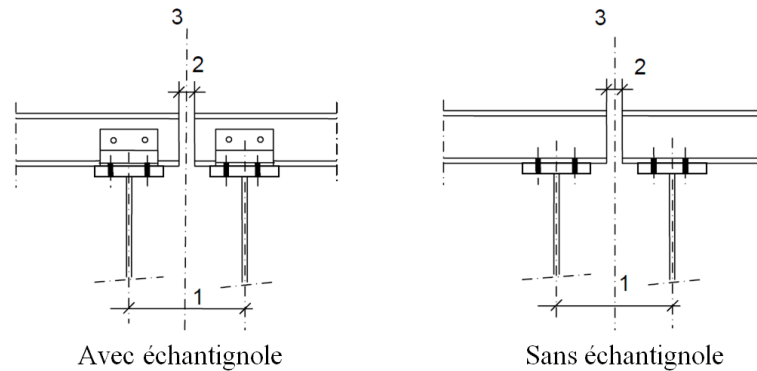


Figure 47: Double portique au droit du joint de dilatation. [8]

- 1 : Entraxe des portiques
 2 : Déplacement maximum
 3 : Axe du joint de dilatation

Avantage :

- Possibilité d'absorber des déplacements horizontaux et verticaux importants.
- Emploi de liaisons et d'assemblages classiques entre éléments de la structure.
- Possibilité de séparer les deux parties du bâtiment vis-à-vis de l'état limite de résistance au feu de la structure. Un mur pare-feu ou coupe-feu peut être facilement construit au droit du joint de dilatation.
- Solutions recommandées dans les régions sismiques (dans ce cas, le joint doit satisfaire aux règles sismiques de conception et de calcul relatives à l'espacement entre blocs).

Inconvénients :

- Coûts élevés.
- Modification de la trame du bâtiment
- Doublement des travaux de fondation
- Conséquences importantes sur la conception des joints utilisés pour le bardage, la toiture et l'étanchéité.

Au droit des joints de dilatation, il est important d'étudier plus particulièrement le bardage et la toiture afin d'éviter la pénétration d'eau et d'optimiser l'étanchéité à l'air.

2.3.4.2 Assemblage avec trous oblongs

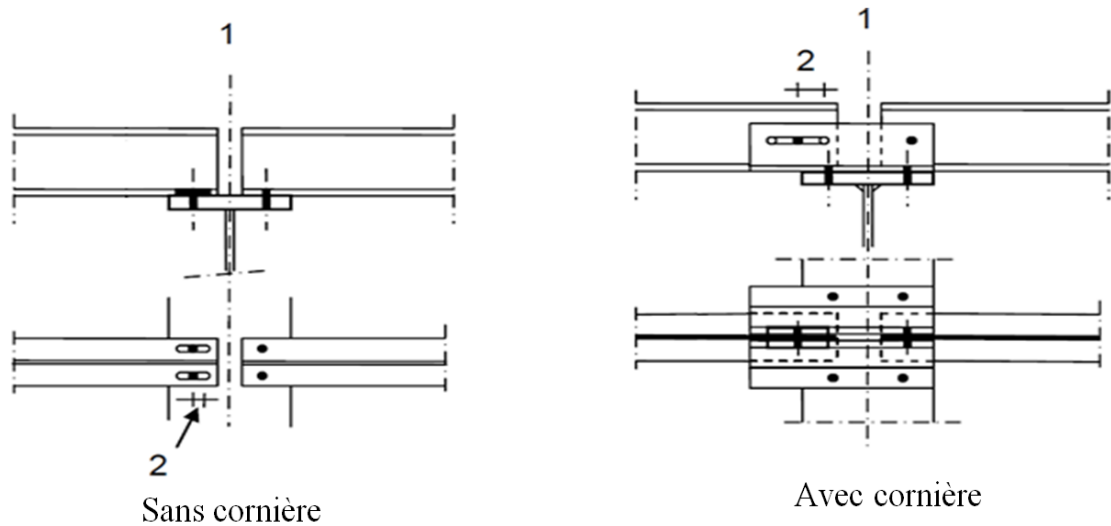


Figure 48: Assemblages avec trous oblongs. [8]

- 1 : Joints de dilatations
2 : Dilatation maximale

Avantage :

- Economie de matériaux
- Fabrication simple
- Faibles coûts
- Possibilité d'insérer une plaque en acier inoxydable entre deux feuilles de PTFE (par exemple Téflon), et entre deux composants de la structure pour assurer un meilleur glissement.

Inconvénients :

- Solution limitée à de petits déplacements.
- Réglage délicat sur le chantier de la position initiale des boulons dans les trous oblongs.
- Non recommandé en zone sismique.

Au droit des joints de dilatation, il est important d'étudier plus particulièrement le bardage et la toiture afin d'éviter la pénétration d'eau et d'optimiser l'étanchéité à l'air.

2.3.4.3 Utilisation d'appuis spéciaux

S'il est nécessaire de transférer des charges élevées au droit du joint de dilatation, plusieurs types d'appuis structuraux peuvent être utilisés.

Ceux-ci font l'objet de normes particulières rassemblées sous la norme européenne EN 1337.

Deux types courants d'appuis sont présentés ci-dessous :

2.3.4.3.1 Appuis en élastomère fretté

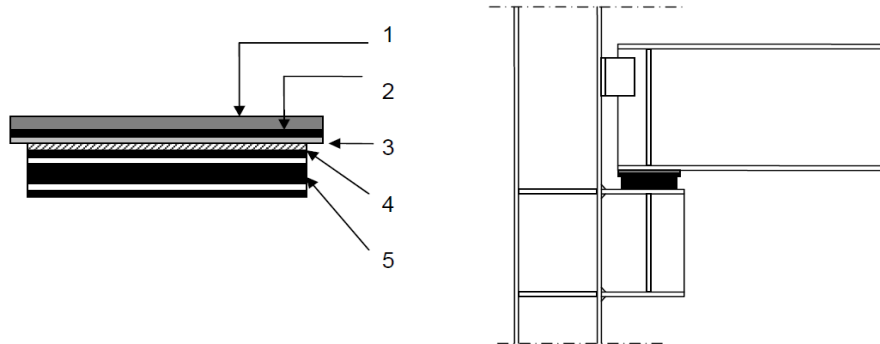


Figure 49: Appui en élastomère fretté [8]

- 1 : Plaque en acier
- 2 : Elastomère dur
- 3 : Plaque en acier inoxydable
- 4 : Feuille de PTFE (Téflon)
- 5 : Elastomère

Ces systèmes d'appui, composés d'un élastomère laminé épais (avec plaques de renforcement en acier collées entre les couches d'élastomère), permettent le déplacement horizontal par déformation de la couche élastomère.

Lorsque les déplacements horizontaux sont importants, une plaque d'appui en PTFE (par exemple Téflon) et une plaque en acier inoxydable peuvent être ajoutée pour assurer un meilleur glissement. [8]

Avantage :

- Possibilité d'absorber également une rotation et des petits déplacements verticaux (tassement différentiel des poteaux) à l'appui de la poutre.

Inconvénients :

- Conception plus couteuse du poteau porteur.
- Conception, calcul et mise en œuvre plus délicats.

2.3.4.3.2 Appuis à pot

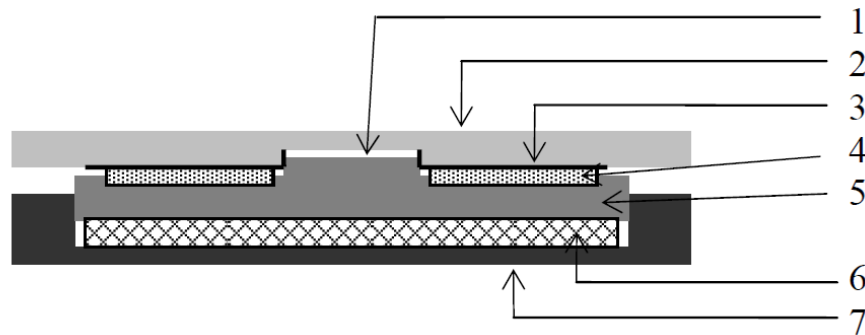


Figure 50: Appui à pot [8]

- 1 : Clavette guide en acier
- 2 : Plaque supérieure en acier
- 3 : Feuille en acier inoxydable
- 4 : PTFE (Téflon)
- 5 : Piston en acier
- 6 : Tampon élastomère
- 7 : Pot en acier

Ces appuis spéciaux permettent également d'amortir les oscillations et les vibrations au sein de la structure. Ainsi qu'illustré par la figure 68, un appui à pot peut permettre le glissement unidirectionnel ou multidirectionnel, ainsi que la rotation à l'appui.

Généralement, les appuis à pot comportent une base support, un amortisseur, un piston (avec guide si le mouvement est bloqué dans une direction) et une plaque de glissement. [8]

Avantage :

- Développé pour les structures supportant des charges très élevées.

Inconvénients :

- Coût élevé.
- A cause de leur coût élevé et de charges de structure relativement faibles, ils sont rarement utilisés dans les bâtiments.

2.4 Influence du type de contreventement sur les déplacements et les contraintes due à la dilatation thermique

Nous avons choisis pour cette analyse plusieurs portiques, avec des longueurs variable allant de $L = 40$ à 110 m, et pour chaque longueur L , on examine l'influence de trois types de contreventement, en X, en V et en K placés à chaque extrémité de la structure, sur les contraintes dans les éléments du portique et les déplacements des nœuds sous un chargement thermique $\Delta T = 25^\circ\text{C}$.

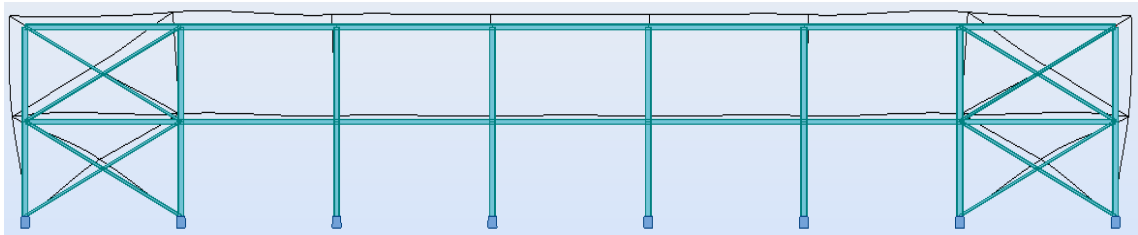


Figure 51: Exemple portique avec contreventement en X.

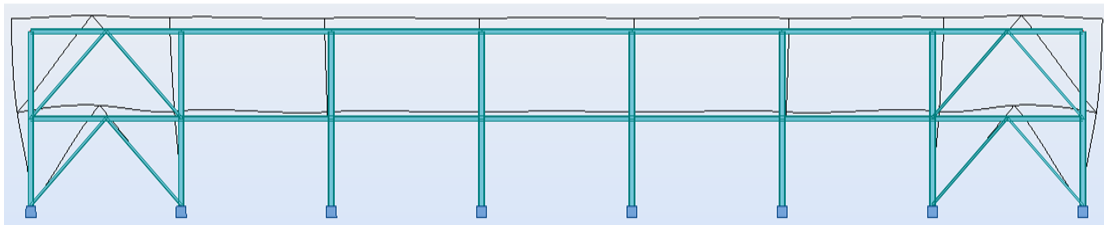


Figure 52: Exemple portique avec contreventement en V.

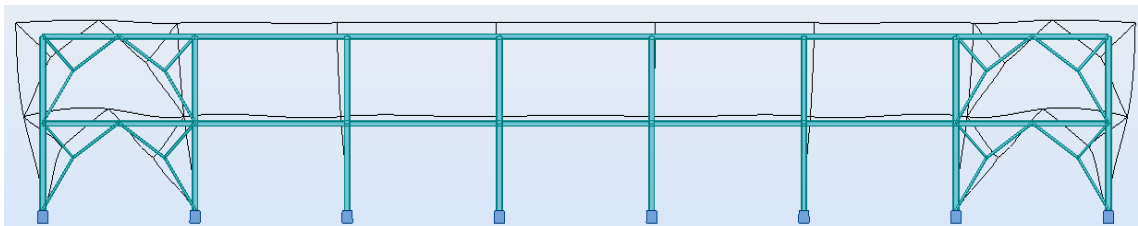


Figure 53 : Exemple portique avec contreventement en K.

Tableau 12: Contraintes dans les éléments pour les différents types de stabilités.

