

Sommaire

Liste des figures.....	XI
Liste des tableaux.....	XVII
Liste des notations.....	XVIII

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

I. NOTIONS ET REVUE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
I.1 INTRODUCTION.....	4
I.2 NOTIONS.....	4
I.2.1 La réhabilitation.....	4
I.2.2 Entretien et maintenance.....	5
I.2.3 La rénovation.....	5
I.2.4 La conservation.....	5
I.2.5 La restauration.....	5
I.2.6 La consolidation.....	5
I.3 CONSOLIDATION DES DIFFERENTES STRUCTURES AVEC DE L'ACIER.....	8
I.3.1 Consolidation de structures en bois avec de l'acier.....	8
I.3.2 Consolidation de structures en béton armé avec de l'acier.....	10
I.3.3 Consolidation de structures en acier avec de l'acier.....	12
I.4 LES CARACTERISTIQUES DE L'ACIER DE CONSOLIDATION.....	14
I.5 LES ELEMENTS METALLIQUES UTILISES EN CONSOLIDATION.....	19
I.5.1 Les barres et les profils acier disponibles.....	19
I.5.2 Bacs en acier, parements métalliques et éléments d'ossature légères disponibles.....	19
I.5.3 Composants en acier pour la consolidation et la réhabilitation.....	20
I.5.4 Produits complémentaires de l'acier pour la réhabilitation et consolidation.....	21
I.6 EXEMPLES DE RENFORCEMENT DE BATIMENTS EN ALGERIE.....	21

I.6.1 Bâtiment de la banque nationale d'El Maleh.....	22
I.6.2 Restauration de la caserne «MILOUD».....	25
I.7 CONCLUSION.....	27
II. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	28
II.1 INTRODUCTION.....	29
II.2 HISTORIQUE.....	29
II.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	31
II.3.1 Description de la toiture.....	33
II.3.2 Description de la poutre centrale.....	34
II.3.3 Données géométriques de l'ouvrage.....	36
II.3.4 Localisation et données concernant le site.....	37
II.4 MATERIAUX UTILISE.....	37
II.4.1 Béton existant.....	37
II.4.2 Acier existant.....	38
II.5 DESCENTES DES CHARGES.....	38
II.5.1 La charge permanente.....	38
II.5.2 Surcharges d'exploitation.....	38
II.6 REGLEMENTS UTILISE.....	41
II.7 CONCLUSION.....	41
III. ANALYSE DE LA STABILITE DU BATIMENT.....	42
III.1 INTRODUCTION.....	43
III.2 ETAPES DE MODELISATION.....	43
III.2.1 Introduction.....	43
III.2.2 Poutre caisson.....	43
III.2.3 Toiture plissée.....	44
III.2.4 Poutres de rive.....	45

III.2.5 Poteaux principaux.....	46
III.2.6 Potelets métallique des façades.....	46
III.3 VERIFICATIONS DE LA STABILITE GENERALE.....	47
III.3.1 Structure existante avant travaux.....	47
III.3.2 Structure existante après dépose partielle de la façade.....	51
III.3.3 Récapitulatif des résultats.....	56
III.4 SYNTHESE.....	58
III.5 CONCLUSION.....	58
IV. RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE.....	59
IV.1 INTRODUCTION.....	60
IV.2 PROPOSITION DES SOLUTIONS DE RENFORCEMENT.....	60
IV.2.1 Reprise de la toiture à l'aide d'un portique en treillis sous la poutre de rive.....	60
IV.2.2 Reprise de la toiture en utilisant un portique en treillis sur la toiture.....	61
IV.2.3 Plancher métallique supportant la toiture du côté de la façade déposée	62
IV.3 MODELISATION DE LA STRUCTURE DE RENFORCEMENT.....	63
IV.3.1 Poteaux en treillis.....	63
IV.3.2 Poutre en treillis (Pratt).....	64
IV.4 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE RENFORCEMENT.....	64
IV.4.1 Le choix des sections.....	64
IV.4.2 Vérification de la résistance des éléments de la structure de renforcement.....	65
IV.4.3 Analyse de la structure après renforcement.....	73
IV.5 VERIFICATION DES ASSEMBLAGES.....	74
IV.5.1 Calcul de l'assemblage par soudure au niveau de la poutre en treillis.....	74
IV.5.2 Calcul de l'assemblage par soudure au niveau des poteaux en treillis.....	75
IV.5.3 calcul de l'assemblage par boulonnage au niveau des deux poteaux en treillis...	76
IV.6 PROGRAMME DE CONSOLIDATION.....	81