$\Delta T = 25^\circ\text{C}$									
Contrainte normale maximale (σ_{\max} en MPA)									
L (m)	Poteau			Poutre			Contreventement		
	Stabilité en X	Stabilité en V	Stabilité en K	Stabilité en X	Stabilité en V	Stabilité en K	Stabilité en X	Stabilité en V	Stabilité en K
40	26.816	21.287	19.595	61.896	64.257	58.541	53.239	30.303	22.410
50	29.904	23.828	22.410	63.743	71.727	68.889	55.795	34.688	27.742

60	32.151	25.806	24.832	65.453	77.438	77.547	57.771	38.064	31.785
70	33.857	27.387	26.934	66.911	81.931	84.898	59.324	40.737	35.250
80	35.197	28.675	28.771	68.136	85.546	91.208	60.569	42.898	38.428
90	36.274	29.745	30.386	69.168	88.566	96.671	61.584	44.678	40.861
100	37.158	30.644	31.813	70.042	90.966	101.435	62.427	46.164	43.154
110	37.894	31.409	33.081	70.790	93.036	105.616	63.135	47.420	45.177

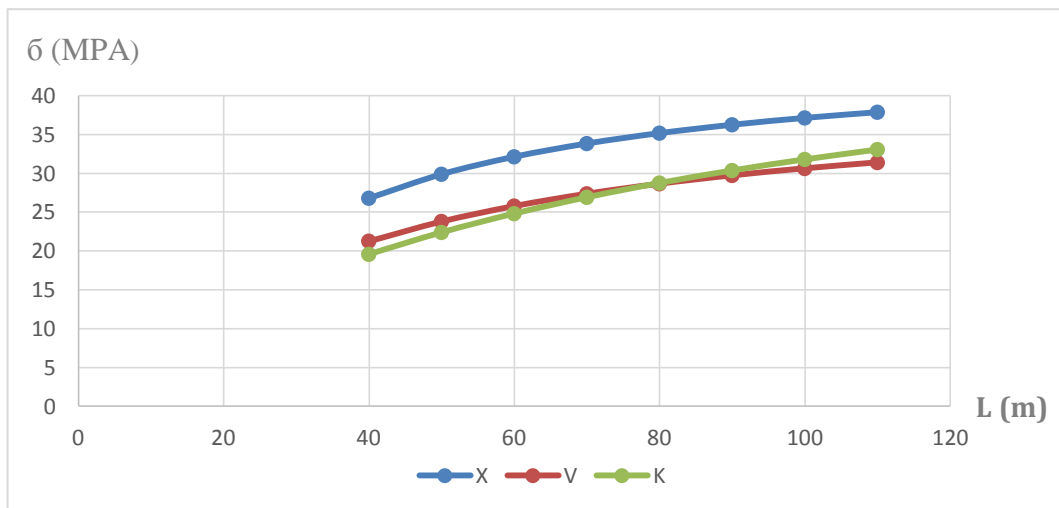


Figure 54: Contraintes dans les poteaux pour les différents types de stabilisées.

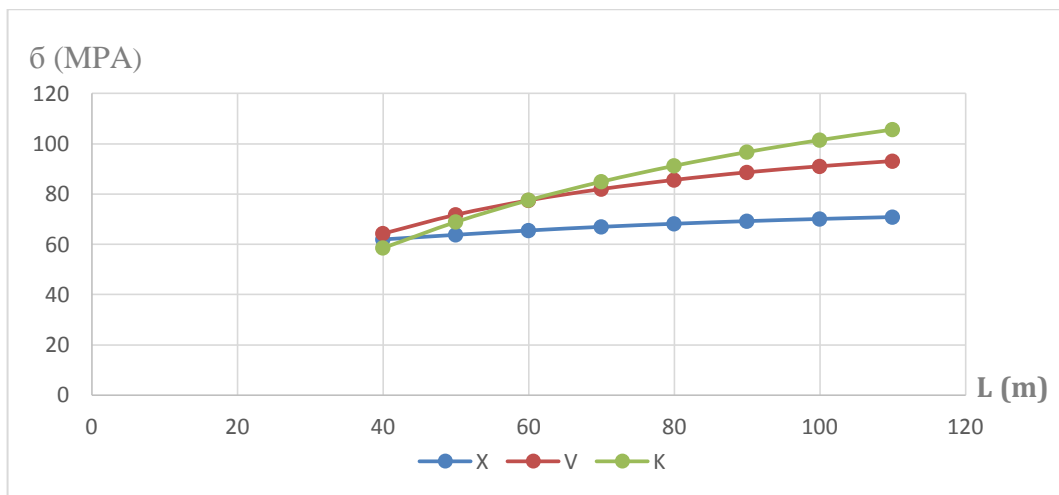


Figure 55: Contraintes dans les poutres pour les différents types de stabilisées.

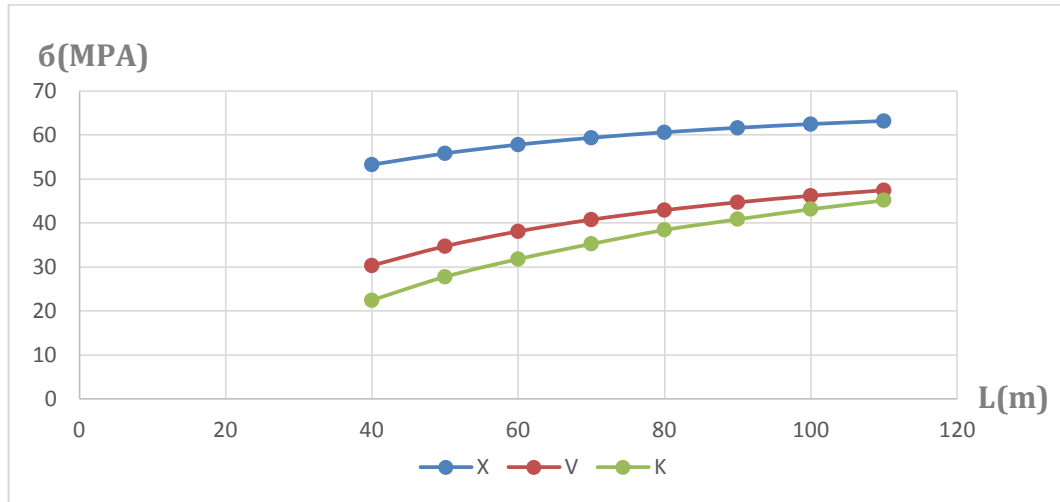


Figure 56: Contraintes dans les contreventements pour les différents types de stabilisées.

Tableau 13: Déplacement des nœuds pour les différents types de stabilités.

Déplacement maximum des nœuds (cm)						
L (m)	Ux			Uz		
	Stabilité en X	Stabilité en V	Stabilité en K	Stabilité en X	Stabilité en V	Stabilité en K
40	0.483	0.498	0.594	0.464	0.438	0.430
50	0.522	0.554	0.700	0.473	0.442	0.436
60	0.551	0.598	0.792	0.479	0.444	0.441
70	0.574	0.663	0.873	0.483	0.446	0.446
80	0.591	0.661	0.944	0.487	0.448	0.450
90	0.606	0.684	1.006	0.490	0.449	0.453
100	0.617	0.704	1.062	0.492	0.450	0.456
110	0.627	0.721	1.111	0.494	0.451	0.459

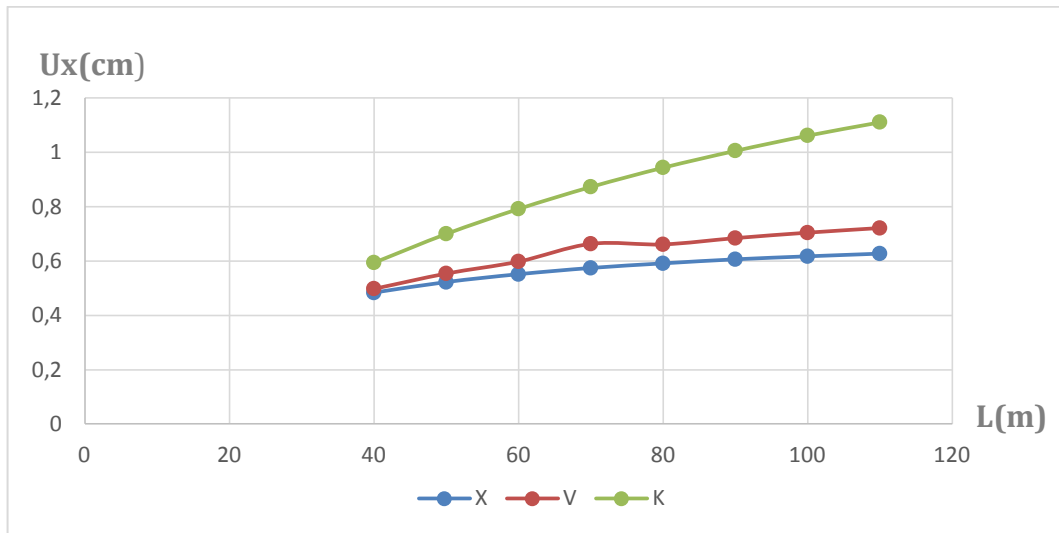


Figure 57: Déplacements U_x dans les nœuds pour les différents types de stabilisées.

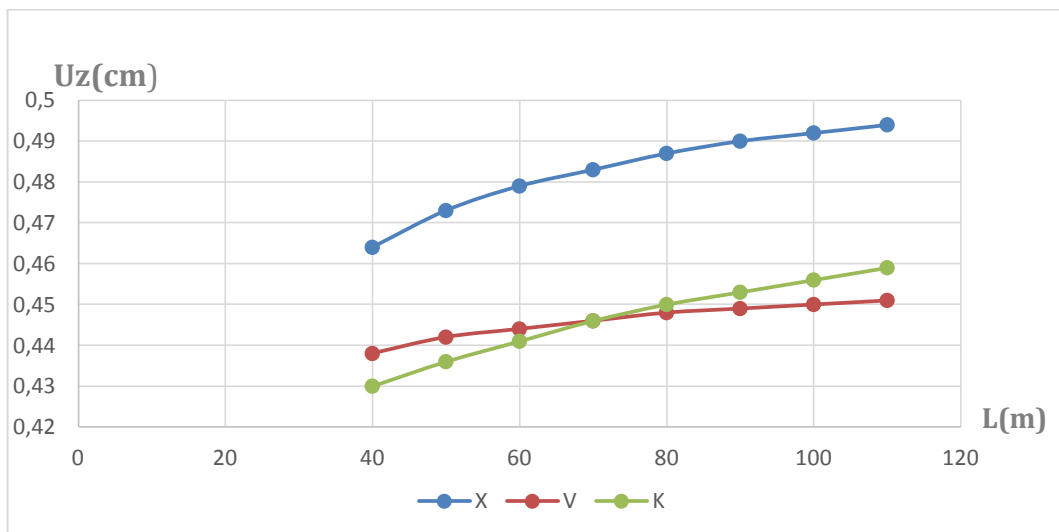


Figure 58: Déplacements U_z dans les nœuds pour les différents types de stabilisées.

D'après les résultats obtenus on remarque que :

- Les analyse faites antérieurement pour la stabilité en X ce révèle être la même pour les stabilités en K et en V, c'est-à-dire une augmentation des contraintes et une augmentation du déplacement avec l'augmentation de la longueur et que les éléments les plus sollicités sont : les poutres, les contreventements et par la suite les poteaux, et les déplacements suivant X sont plus importants que les déplacements suivant Z.
- D'après la figure 54 les poteaux présentant le plus de contraintes se localisent dans le contreventement en X en comparaison avec les contreventements en V et K qui donne des résultats se chevauchants.

- Dans le cas des poutres où les contraintes sont illustrées dans la figure 55, nous observons que pour une portée entre 50 et 60m, les contraintes sont quasiment les mêmes, et au-delà de 60m les poutres dans le système de stabilité en K est plus sollicitée que les poutres dans le système de stabilité en V. Toutefois ces derniers subissent plus de sollicitations que les poutres du système de stabilité en X
- Les contraintes au niveau des contreventements sont largement plus sollicitées dans le système de stabilité en X comme le montre la figure 56.
- Les déplacements sont plus importants dans la stabilité en K puis en V, et les plus faibles sont ressenties par la stabilité en X. Cela signifie que le contreventement en X est plus rigide que celui de V et encore plus que le contreventement en K. En partant du principe que plus une structure est rigide, plus sa liberté de dilatation est restreinte, et qu'une restriction de la dilatation induit de fortes contraintes. Le contreventement en X présente le plus de sollicitation que le contreventement en V et que le système de stabilité avec le moins de contraintes est le système à contreventement en K.

2.5 Conclusion

A l'issue de ces différentes analyses on conclura dans ce chapitre que :

- Les contraintes et déplacements dans une structure augmentent avec l'augmentation du gradient thermique.
- Les contraintes et déplacements dus à la dilatation thermique augmentent avec l'augmentation de la longueur de la structure.
- Le contreventement impose plus de rigidité dans la structure et limite ainsi les déplacements, pour cela il faut éviter autant que possible la disposition des contreventements à chaque extrémité particulièrement pour des structures de longue portée.

CHAPITRE 3

INFLUENCE DU GRADIENT THERMIQUE SUR LE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES METALLIQUES

3.1 Introduction

Suite à une vérification concernant la prise en compte ou non des effets thermiques dans 32 projets de fin d'études réalisés par les étudiants du département de génie civil de l'université de Bejaia "option constructions métalliques" entre l'année 2014 et 2017, nous avons constaté que sur les 32 PFE, une seule étude comporte la vérification vis-à-vis du gradient thermique. Le tableau 13 montre le titre de chaque PFE, l'année de réalisation ainsi que la prise en compte ou non des effets thermiques dans le dimensionnement.

Tableau 14: Liste des mémoires de fin d'études.

Thème	Année	Prise en compte de la charge thermique
Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage. [15]	2016	NON
Etude d'un hangar industriel avec pont roulant en construction métallique	2016	NON
Etude d'une salle omnisports en charpente métallique	2014	NON

Tableau 15: Liste des mémoires de fin d'études (suite)

Etude d'un hangar en construction métallique a usage de fabrication mécanique	/	NON
Etude d'un bâtiment R+3 en construction métallique a usage d'habitation	/	NON
Etude d'un bâtiment industriel en construction métallique	2014	NON
Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine a usage de stockage	2015	NON
Etude d'un bâtiment industriel (R+2)	2015	NON
Etude d'un hangar de maintenance avec toiture en charpente métallique	2015	NON
Etude d'un hangar en charpente métallique a usage de stockage. [16]	2017	NON
Etude d'un hangar industriel avec un pont roulant	2016	NON
Etude d'une salle omnisport en construction métallique avec toiture en voute	2016	NON
Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine	2015	NON
Etude d'un hangar industriel a versant multiples R+1	2015	NON
Etude d'une salle de sport en charpente métallique	2016	NON
Etude d'une salle omnisport en construction métallique avec toiture en voute (2)	2016	NON
Etude d'un hangar en charpente métallique avec une mezzanine à plancher mixte	2015	NON
Etude d'un bâtiment en R+4 en construction métallique à usage d'habitation contreventé par des palées de stabilité en X et en V	2015	OUI
Etude et conception d'un bâtiment R+5 en construction métallique à usage d'habitation	2015	NON
Etude d'un hangar industriel (R+1) en construction métallique	2016	NON
Etude d'un hangar à double mezzanine en charpente métallique avec pont roulant	/	NON
Etude d'un bâtiment R+1 en charpente métallique a usage de bureaux	2015	NON
Etude d'un hôtel (R+3) en charpente métallique	2015	NON
Etude d'un hangar en charpente métallique avec mezzanine	2015	NON
Etude d'un hangar a cinq versants avec une mezzanine	2015	NON

Tableau 16: Liste des mémoires de fin d'études (suite)

Etude d'un hangar en charpente métallique a usage de stockage	2015	NON
Etude d'un hangar a quatre versants avec deux ponts roulants de différente caractéristique	2016	NON
Etude d'une salle omnisports en construction métallique	2015	NON
Etude d'un bâtiment R+1 avec S/Sol en charpente métallique à usage de stockage. [17]	2015	NON
Etude d'une salle des fêtes en R+1 en charpente métallique	2016	NON
Etude d'une salle omnisport en construction métallique	/	NON
Etude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage d'habitation. [18]	2016	NON

Dans le but de voir l'influence de la prise en compte des effets thermiques dans le dimensionnement des structures métalliques, parmi les 32 PFE présentés dans le tableau 13, nous avons choisis les quatre structures suivantes :

- Etude d'un bâtiment R+1 avec sous-sol en charpente métallique à usage de stockage, de la promotion de 2015. [17]
- Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (2versant), de la promotion de 2017. [16]
- Etude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage d'habitation, de la promotion de 2016. [18]
- Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (1versant), de la promotion de 2016. [15]

En utilisant le logiciel d'éléments finis ROBOT, on a modélisé une deuxième fois les quatre structures précédentes et on a essayé de voir l'influence du gradient thermique sur le dimensionnement des éléments de chaque structure.

3.2 Présentation des quatre structures

3.2.1 Projet 01 : Etude d'un bâtiment R+1 avec S/Sol en charpente métallique à usage de stockage

3.2.1.1 Description de l'ouvrage

Le projet est un R+1 avec s/sol à usage de stockages et une ossature en charpente métallique ainsi que des planchers mixte acier-béton. Il est implanté dans la commune d'Akbou, wilaya de Bejaia.

- Zone climatiques : zone A pour la neige, zone I pour le vent.
- Zone sismique : zone IIa.
- Terrain de catégorie III : La structure dans une zone industrielle

La figure suivante montre la première modélisation par éléments finis utilisée par les deux étudiants de la promotion 2015.

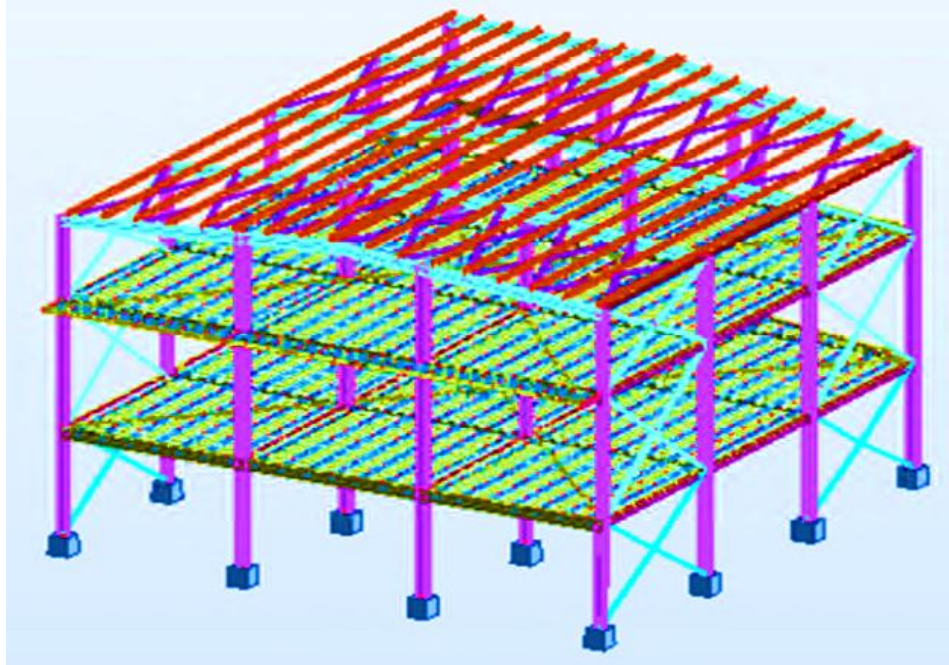


Figure 59: Vue en 3D de la structure du bâtiment.

3.2.1.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

Structure de forme trapézoïdale qui contient 5 portiques de 4 poteaux tel que :

L1 = 32.5 m : 3 travées de 4 portique espacé de **8.16m**, 1 travée de **6m** et une console de **1,5m**.

L2 = 25m : 3 travées de 4 portique espacé de **8.16m**.

Chaque portique se compose de **2** poteaux en acier à section constante et **1** traverse aussi à une section constante.

La largeur de la façade principale est égale à **25m** (pignon de face). Constitué de **3** travées de **8.16m**.

La largeur de la façade secondaire est égale à **25.71m** (pignon).

Hauteur de s/sol **5,10m**.

Hauteur du rez-de-chaussée **6,12m**.

Hauteur de l'étage courant **4m**.

Hauteur de la toiture **1m**. La pente de versant est de **4,57° (8%)**.

Hauteur de l'ouvrage est de **16,22m**.

Les planchers sont des planchers mixte acier-béton à dalles collaborant constituées de béton et de tôle d'acier nervurée.

3.2.1.3 Charges et combinaisons utilisés

Les différentes charges qui ont été prises en compte dans les calculs sont :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

V : charge du vent.

S : charge de la neige.

E : charge sismique.

Avec les combinaisons suivantes :

Tableau 17: Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q +1,2 EX
1.35G + 1.5S	G + S	G + Q - 1,2EX
1.35(G + Q + S)	G + V1.d	G + Q - 1,2EY
G + 1,5V1.d	G + V4.d	G + Q + 1,2EY
G + 1,5V4.d	G + V1.S	0.8G + EX
G + 1,5V1.S	G + V4.S	0.8G - EX
G + 1,5V4.S	G+0,9(Q+S)	0.8G - EY
		0.8G +EY

3.2.1.4 Sections des éléments choisis après calcul

Les dimensions des différents éléments présentés dans le mémoire sont :

Tableau 18: Liste des éléments et de leurs sections choisies.

Eléments	Section choisie
Poteaux	HEB 450
Traverse	HEA 450
Poutre principale	HEA 450
Poutre secondaire	IPE 330
Pannes	IPE 270
Contreventement verticale	2CAE 120×12
Contreventement horizontale	2CAE100×8
Solive	IPE 330
Poutre sablière	IPE 120
Console	IPE200

3.2.2 Projet 02 : Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (2 versant)

3.2.2.1 Description de l'ouvrage

Le projet est un hangar en charpente métallique à usage de stockage, l'ouvrage est implanté dans la commune d'Akbou, wilaya de Bejaia qui est classé zone sismique IIa.

La structure suivante montre la vue en 3D de la première modélisation par éléments finis utilisée dans la vérification durant la promotion de 2017.

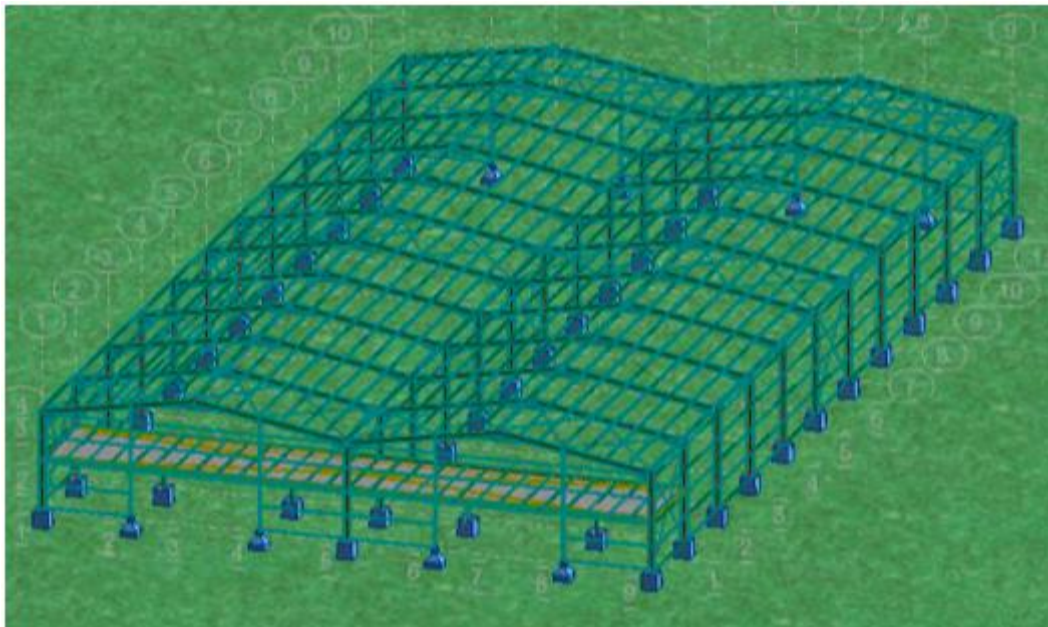


Figure 60: Vue en 3D de la structure.

3.2.2.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

Longueur de l'ouvrage : **66m**. Le long pan est constitué de 11 travées de 6m

Largeur de l'ouvrage (pignon) : **36m**.

Hauteur totale de l'ouvrage : **7.5m**.

Hauteur des poteaux : **6m**.

La structure est constituée de **11** portiques à **4** travées.

3.2.2.3 Charges et combinaisons utilisés

Les différentes charges qui ont été prises en compte dans les calculs sont :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

V : charge du vent.

S : charge de la neige.

E : charge sismique.

Avec les combinaisons suivantes :

Tableau 19: Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
		$G + Q + 1.2EX$
$1.35G + 1.5Q$	$G + V1$	$G + Q + EY$
$1.35G + 1.5Q$	$G + V2$	$0.8G + EX$
$G + 1.5W_1$	$G + S$	$0.8G - EX$
$G + 1.5W_2$		$0.8G - EY$
		$0.8G + EY$

3.2.2.4 Sections des éléments utilisés

Tableau 20: Liste des éléments et de leurs sections choisies.