IV.7 TRAITEMENT DE LA FISSURE SUR LA POUTRE DE RIVE.....	81
IV.8 CONCLUSION.....	83
CONCLUSION GENERALE	84
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	85

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 : Photo d'une poutre en bois renforcée avec de l'acier.....	9
Figure 1.2 : Poutres en bois renforcées avec de l'acier.....	9
Figure 1.3 : Insertion de tôles en acier dans toiture en bois.....	9
Figure 1.4 : Contreventement en acier pour améliorer la résistance sismique de cadres en béton armé.....	11
Figure 1.5 : Consolidation d'un joint béton armé à l'aide de travers et de cornières.....	11
Figure 1.6 : Renforcement de sections en acier par soudage ou boulonnage d'éléments en acier.....	13
Figure 1.7 : L'acier discret.....	14
Figure 1.8 : Une grande quantité d'acier à recycler.....	15
Figure 1.9 : Rapidité de préfabriqué des éléments en acier.....	15
Figure 1.10 : Montage ou démontage d'un élément métallique.....	16
Figure 1.11 : Poutres alvéolaires.....	16
Figure 1.12 : Facilité de surélever une structure métallique.....	17
Figure 1.13 : La gamme de produits en acier disponible sur le marché.....	17
(a) : Profilés en H (b) : profilés en U (c) : profilés en L	
(d) : Profilés en C, H, et en I (e) : Profilé en T	
Figure 1.14 : Homogénéité et isotropie.....	18
Figure 1.15 : Diversités de formes architecturales sur une structure.....	18

Figure 1.16 : Différents profilés en acier utilisée dans la consolidation.....	19
Figure 1.17 : Exemples de rénovation avec des bacs en acier pour les toitures et façades....	19
Figure 1.18 : Palplanches pour la consolidation des ouvrages.....	20
Figure 1.19 : Tubes pétroliers sans soudure pour les micropieux et tirants.....	20
Figure 1.20 : Profilés H pour pieux battus et poteaux préfondés.....	20
Figure 1.21 : Chevilles mécaniques et chimique, mortier et mastic polyuréthane.....	21
Figure 1.22 : Plaques de plâtre.....	21
Figure 1.23 : Isolants (laine de verre et de roche, polystyrène expansées ou extrudés).....	21
Figure 1.24 : Vue côté Est du bâtiment de la banque nationale.....	22
Figure 1.25 : Vue côté Nord du bâtiment de la banque nationale.....	22
Figure 1.26 : Pathologies relevées sur le bâtiment.....	23
Figure 1.27 : Vues du système de renforcement de la structure : Portique interne.....	24
Figure 1.28 : Bloc dortoir de la caserne «Miloud» - Tlemcen.....	25
Figure 1.29 : Echafaudage de la façade pour rénover le mur extérieur.....	25
Figure 1.30 : Poutres principales ancrés aux murs porteurs.....	26
Figure 1.31 : Poutrelles métalliques reliées aux poutres.....	26
Figure 1.32 : Tôle nervurée métallique posée sur le quadrillage.....	27

Chapitre 2

Figure 2.1 : Photo de l'intérieur du stade (coté gymnase).....	31
Figure 2.2 : Photo de la piscine de palais des sports Maurice Thorez.....	31
Figure 2.3 : Coupe transversale sur Bassin et Gymnase.....	32