Eléments	Section choisie
Poteaux	IPE400
Traverse	IPE330
Poutre maitresse	IPE 360
Poutre secondaire	IPE 200
Pannes	IPE180
Solive	IPE 200
Poutre sablière	HEA100
Potelet	HEA140
Lisse de bardage	UPN 140
Contreventement horizontale	2 CAE 45x5
Contreventement vertical de rive	2 CAE 60x6
Contreventement vertical intermédiaire	2 CAE 70x9

3.2.3 Projet 03 : Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (1 versant)

3.2.3.1 Description de l'ouvrage

Ce projet consiste en l'étude d'un hangar à usage de stockage en construction métallique qui sera implantée à la zone industrielle de El-kseur dans la wilaya de Bejaia qui classée selon zone sismique IIa.

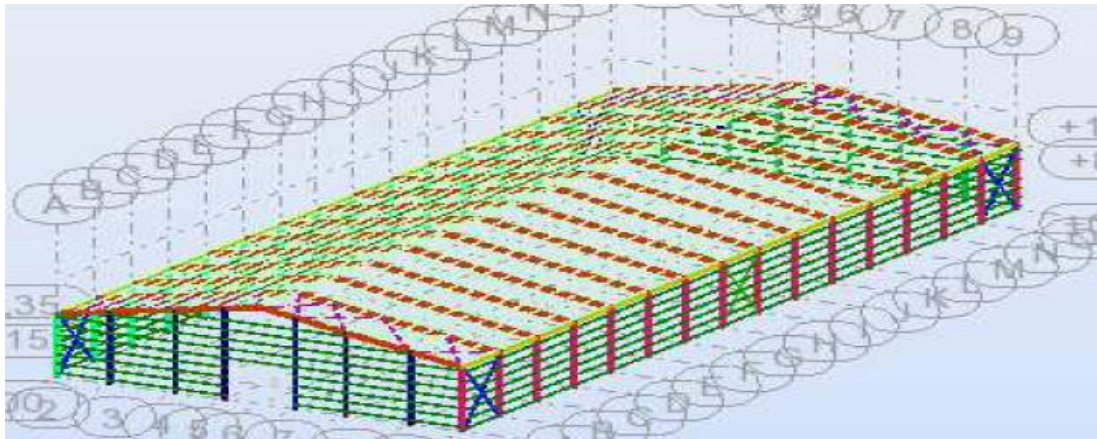


Figure 61: Vue en 3D du hangar.

3.2.3.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

La longueur totale en plan : **90.22m.**

La largeur totale en plan : **38m.**

La plus grande hauteur : **12.35m**

Hauteur des poteaux : **8.15m.**

La pente de versant $\alpha = 12.46^\circ$.

3.2.3.3 Charges et combinaisons utilisés

Les différentes charges qui ont été prises en compte dans les calculs sont :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

V : charge du vent.

S : charge de la neige.

E : charge sismique.

Avec les combinaisons suivantes :

Tableau 21: Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
G+1.5V d		G + Q -Ex
G+1.5V s	G + Vd	G + Q + Ex
G+1.5 S	G + Vs	G+Q+Ey
1.35G + 1.5S	G + Q	0.8G + EX
1.35(G+S)	G+S	0.8G – EX
1.35(G+Q+S)	G+0.9(Q+S)	0.8G – EY
1.35G+1.5Q		0.8G +EY

3.2.3.4 Sections des éléments utilisés

Tableau 22: Liste des éléments et de leurs sections choisie.

Elément	La section choisie
Poteaux	HEA340
Traverse	IPE500
Contreventement horizontale	2CAE100X10
Contreventement verticale de rive	2CAE100X10
Contreventement verticale intermédiaire	CAE100X10
Pannes	IPE140
Lisse de bardages long pan	UPE160
Lisse de bardages pignon	UPE140
La poutre sablière	IPE270
potelet	IPE330

3.2.4 Projet 04 : Etude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage d'habitation

3.2.4.1 Description de l'ouvrage

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation. Il situe à la zone industrielle Mechta Fatima à Bordj Bou Arreridj.

- Zone sismique : IIa.
- Catégorie I : bâtiment à usage d'habitation (selon le RNV2013)
- Altitude du site : H=880m

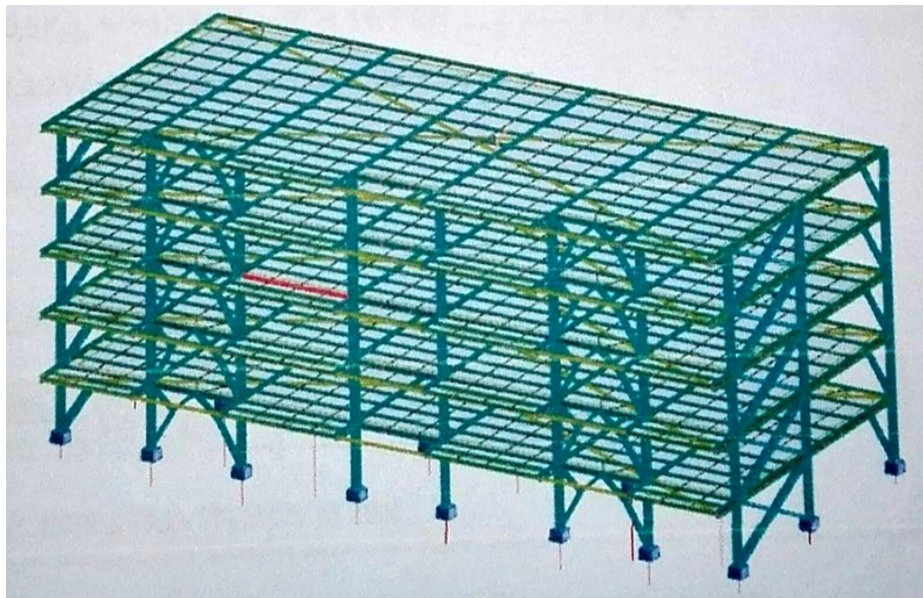


Figure 62: Vue en 3D du bâtiment.

3.2.4.2 Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

La longueur totale du bâtiment : **26.80m**

La largeur totale du bâtiment : **11.95m**

Hauteur de chaque niveau : **3.00m**

Hauteur de l'acrotère : **0.5m**

Hauteur totale y compris l'acrotère : **17.00m**

3.2.4.3 Charges et combinaisons utilisés

Tableau 23: Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
		G + Q -Ex
		G + Q + Ex
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q+Ey
1.35(G+Q+S)	G+S	G + Q+1.2EX
	G+0.9(Q+S)	G + Q+1.2 EY
		G + Q-1.2EY
		G + Q-1.2 EY

3.2.4.4 Sections des éléments utilisés

Tableau 24: Listes des éléments et leur section choisie.

Elément	La section choisie
Poteaux	HEA240
Poutre	IPE300
Poutre secondaires	IPE200
solives	IPE140
Contreventement en V inversé	2 CAE100x10
Contreventement en X	2 CAE120x12
Limon	UPN 160
Poutre palière	UPN 180
console	IPE 160

3.3 Modélisation et vérification des éléments avec prise en compte de la charge thermique

Dans cette partie on opposera les résultats de calculs des quatre structures dimensionnés sans la prise en compte du chargement thermique préalablement

effectués, aux nouveaux résultats de calculs avec température, et ceux après avoir modélisé l'intégralité de chaque bâtiment en respectant les mesures, dimensions et caractéristique adopter par les étudiants lors de leurs études pour leurs PFE.

En plus des chargements déjà appliqués par les étudiants lors des études précédentes, chaque structure est soumise à un gradient thermique $\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$, et les différents ratios calculés cette fois sont obtenus sous les trois combinaisons suivantes :

$1.35G+1.5Q+0.8T$	ELU1
$1.35G+1.5T+Q$	ELU2
$G+Q+T$	ELS

3.3.1 Modélisation et vérification du projet 01

La figure 58 représente la vue en 3D du nouveau modèle du R+1 avec s/sol modélisé avec le logiciel Robot pour lequel nous avons appliqué en plus des charges déjà présentes dans l'étude antérieure un différentielle de température de 20°C .

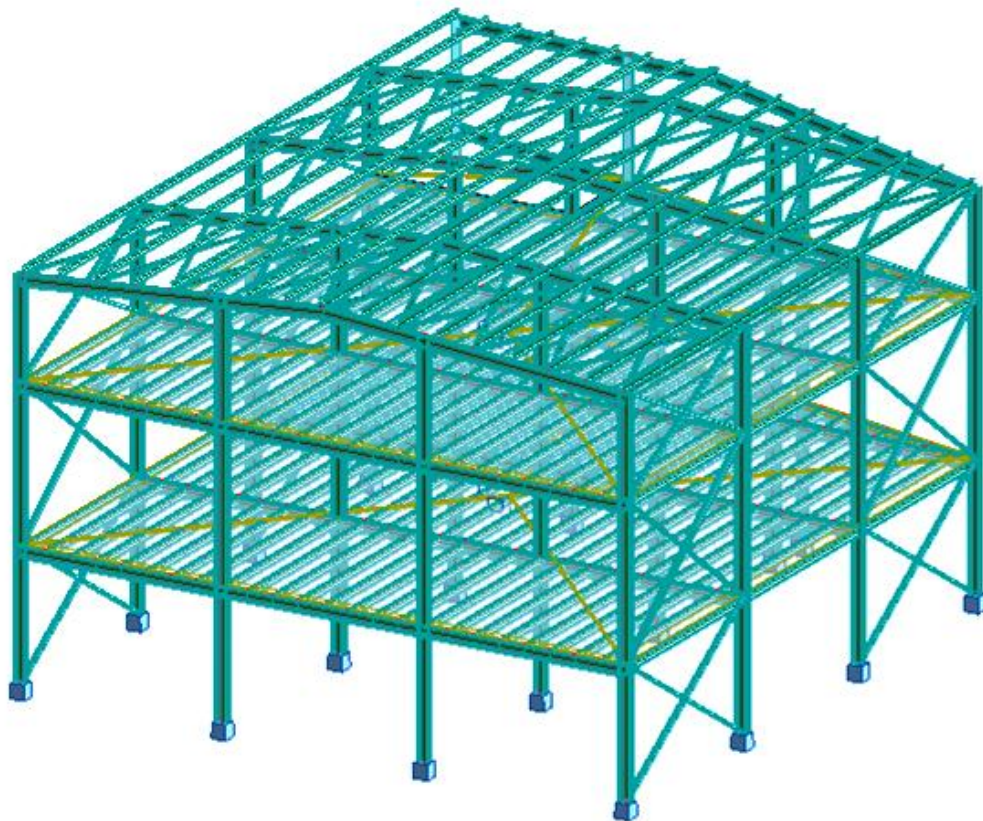


Figure 63: Modélisation en 3D du bâtiment avec prise en compte du chargement thermique.

Après lancement des calculs d'analyses et de vérifications nous avons obtenus les nouveaux résultats avec la prise en compte de la température. Ces nouveaux résultats sont comparés aux précédents dans les tableaux qui suivent :

Tableau 25: Comparaisons entre les différents résultats pour le R+1 avec s/sol.

Eléments	Résultat des calculs préalablement effectués			Résultat avec des calculs prise en compte de la température	
	Section	Ratio max	Combinaison	Ratio max	Combinaison
Poteau	HEB450	0.51	G+Q+1.2Ex	0.498	1.35G+1.5Q+0.8T
Traverse	HEA450	0.86	1.35 (G+Q+N)	0.82	1.35G+1.5T+Q
Poutre Principale	HEA450	0.98	1.35G+1.5Q	1.151	1.35G+1.5T+Q
Poutre secondaire	IPE330	Non Disponible	/	0.689	1.35G+1.5T+Q
Solive	IPE330	Non Disponible	/	1.120	1.35G+1.5T+Q
Panne	IPE270	Non Disponible	/	0.471	1.35G+1.5T+Q
Poutre sablière	IPE120	0.84	1.35G+1.5Q	0.649	1.35G+1.5T+Q
CV horizontal	2 CAE100x80	0.17	G+Q+1.2Ey	0.598	1.35G+1.5T+Q
CV vertical	2 CAE120x12	0.71	G+Q+1.2Ey	0.773	1.35G+1.5T+Q

Tableau 26: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le R+1.