Figure 2.4 : Coupe longitudinale sur Bassin.....	32
Figure 2.5 : Coupe longitudinale sur Gymnase.....	32
Figure 2.6 : Schéma représentatif de la structure.....	33
Figure 2.7 : Section d'une onde de la couverture plissée en rive.....	33
Figure 2.8 : Section d'une onde de la couverture plissée à l'enracinement sur la poutre.....	34
Figure 2.9 : Structure principale (sans les façades).....	34
Figure 2.10 : Photo de la flèche prise par la toiture.....	35
Figure 2.11 : Photo des fissures constatées dans la poutre de rive.....	35
Figure 2.12 : Photo de la façade conservée (coté piscine).....	36
Figure 2.13 : Photo de l'étalement en sous face.....	36
Figure 2.14 : Localisation du palais des sports.....	37
Figure 2.15 : Zones de neige en France.....	40

Chapitre 3

Figure 3.1 : Modélisation de la poutre caisson.....	43
Figure 3.2 : Modélisation de la toiture plissée.....	44
Figure 3.3 : Modélisation de la toiture plissée après affinement des extrémités.....	44
Figure 3.4 : Section de la tôle plissée à l'encastrement avec la poutre-caisson.....	45
Figure 3.5 : Section de la tôle plissée aux extrémités.....	45
Figure 3.6 : Modélisation des poutres de rive.....	45
Figure 3.7 : Modélisation des poteaux principaux.....	46

Figure 3.8 : Modélisation des poteaux métalliques des deux façades.....	46
Figure 3.9 : Analyse de l'ouvrage avant la dépose partielle de la façade.....	47
Figure 3.10 : Déformations au niveau de la dalle.....	47
Figure 3.11 : Distribution des contraintes S11 au niveau de la dalle (fibre supérieur).....	48
Figure 3.12 : Distribution des contraintes S22 au niveau de la dalle (fibre supérieur).....	48
Figure 3.13 : Contraintes au niveau de la poutre caisson.....	49
Figure 3.14 : Contraintes au niveau des poteaux principaux.....	49
Figure 3.15 : Contraintes au niveau des poutres de rives.....	50
Figure 3.16 : Les efforts normaux au niveau des poutres de rives.....	50
Figure 3.17 : La flèche prise sur le côté de la façade déposée.....	51
Figure 3.18 : La flèche prise sur le côté de la façade non déposée.....	51
Figure 3.19 : Contraintes au niveau de la dalle du côté piscine.....	52
Figure 3.20 : Contraintes au niveau de la dalle du côté gymnase (avec S22).....	52
Figure 3.21 : Contraintes au niveau de la poutre caisson après enlèvement des poteaux.....	53
Figure 3.22 : Contraintes au niveau des poteaux principaux après enlèvement des poteaux.....	53
Figure 3.23 : Contraintes au niveau de la poutre de rive (façade déposée).....	54
Figure 3.24 : Contraintes au niveau des poutres de rives.....	54
Figure 3.25 : Efforts normaux pour les potelets métalliques (façade déposée).....	55
Figure 3.26 : Efforts normaux pour les potelets métalliques (façade non déposée).....	55

Chapitre 4

Figure 4.1 : Modélisation de la première solution.....	60
Figure 4.2 : Flèche prise par la toiture après renforcement.....	61
Figure 4.3 : Modélisation de la deuxième solution.....	61
Figure 4.4 : Flèche prise par la toiture après renforcement.....	62
Figure 4.5 : Modélisation de la troisième solution.....	62
Figure 4.6 : Modélisation du portique.....	63
Figure 4.7 : Modélisation de la poutre en treillis du portique.....	63
Figure 4.8 : Modélisation des poteaux en treillis du portique.....	64
Figure 4.9 : Tube carré 300x300x16 et 180x180x10.....	65
Figure 4.10 : Photo d'un tube carré.....	65
Figure 4.11 : Dessin de la position des boulons sur TEKLA.....	76
Figure 4.12 : Dessin de la position des boulons sur AutoCAD.....	77
Figure 4.13 : Coupe de l'assemblage (Tube 300x300x16)......	78
Figure 4.14 : Coupe de l'assemblage (Tube 180x180x10)......	79
Figure 4.15 : Schéma des fissures constatées dans la poutre de rive.....	81
Figure 4.16 : Sondage au marteau.....	82
Figure 4.17 : Elimination de la rouille.....	82
Figure 4.18 : Application du produit anticorrosion.....	82
Figure 4.19 : Humidification des armatures.....	82
Figure 4.20 : Application du mortier.....	82



Liste des tableaux

Tableau 1.1	: Matrice de compatibilité (matériaux de consolidation/structure endommagée).....	5
Tableau 2.1	: Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360.....	38
Tableau 2.2	: Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.....	38
Tableau 2.3	: Coefficients de forme – Toitures à un versant.....	39
Tableau 2.4	: Valeurs caractéristique de la charge de neige et action accidentelle.....	40
Tableau 2.5	: Règlements techniques utilisés.....	41
Tableau 3.1	: Comparaison des résultats avant et après dépose de la façade.....	56
Tableau 4.1	: Caractéristiques des tubes carrés 300x16 et 180x10.....	65
Tableau 4.2	: Efforts et moments des profils creux dans la poutre à treillis.....	66
Tableau 4.3	: Efforts et moments des profils creux dans les poteaux en treillis.....	70
Tableau 4.4	: Comparaison des résultats avant et après consolidation.....	73

Liste des notations

Majuscules latines :

- A** : Section brute d'une pièce.
- B** : Largeur totale.
- C_e** : Coefficient d'exposition, qui prend en général la valeur 1,0.
- C_t** : Coefficient thermique, qui prend en général la valeur 1,0.
- E** : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5 \text{MPa}$).
- G** : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000 \text{MPa}$)
- G** : Charge permanente.
- H** : Hauteur totale
- I** : Moment d'inertie.
- L** : Longueur.
- M** : Masse.
- M** : Moment de flexion.
- M_{sd}** : Moment fléchissant sollicitant.
- N** : coefficient de poisson.
- N_d** : L'effort normale.
- N_{sd}** : Effort normal sollicitant.
- R_s** : Résistance ultime de la section de contact.
- R_w** : Résistance ultime de la section de la gorge.
- S** : Charges de neige.

- S_A : Charge accidentelle.
- S_k : valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol.
- S_1 : Majoration pour faible pente.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.

Minuscules latines :

- a : Epaisseur du cordon de soudure.
- a_{max} : Section maximale.
- a_{min} : Section minimale.
- b : Largeur d'une pièce.
- f : La flèche.
- f_{bu} : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU).
- f_{c28} : Résistance à la compression à 28 jours.
- f_{t28} : Résistance à la traction.
- f_{UE} : Résistance à la traction du métal de soudure = 360 MPa
- f_y : limite d'élasticité de l'acier des pièces assemblées = 235 MPa
- h : Hauteur d'une pièce.
- i : Rayon de giration.
- l : Longueur du cordon d'angle considéré.
- l_f : Longueur de flambement.
- t_f : Epaisseur d'une pièce.

Minuscules grecques :

α : Facteur d'imperfection.

β_{my} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

γ_{m1} : Coefficient de sécurité =1,1

μ_i : coefficient de forme de la charge de neige.

λ : Elancement réduit pour le mode de flambement à considérer.

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte de compression limite de service.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

INTRODUCTION GENERALE

L'apparition de désordres au niveau d'une structure, l'agrandissement d'un bâtiment, l'instabilité du sol, l'apparition de fissures dans les murs, l'affaissement au niveau des toitures... les pathologies sont nombreuses et leurs impacts sur l'environnement peuvent être dévastateurs, ces situation nécessitent souvent la consolidation d'un ouvrage.