Elément	Nombre d'éléments dans la structure	Nombre "N ^{br} " d'élément dans le de <u>Ratio</u> est :			
		Supérieur au <u>Ratio</u> initial		Supérieur à 1	
		N ^{br}	(%)	N ^{br}	(%)
Poteau	57	00	00	00	00
Traverse	20	00	00	00	00
Poutre principale	30	18	60	18	60
Poutre secondaire	14	/	/	00	00
Solive	170	/	/	64	37.65
Panne	71	/	/	00	00
Poutre sablière	07	00	00	00	00
CV horizontal	64	48	75	00	00
CV vertical	48	21	43.75	00	00

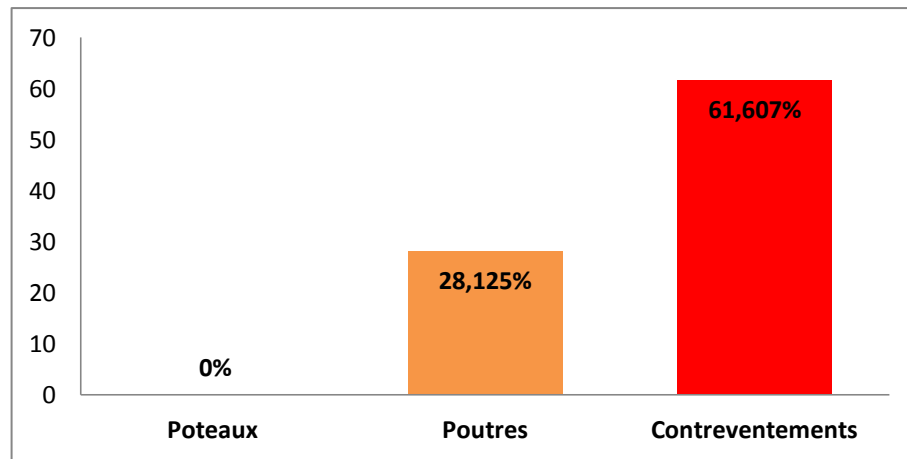


Figure 64: Pourcentages d'élément dans le de Ratio>Ratio initial du bâtiment R+1

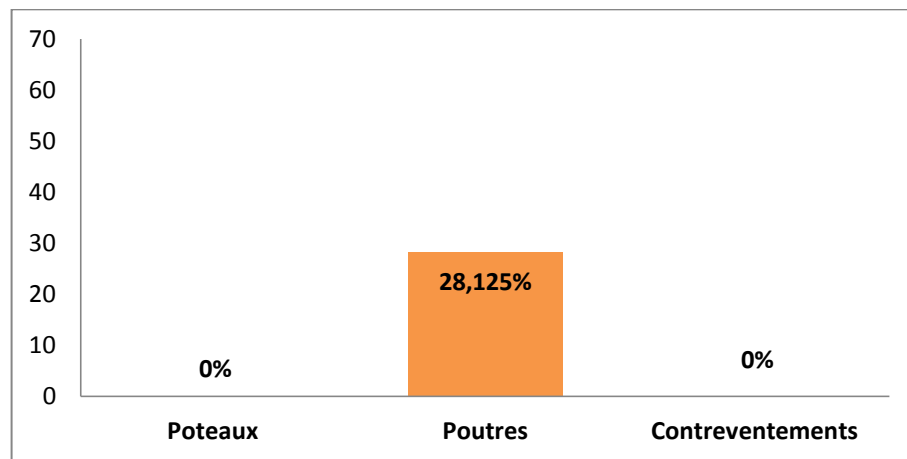


Figure 65: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du bâtiment R+1

Le tableau 24 qui fait objet d'une comparaison entre les résultats avec prise en compte de la température et les résultats de calculs préalablement effectuer dans le projet de fin d'étude, on constate que les poutres principales et les solives ont un ratio supérieur à 1, c'est-à-dire que ces éléments instable en comparaison avec les résultats obtenues préalablement. Et cette instabilité est issue de la combinaison $1.35G+1.5T+Q$.

Dans les combinaisons de calcul déjà effectuer nous remarquait que les combinaisons sismiques $G+Q+1.2E_x$ et $G+Q+1.2E_y$ on était employé alors que pour le cas des structures avec des contreventements, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont [13] :

$$G + Q + E \quad (12)$$

$$0.8 G \pm E \quad (13)$$

Donc, pour le cas de la première étude réalisée par les étudiants, les combinaisons sismiques $G+Q+1.2E$, n'ont pas à être prise en compte (structure avec un contreventement en X et non un contreventement par portique autostable). Cela explique que les poteaux et les contreventements réagissent peut à la combinaison avec prise en compte de la charge thermique, car en plus de l'erreur sur le calcul, ils ont été dès le départ surdimensionnés. Par exemple dans le cas du contreventement horizontale avec une section de 2CAE 100x18 qui donne un ratio de 0.17 sous la combinaison $G+Q+1.2E_y$ dans cette exemple le contreventement ne travaille qu'à 17% se qui trop peut.

3.3.2 Modélisation et vérification du projet 02

La figure 61 représente la vue en 3D du nouveau modèle du hangar à 2 versants modélisé avec le logiciel Robot où il a été question ici aussi de reproduire l'intégralité de la structure avec les chargements déjà effectués et par la suite d'y injecté un gradient de 20°C.

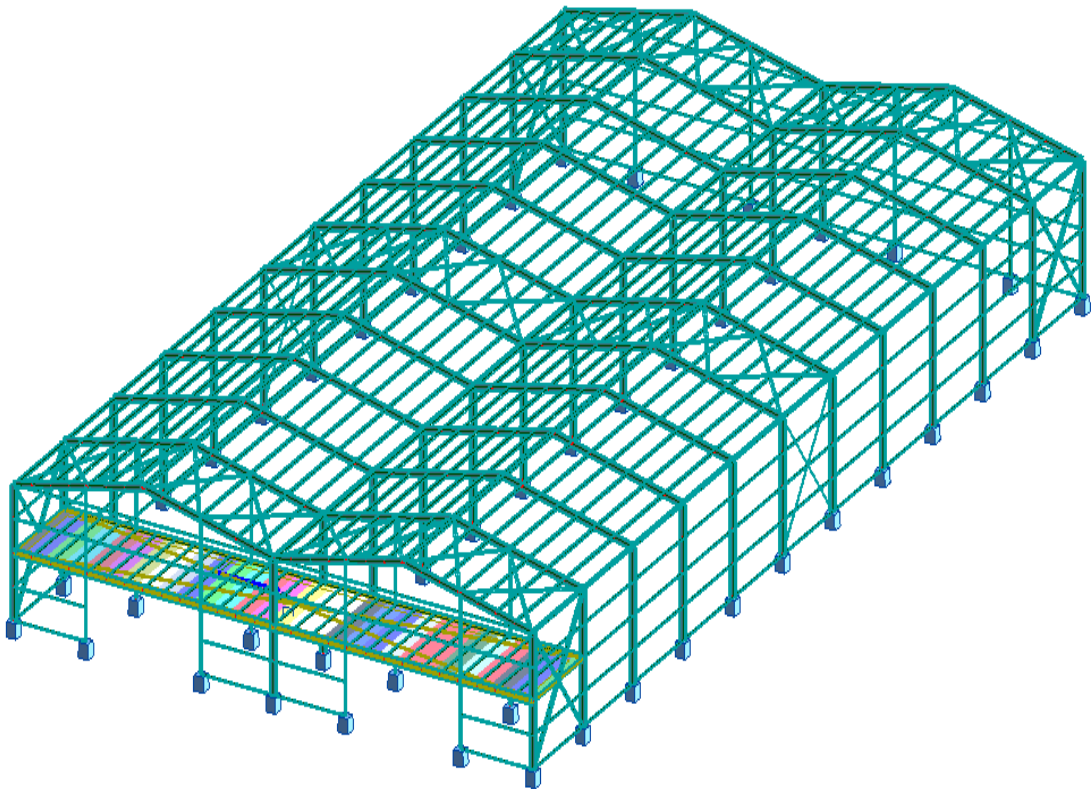


Figure 66: Modélisation en 3D du hangar avec prise en compte du chargement thermique.

Les résultats de calcul pour les deux études sont comparés encore ici dans les différents tableaux qui vont suivre :

Tableau 27: Comparaisons entre les différents résultats pour le hangar à 2 versants.

Eléments	Résultat des calculs préalablement effectués			Résultat avec des calculs prise en compte de la température	
	Section	Ratio max	Combinaison	Ratio max	Combinaison
Poteau	IPE400	0.64	1.35G+1.5Q	0.986	1.35G+1.5Q+0.8T
Traverse	IPE330	0.70	1.35G+1.5S	2.060	1.35G+1.5Q+0.8T
Poutre principale	IPE360	/	Non Disponible	2.736	1.35G+1.5Q+0.8T
Poutre secondaire	IPE200	/	Non Disponible	1.714	1.35G+1.5Q+0.8T
Solive	IPE200	/	Non Disponible	1.042	1.35G+1.5Q+0.8T
Panne	IPE180	/	Non Disponible	2.657	1.35G+1.5Q+0.8T
Poutre sablière	HEA100	/	Non Disponible	0.378	1.35G+1.5T+Q
Potelet	HEA400	/	Non Disponible	2.316	1.35G+1.5Q+0.8T
Lisse de bardage	UPN140	/	Non Disponible	0.858	1.35G+1.5Q+0.8T
CV horizontale	2 CAE 100x10	/	Non Disponible	2.407	1.35G+1.5Q+0.8T
CV verticale Int	CAE 100x10	/	Non Disponible	0.488	1.35G+1.5T+Q

Tableau 28: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le hangar à 2 versants.

Elément	Nombre d'éléments dans la structure	Nombre "N ^{br} " d'élément dans le de <u>Ratio</u> est :			
		Supérieur au <u>Ratio</u> initial		Supérieur à 1	
		N ^{br}	(%)	N ^{br}	(%)
Poteau	36	8	22.22	00	00
Traverse	48	46	95.83	34	70.83
Poutre principale	04	/	/	04	100
Poutre secondaire	03	/	/	01	33.33
Solive	26	/	/	26	100
Pannes	330	/	/	72	20.45
Poutre sablière	22	/	/	00	00
Potelet	12	/	/	08	66.67
Lisse de bardage	136	/	/	00	00
CV horizontale	96	/	/	52	54.17
CV verticale Int	08	/	/	00	00

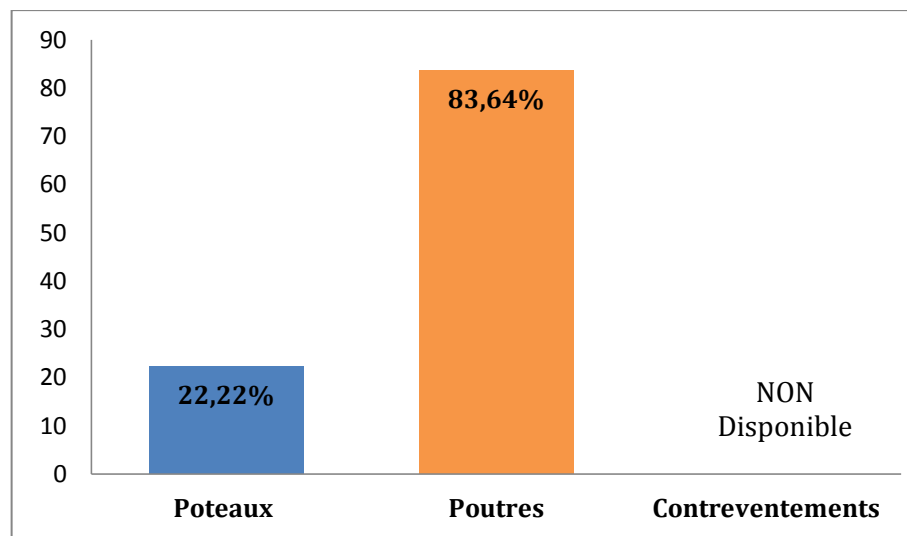


Figure 67: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du hangar à 2 versants.

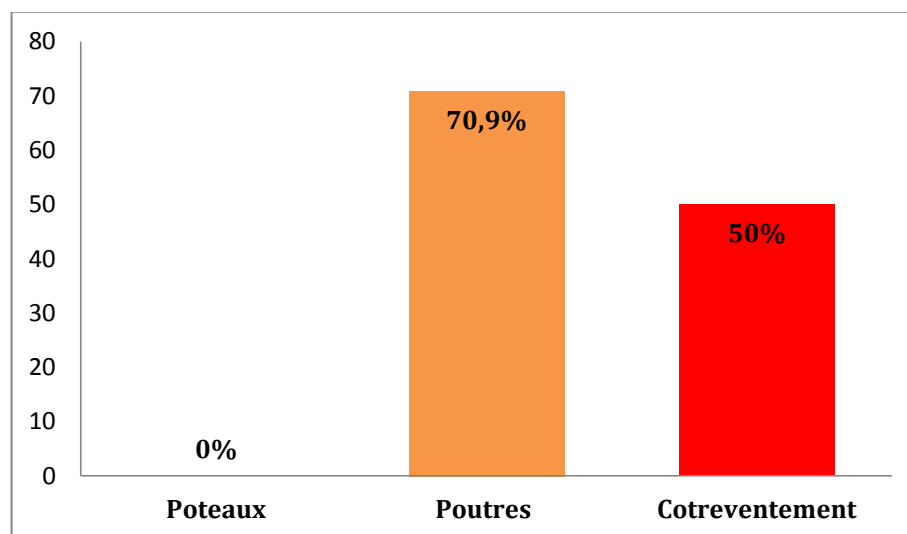


Figure 68: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du hangar à 2 versants.