Dans le secteur de la construction que ce soit en Algérie ou en France ou autres pays, il est nécessaire de préserver les constructions existantes, lorsqu'il y'a apparition d'anomalies il faut faire appel à la réhabilitation, contrairement à une époque passée où l'on faisait que démolir la structure comme solution à son vieillissement. De nos jours les concepteurs n'hésitent plus à pratiquer cette méthode.

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil à l'université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen , l'étudiant est amenés à réaliser un projet de fin d'études afin de clôturer toutes les années de facultés et en même temps obtenir un diplôme pour qu'il puisse appliquer toutes les connaissances acquises au cours de sa formation tout le long de sa carrière professionnelle

Notre projet de fin d'études a pour thème : **la consolidation de la toiture du palais des sports « Maurice Thorez » de Nanterre, France.**

Puisque le palais des sports « Maurice Thorez » est devenu exigüe, les Nanterriens requièrent l'extension de la structure afin de répondre à une plus grande affluence en périodes des festivités sportives, l'une de ses façades a été déposée, ce qui a engendré une flèche au niveau de la toiture.

L'objectif est donc de procéder à un diagnostic des structures porteuses, et de vérifier la stabilité de l'ouvrage, afin de pouvoir concevoir une solution de renforcement en acier pour permettre à la structure un fonctionnement sans façade.

Ce mémoire est structuré en quatre chapitres dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Après l'introduction générale, le premier chapitre regroupe des notions et une revue bibliographique sur la réhabilitation et la consolidation des structures ainsi que quelques exemples sur les différentes structures consolidées en Algérie.

Ensuite vient le deuxième chapitre qui concerne la présentation du palais des sports « Maurice Thorez », son historique, les descriptions de tous les éléments qui le constituent et la détermination de la descente de charge de la toiture.

Dans le troisième chapitre, se fera une analyse de la stabilité de l'ouvrage en commençant par la modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000, puis une comparaison de résultats de contraintes et flèches se fera afin de prouver que la façade déposée était une structure porteuse.

Le quatrième chapitre exposera la consolidation de la structure; c'est-à-dire le choix de la solution à la structure endommagée qui puisse répondre à toutes les exigences architecturales et qui est rapide à mettre en œuvre afin de permettre l'extension du palais des sports.

Et enfin ce travail est achevé par une conclusion générale qui synthétisera tout ce qui a été fait et tous les résultats obtenus.

CHAPITRE I :

**NOTIONS ET REVUE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA
REHABILITATION ET CONSOLIDATION DES
STRUCTURES**

I.1 INTRODUCTION :

Depuis plusieurs décennies, de nombreuses activités ont été développées dans le secteur de la construction pour préserver et protéger les constructions existantes. Par ailleurs, il est indispensable de bien connaître l'existant, d'être réactif et de mesurer l'enjeu véritable de chaque opération envisagée (MAZZOLANI, 2008).

I.2 NOTIONS :

Il existe plusieurs interventions de réhabilitation, de maintenance, de rénovation, de conservation, de restauration et de consolidation. Dans cette partie on va définir toutes ces techniques afin de pouvoir faire la différence entre chacune d'elles.

I.2.1 La réhabilitation :

Désigne un ensemble d'actions en vue de récupérer et d'améliorer un local, un bâtiment, ou un lieu en l'adaptant à un usage de confort moderne.

L'objectif consiste à éliminer les anomalies accumulées au cours du temps, à moderniser installations, équipements et organisation des espaces, améliorant ainsi son fonctionnement. Elle peut être classée en trois catégories :

- La réhabilitation légère : touche les enduits, le nettoyage, le remplacement de la menuiserie.
- La réhabilitation moyenne : concerne l'amélioration du confort acoustique, réfection d'électricité et des peintures.
- La réhabilitation lourde : insiste à renforcer la structure ou la remplacer complètement.

En l'espace de 30ans, la façon de réhabiliter une structure a connu un grand progrès dans le domaine de la construction, pour des raisons multiples; l'acte de rénover est devenu en une trentaine d'années, une discipline à part entière de l'acte de construire.

La décision de réhabiliter peut être emportée sur plusieurs critères (économiques, patrimoniaux ou sociaux), contrairement à une époque passée où l'on faisait que démolir la structure comme solution à son vieillissement.

De nos jours les concepteurs n'hésitent plus à pratiquer cette méthode, il s'agit donc d'avoir une intervention respectueuse sur le bâti existant désaffecté pour lui donner une nouvelle vie sans enchevêtrer l'histoire et la culture d'une époque qui comprend l'ancienneté, la rareté et la beauté; et c'est en sollicitant des techniques de plus en plus élaborées (Constructalia, 2016).

I.2.2 Entretien et maintenance :

Programme d'actions techniques et administratives permettant de maintenir le bien en conditions fonctionnelles satisfaisantes, en luttant contre leur vieillissement et leur usure naturelle, sans changer la performance qu'ils peuvent offrir.

Il peut y avoir une maintenance préventive qui est un entretien préalable des biens, ou bien corrective en attente que ça casse pour réparer.

I.2.3 La rénovation :

Englobe les actions qui s'affrontent à un tissu urbain endommagé, et qui voit sa condition améliorée, en l'éliminant pour le remplacer par une occupation nouvelle et actuelle, attribuant à la zone une nouvelle structure urbaine et fonctionnelle après sa démolition qui fait différer la rénovation de la restauration.

I.2.4 La conservation :

Englobe l'ensemble des opérations destinées à prolonger le temps de vie d'un bâtiment. Elle implique la prise de mesures destinées à sauvegarder et à empêcher la dégradation, y compris les opérations de maintenance nécessaires au bon fonctionnement de toutes les parties et éléments d'un édifice.

I.2.5 La restauration :

Englobe l'ensemble des actions nécessaires à la conservation d'un édifice et à la récupération de son image qu'il s'agisse de sa conception originale ou du moment historique où il a atteint son apogée, en maintenant la plus grande fidélité possible aux techniques et matériaux de construction de l'époque (MAZZOLANI, 2008).

I.2.6 La consolidation :

Pour procéder à la consolidation, une sélection très prudente de nouveaux matériaux est faite en fonction des caractéristiques des anciens matériaux, le problème du choix peut être analysé avec une matrice, comme le montre ce tableau.

		NOUVEAUX MATERIAUX MIXTES – Matériaux de consolidation				
		Acier	Béton	Maçonnerie	Bois	FRP
Structure Endommagée	Acier	++				+
	Béton	++	+			+
	Maçonnerie	++	+	+	+	+
	Bois	++			+	+

Tableau 1.1 : Matrice de compatibilité des matériaux de consolidation avec les structures endommagées (MAZZOLANI, 2008)

Les anciens matériaux représentent « le malade » qui sont l'acier, le béton, la maçonnerie et le bois; et les nouveaux matériaux représentent le « remède » qui sont acier, béton, maçonnerie, bois et les polymères renforcées de fibre de verre (FRP).

Il est nécessaire de sélectionner la combinaison la plus favorable parmi toutes celles présentées dans la matrice.

- La maçonnerie est utilisée comme remède que pour les structures endommagées en maçonnerie particulièrement pour améliorer la résistance sismique.
- Le béton est utilisé pour les constructions en béton et en maçonnerie et comme et il est utilisé aussi en particulier pour l'amélioration de la résistance sismique.
- Le bois peut être adopté pour les structures endommagées en maçonnerie et en bois.
- Les systèmes de consolidation associant des matériaux composite polymères et fibres textiles (FRP) sont très récents et connaissent un développement important dans le domaine de la construction, alors que leur durabilité n'a actuellement pas de preuves suffisantes.
- L'acier est compatible avec tous les autres matériaux, son utilisation pour la consolidation est très répandue et rencontre un grand succès pour les monuments et pour les bâtiments standards en maçonnerie en béton armé en bois et en acier.