Pour le hangar à deux versants, il est clairement visible que la majorité des sections ont été rejeté après vérification dans le calcul où il y a eu prise en compte du chargement thermique avec un ratio > 1. On constate également que seul les poteaux et traverses on fait l'objet de vérification dans les calculs présidents.

Les poutres restent l'élément présentant le plus grand pourcentage d'instabilité, à 70.9 % de poteaux rejeter (ratio > 1) suivit par le contreventement avec 50% d'élément rejeté.

En d'autre terme la combinaison avec charge thermique $1.35G+1.5Q+0.8T$ sollicite plus les éléments que $1.35G+1.5S$, donc dans ce cas la charge thermique est plus défavorable que la charge de la neige.

3.3.3 Modélisation et vérification du projet 03

La nouvelle modélisation du hangar à 1 versant est présentée dans la figure 64. Ce projet a également fait objet de chargement thermique avec un $\Delta T = 20^{\circ}\text{C}$. Après les différents calculs, nous comparons les nouveaux résultats aux précédents dans les tableaux qui suivent :

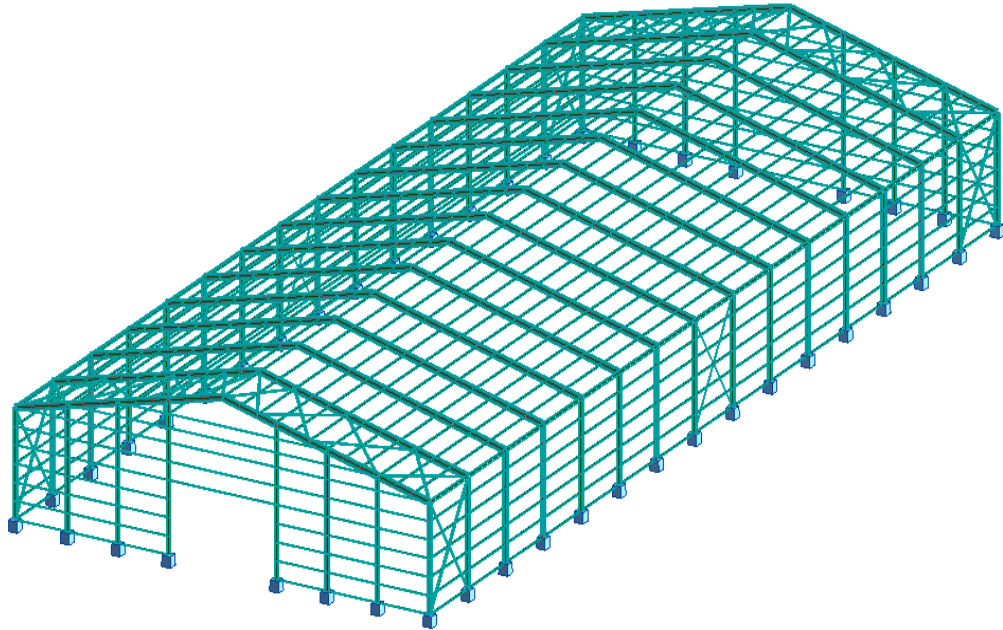


Figure 69: Modélisation en 3D du hangar avec prise en compte du chargement thermique.

Tableau 29: Comparaisons entre les différents résultats pour le hangar à 1 versant.

Eléments	Résultat des calculs préalablement effectués			Résultat avec des calculs prise en compte de la température	
	Section	Ratio max	Combinaison	Ratio max	Combinaison
Poteau	HEA340	0.89	1.35G+1.5S	1.323	1.35G+1.5Q+0.8T
Traverse	IPE500	0.78	1.35G+1.5S	2.537	1.35G+1.5Q+0.8T
Pannes	IPE140	0.97	1.35G+1.5S	1.251	1.35G+1.5Q+0.8T
Lisse long pan	UPN160	0.68	G+1.5Vd	0.642	1.35G+1.5T+Q
Lisse pignon	UPE140	0.73	G+1.5Vs	1.245	1.35G+1.5Q+0.8T
Poutre sablière	IPE270	0.23	G+1.5Vd	0.397	1.35G+1.5T+Q
Potelet	IPE330	0.88	G+1.5Vd	0.966	1.35G+1.5Q+0.8T
CV horizontale	2 CAE100x10	0.47	1.35G+1.5S	0.537	1.35G+1.5Q+0.8T
CV verticale Riv	2 CAE100x10	0.73	G+1.5Vd	2.790	1.35G+1.5T+Q
CV verticale Int	CAE100x10	0.88	G+1.5Vd	0.586	1.35G+1.5T+Q

Tableau 30: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le hangar à 1 versant.

Elément	Nombre d'éléments dans la structure	Nombre "N ^{br} " d'élément dans le de <u>Ratio</u> est :			
		Supérieur au <u>Ratio</u> initial		Supérieur à 1	
		N ^{br}	(%)	N ^{br}	(%)
Poteau	32	26	81.25	20	62.50
Traverse	32	32	100	28	87.50
Pannes	375	18	4.8	18	4.8
Lisse long pan	180	00	00	00	00
Lisse pignon	110	14	12.73	14	12.73
Poutre sablière	30	30	13.33	00	00
Potelet	12	4	33.33	00	00
CV horizontale	64	10	15.63	00	00
CV verticale Riv	16	8	50	8	50
CV verticale Int	08	00	00	00	62.50

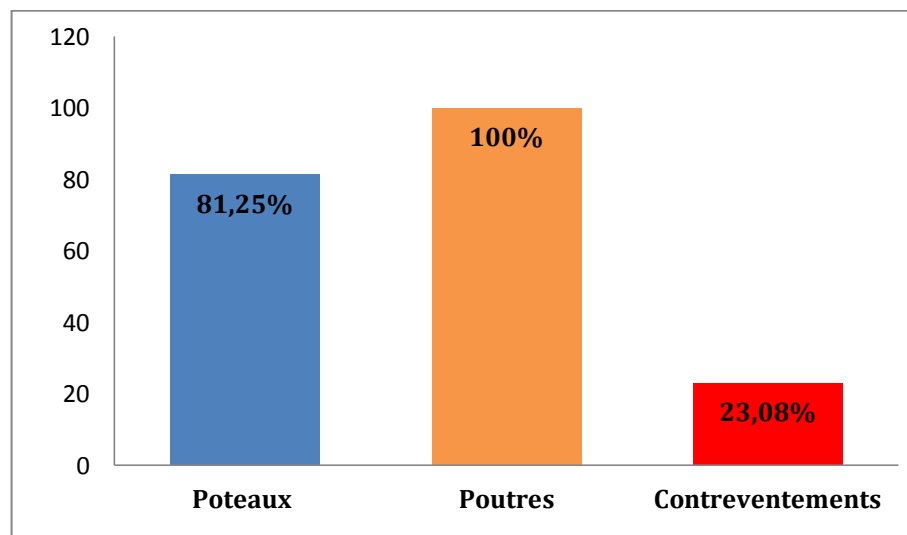


Figure 70: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du hangar à 1versant

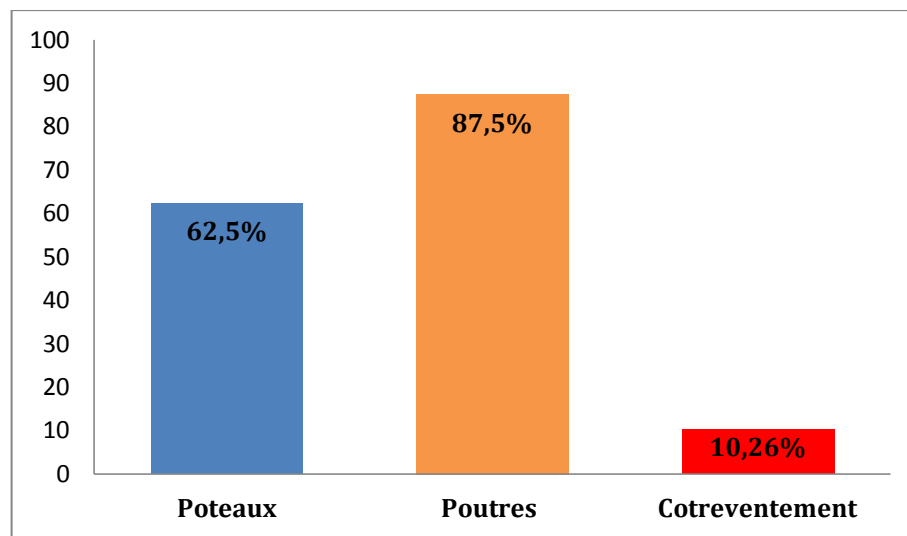


Figure 71: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du hangar à 1versant

Pour ce hangar, on remarque dès le premier coup d'œil que la majorité des sections sont rejetées sous la combinaison $1.35G+1.5Q+0.8T$. On peut conclure ici également que la combinaison avec charge thermique est plus défavorable que la combinaison avec charge du vent ou de la neige.

D'après la figure 66 les poutres sont rejeter à 87.5% et 62.5% des poteaux mais que seulement 10.26% des contreventements ne passe pas sous le chargement thermique, car ici aussi une sur dimension des éléments a été observé avec par exemple un ratio de 0.47 pour les contreventements.

3.3.4 Modélisation et vérification du projet 04

La figure 67 représente la vue en 3D du nouveau modèle du R+4 modélisé avec le logiciel Robot pour lequel nous avons encore appliqué en plus des charge déjà présentes dans l'étude antérieure un différentielle de température de 20°C.

Après lancement des calculs d'analyse et de vérification nous avons obtenus les nouveaux résultats avec la prise en compte de la température. Ces nouveaux résultats sont comparés aux précédents calculs effectués sans prise en compte de la charge thermique dans les tableaux qui suivent :

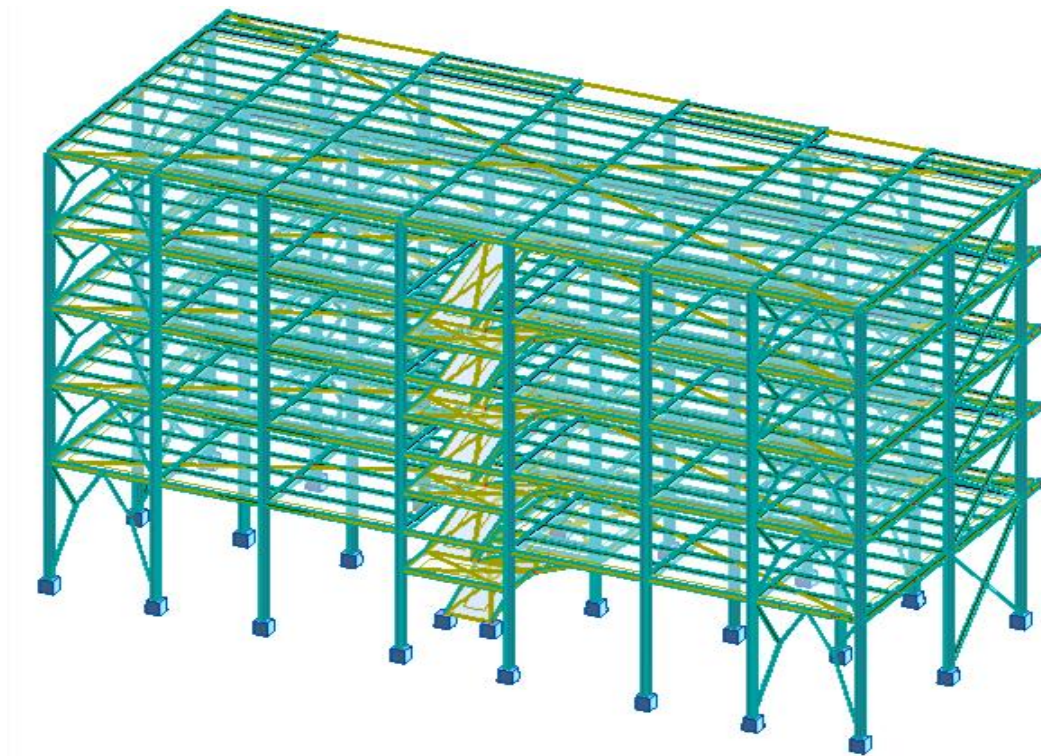


Figure 72: Modélisation en 3D du bâtiment avec prise en compte du chargement thermique

Tableau 31: Comparaisons entre les différents résultats pour le R+4.

Eléments	Résultat des calculs préalablement effectués			Résultat avec des calculs prise en compte de la température	
	Section	Ratio max	Combinaison	Ratio max	Combinaison
Poteau	HEA240	0.54	G+Q+1.2Ex	0.851	1.35G+1.5Q+0.8T
Poutre principal	IPE300	0.85	G+Q+1.2Ey	1.603	1.35G+1.5T+Q
Poutre secondaire	IPE200	0.66	G+Q+1.2Ex	0.822	1.35G+1.5T+Q
Solive	IPE140	0.49	ELU (non précisé)	2.376	1.35G+1.5Q+0.8T
CV en V inversé	2 CAE100x10	0.39	G+Q+1.2Ey	0.145	1.35G+1.5Q+0.8T
CV en X	2 CAE120x12	0.71	G+Q+1.2Ex	0.372	1.35G+1.5T+Q
Limon	UPN160	/	Non Disponible	0.885	1.35G+1.5T+Q
Poutre palière	UPN180	/	Non Disponible	1.084	1.35G+1.5Q+0.8T
Console	IPE160	/	Non Disponible	0.959	1.35G+1.5T+Q

Tableau 32: Evaluation du pourcentage d'instabilité de chaque élément pour le R+4.

Elément	Nombre d'éléments dans la structure	Nombre "N ^{br} " d'élément dans le de <u>Ratio</u> est :			
		Supérieur au <u>Ratio initial</u>		Supérieur à 1	
		N ^{br}	(%)	N ^{br}	(%)
Poteau	120	10	8.33	00	00
Poutre principal	82	42	51.22	24	29.27
Poutre secondaire	111	21	18.92	00	00
Solive	308	308	100	200	64.94
CV en V inversé	120	00	00	00	00
CV en X	40	00	00	00	00
Limon	26	/	/	00	00
Poutre palière	04	/	/	04	100
Console	40	/	/	00	00

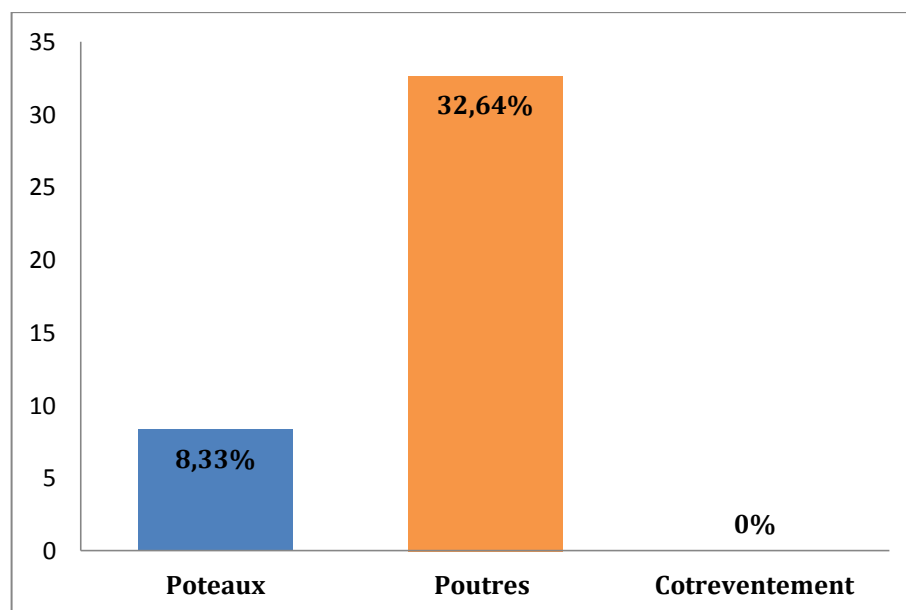


Figure 73: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial du bâtiment R+4

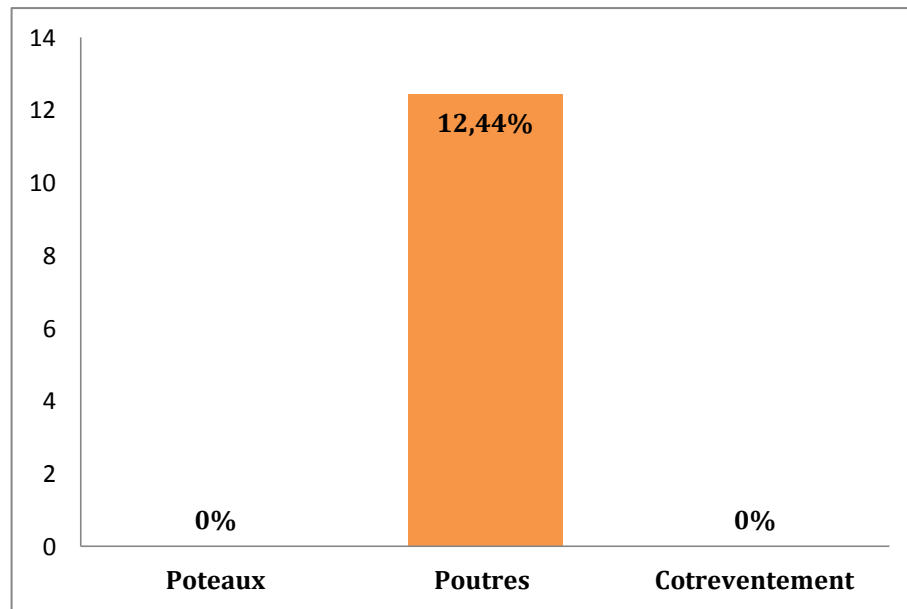


Figure 74: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > 1 du bâtiment R+4

Ici aussi on remarque que les combinaisons utiliser pour la vérification sont $G+Q+1.2E$ au lieu de $G+Q+E$ ou $0.8G\pm E$ comme dans le cas du bâtiment en R+1 avec sous-sol, il y a eu erreur dans le choix des combinaisons, induisant une surdimensionnement des éléments expliquant ainsi que seulement 12.44% des poutres soit rejeté et que les contreventements et les poteaux présentes un pourcentage de rejeté égale à 0%. Malgré ce surdimensionné dans tous les éléments, certains restes instables sous les combinaisons avec charge thermique.

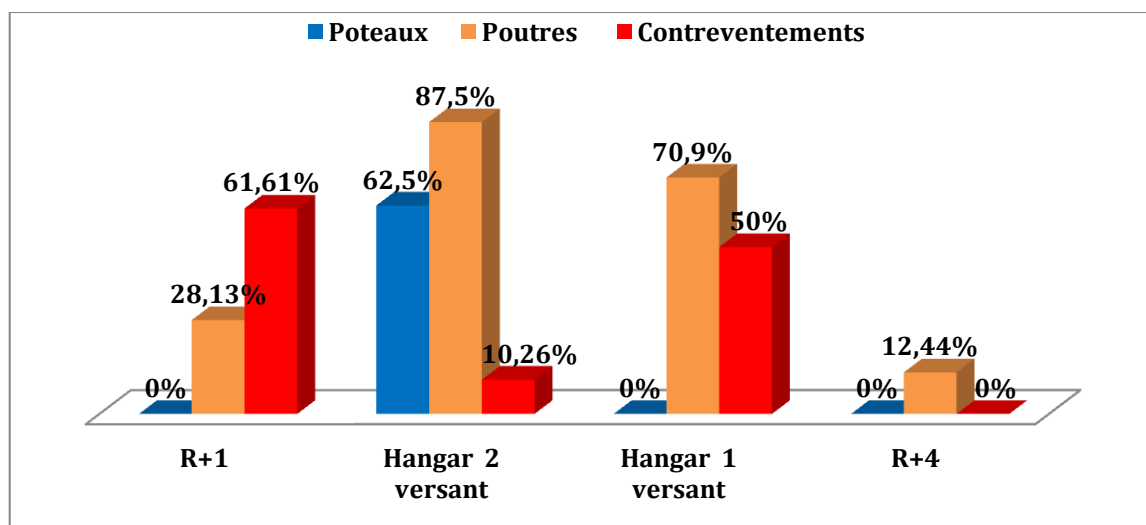


Figure 75: Pourcentages d'élément dans le de Ratio >1 pour chaque structure.

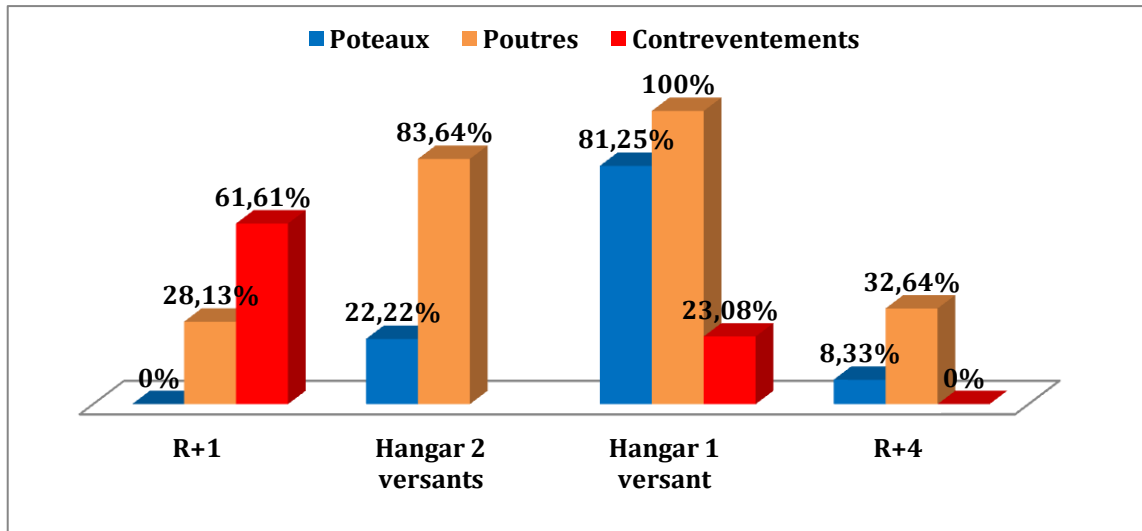


Figure 76: Pourcentages d'élément dans le de Ratio > Ratio initial pour chaque structure

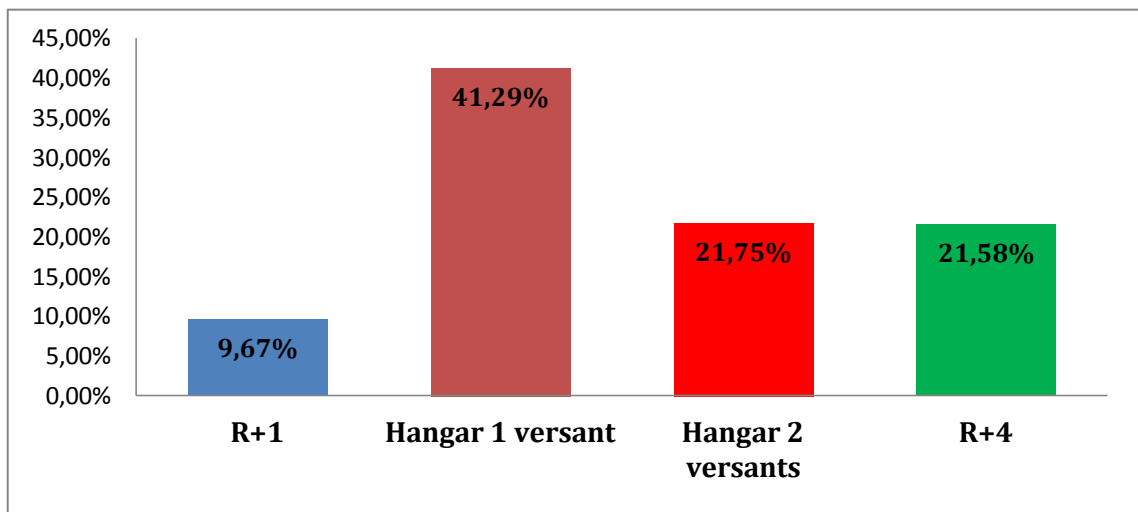


Figure 77: Pourcentages d'élément instable pour chaque structure.

D'après la figure 70, le hangar à deux versants présente l'ouvrage le plus instable ($R > 1$), nous supposant dans ce cas que cette instabilité est due en partie à la négligence dans l'étude, car seulement 2 types d'éléments dans la structure ont été vérifiés. Il faut dans un premier temps revoir les calculs et redimensionner les sections.

Le bâtiment présentant le plus d'instabilité après ce dernier est le hangar à un versant, confirment ici les conclusions faites précédemment : c'est-à-dire que les dilatations restreintes induisent de fortes contraintes, et que plus la portée est grande plus les contraintes augmentent. Dans ce cas de figure nous pouvons proposer de séparer la structure avec un joints de dilatation, qui divisera la structure en deux parties pour réduire la portée (48m+42m).

En troisième position on retrouve le R+1 avec sous-sol, ce bâtiment de petite portée a été trop rigidifié, le mieux serait de revoir la disposition des contreventements ou encore de changer complètement le type de stabilité.

Dans le cas du bâtiment en R+4 nous ne pouvons pas faire de comparaison concluante car il a été surdimensionné dans tous ces éléments.

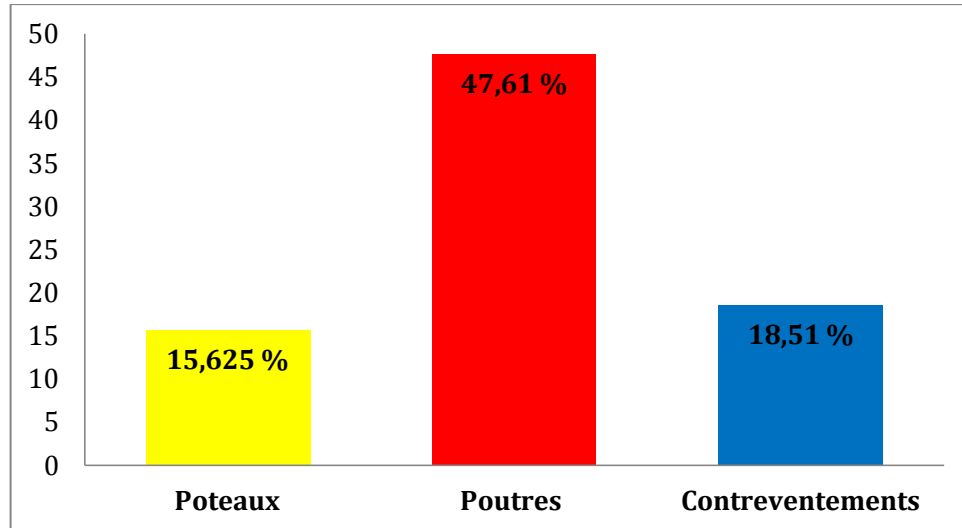


Figure 78: Pourcentage d'instabilité($R>1$) dans les éléments pour toutes les structures.

Pour montrer qu'elle est l'élément le plus touché par le chargement thermique, nous avons englobé dans la figure 73 les résultats de tous les calculs et ceux pour chaque éléments.

Nous pouvons constater par la suite que les éléments les plus touchés sont les poutres puis les contreventements et on dernier les poteaux.

Note : Parce que plusieurs facteurs et variables entre en jeu dans ces analyse, et on vue les quelques erreurs de dimensionnement effectuer dans les études précédentes. Les comparaisons dans ces analyses ne peuvent êtres spécifique, ou encore, on ne peut faire de lien précis entre les différents modèles.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire avait pour ambition de déterminer si le gradient thermique influe-t-il sur le dimensionnement d'une structure. Il a fallu dans un premier temps définir la notion même de dilatation thermique, puis au moyen de l'analyse par éléments finis, à l'aide du logiciel Robot. Nous concluons que la dilatation thermique impose des contraintes et des déplacements proportionnels, à la fois, à la différence de température, à la portée de la structure, mais également que le type et la position du contreventement sont très importants. Car procurant plus de rigidité à la structure, une dilatation restreinte provoque plus de contraintes, de ce fait des sections plus importantes pour stabiliser le système, et qui dit sections importantes, dit coûts élevés. Alors que ces contraintes peuvent en partie être absorbées par le billet de joint de dilatation, c'est pour cela que la disposition la plus recommandée est la disposition des systèmes stabilisés à chaque extrémité avec joint de dilatation. Ainsi le joint absorbera la dilatation thermique et les contreventements aux extrémités assureront la stabilité vis-à-vis des charges horizontales (séisme et vent).

Au cours de notre recherche nous avons constaté que dans les projets de fin d'études, option construction métallique. Réalisés depuis l'année 2014 par les étudiants du département de génie civil, 96.87% des mémoires consultés ont négligé l'effet du gradient thermique dans leurs études. Nous avons pu démontrer à l'issue de notre mémoire de fin d'étude qu'il est **primordiale** et même **obligatoire** de calculer et de vérifier, dans notre cas, les structures à ossature métallique, en incluant la charge thermique.

Ce travail de mémoire c'est fait pour des ossatures métalliques. Dans cette même perspective, il serait très intéressant d'étudier ce phénomène, pour d'autre type de structure.

BIBLIOGRAPHIE

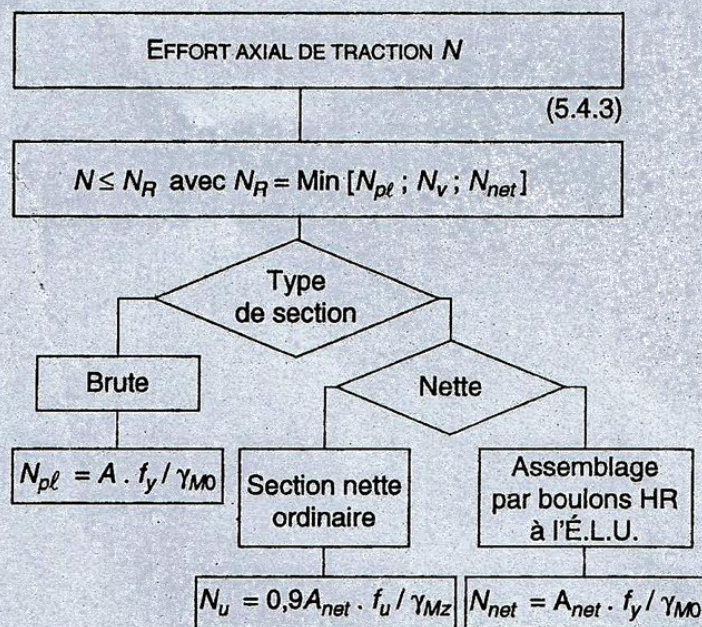
- [1]Archive du département de génie civil de l'université Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- [2]**Luc Tremblay**. La dilatation thermique. Collège Merici – Québec. Version 2016 b.
- [3]**BOREL J.** Application du règlement de la construction en Algérie. Définition des zones climatiques. Cahier du CSTB N° 57. Paris 1962.
- [4]**Jean-Pierre Michel. Gilbert Pitone**.Dilatation et contrainte thermique dans les solides. Le BUP n° 940 – union des professeurs de physique et de chimie – vol 106 – janvier 2012.
- [5]**CCM 97 : REGLES DE CONCEPTIONS ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER** – Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique
- [6]OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE. Climat en algérie – Wikipidia.
- [7]**Pr. Zamila HARICHANE**. Résistance des matériaux RDM II – Université Hassiba Benbouali de chlef.
- [8]**Valérie Lemaire**. Phase avant-projet : joint de dilatation dans les structures en Acier, Access Steel – EUROCCODES made easy – 2005.
- [9]**Ir Jacque Dehard**. Analyse des structures en acier 2, Institut Hense Gramme, Deh – 2009.
- [10]**Matthias**. NCCI : conception et calcul de systèmes de maintien dans le plan et hors plan pour des portiques, Access Steel – EUROCCODES made easy – 2006.
- [11]**R.M Lawson**. Phase avant projet : Resistance aux actions horizontales dans les bâtiments multi-étage à ossature en acier, Access Steel – EUROCCODES made easy – 2007.

- [12]Calcul pratique des structures métalliques – Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique – Office des publications universitaires.
- [13]Construction métallique et mixte acier-béton – Conception et mise en œuvre – Edition Eyrolles – Jouve, 18 rue Saint Denis.
- [14]REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003 – Centre nationale de recherche appliquée en génie parasismique
- [15]**MEROUANI Yahia, RAMTANI Hareb.** Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (1versant) – Encadreur : HADDI.I – Promotion 2016.
- [16]**DEROUICHE Lydia, OUZAICHE Moumene.** Etude d'un hangar en charpente métallique à usage de stockage (2versant) – Encadreur : LARABAT. Z – Promotion 2017.
- [17] **OUFELLA Samia, BOUYOUCHEF Leyla.** Etude d'un bâtiment R+1 avec sous-sol en charpente métallique à usage de stockage – Encadreur : HAZZAM Mustapha – Promotion 2015.
- [18]**MEDJANI Aissa, MALEK Abdelhak.** Etude d'un bâtiment R+4 en charpente métallique à usage d'habitation– Encadreur : MEZZIANI.B – Promotion 2016.

ANNEXE

Annexe 01 : Résistance de section sous effort axial de traction (N)

▷ Selon l'Eurocode 3



avec :

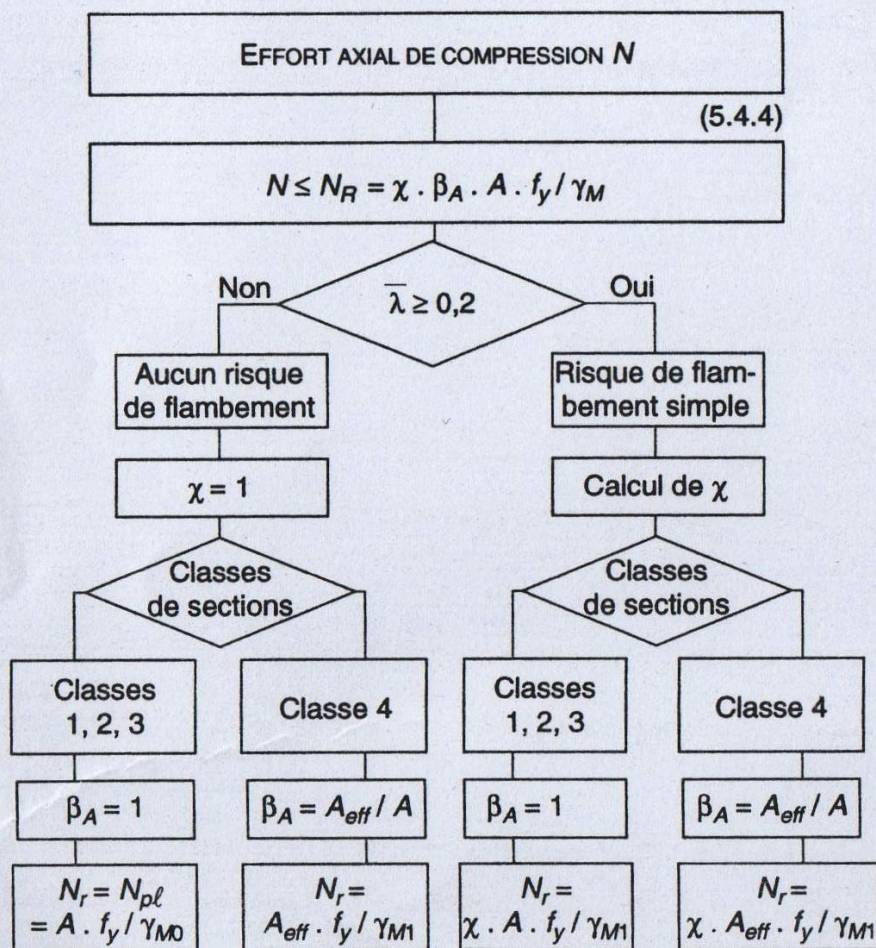
$N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (résistance plastique de la section brute)

$N_u = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$ (résistance ultime de la section nette au droit des trous de fixation)

$N_{net} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (résistance plastique de la section nette pour les assemblages par boulons précontraints à l'É.L.U.)

Annexe 02 : Résistance de section sous effort axial de compression (N)

▷ Selon l'Eurocode 3



avec :

Pour les sections de classe 1, 2 ou 3 :

$N_R = N_{pl} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ (résistance plastique de la section brute)

Pour les sections de classe 4 :

$N_R = N_0 = A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1}$ (résistance de calcul de la section brute au voilement local)

où A_{eff} = aire efficace de la section.

Résumé

L'objet de cette étude est l'analyse de l'influence du gradient thermique sur le dimensionnement d'une structure, elle est menée en utilisant des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis en modélisant différents types de structure où est intégré le chargement thermique.

Une étude analytique et comparative portant sur l'effet du gradient thermique dans une ossature métallique, l'influence de la longueur de la structure, ainsi que l'influence de la disposition et du type de contreventement.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'importance de la charge thermique appliquée à une structure.

Mots-clés : Gradient thermique, dimensionnement, modèles numériques, méthode des éléments finis, chargement thermique, ossature métallique, contreventement.

Abstract

The object of this study is the analysis of the influence of the thermal gradient on the dimensioning of a structure, it is conducted using numerical models based on the finite element method by modeling different types of structure where is integrated the thermal loading. An analytical and comparative study on the effect of the thermal gradient in a metal framework, the influence of the length of the structure, as well as the influence of the arrangement and the type of bracing. The results obtained made it possible to highlight the importance of the thermal load applied to a structure.

Keywords:

Thermal gradient, sizing, numerical models, finite element method, thermal loading, metal framing, bracing.