Après une analyse d'exemples pratiques dans le monde entier, du simple remodelage de façades ou restructurations profondes et dans le cas des monuments historiques, les structures en acier donnent les conditions strictes pour élaborer une restauration. L'utilisation de structures métalliques permet de répondre aux exigences compliquées essentiels aux différentes étapes du développement de consolidation de la structure (MAZZOLANI, 2008).

- **Les niveaux de consolidation :**

Peter Rice disait que : « La performance technique, ce n'est pas lorsque vous aurez rajouté le dernier élément possible à votre structure mais, au contraire, lorsque vous aurez enlevé le dernier composant inutile de celle-ci. Il existe alors une impression de pureté structurelle qui engendre pour le profane l'apparence d'une grande simplicité! » (Constructalia, 2016).

Cette citation nous renvoie à l'usage à bon escient de la matière. Il est utile lorsque l'on renforce des éléments de structure de bien savoir là où la matière ajoutée est le plus judicieusement efficace, là où elle va produire tout son potentiel.

Les structures historiques, en raison de leur histoire souvent complexe, nécessitent la mise en œuvre d'études et de projets suivant des phases précises, comme dans la médecine : l'anamnèse, la thérapie et le contrôle.

A chaque phase correspond la recherche appropriée pour la collecte des données et des informations pour identifier les causes des désordres, pour déterminer le choix des mesures à prendre, et pour contrôler ensuite leur efficacité. Afin que l'impact sur le patrimoine soit minimal il faut employer les ressources disponibles d'une manière rationnelle. Il est généralement nécessaire que ces étapes se succèdent dans un processus itératif.

On peut distinguer plusieurs niveaux de consolidation structurelle d'un bâtiment :

1.2.6.1 La préservation :

Lorsqu'il y a apparition d'une malfaçon ou de désordres au niveau d'une structure il faut agir rapidement en commençant par assurer une certaine sécurité à la fois pour le public et pour le site en même temps, cette tâche permet d'éviter l'effondrement de la structure en utilisant un ensemble de mesures provisoires et urgentes comme des systèmes d'échafaudages ou bien des structures lourdes (profilés soudés ou boulonné) ou légères (section creuse) en acier. Exemple :

- Pour protéger une structure contre les intempéries lors d'une réhabilitation on place un toit provisoire.
- Après un sinistre comme par exemple un tremblement de terre, plusieurs façades de bâtiment sont supportées par des échafaudages provisoires en acier.

1.2.6.2 La réparation :

Cette consolidation comprend une série d'opérations définitives lorsque les dégâts sont minime, cela ne nécessite pas un renforcement important au niveau de la structure mais consiste à améliorer le comportement des structures en maçonnerie, en béton armé et en bois en entretenant les points les plus dégradés pour ne pas mettre en danger leur usagers.

1.2.6.3 Le renforcement :

Ce procédé permet de protéger durablement la structure et a l'avantage d'être exécutés à différents niveaux. Cette tâche se fait en intégrant de nouveaux éléments aux éléments existants. Les différents procédés vont d'une simple amélioration à un renforcement.

Le travail de renforcement est exigé quand la structure est soumise à de fortes contraintes et est située dans une zone sismique, et les travaux d'amélioration se font lorsqu'il est nécessaire de supprimer des défauts de conception ou d'exécution

1.2.6.4 La restructuration :

Cette opération consiste à modifier partiellement ou totalement les dimensions volumétriques d'une structure en changeants les caractéristiques du bâtiment avec une extension de ce dernier (MAZZOLANI, 2008). On peut avoir 4 types de restauration :

- Enucléation : Consiste à conserver les façades d'une structure et à modifier l'intérieure en remplaçant par de nouvelles structures.
- Insertion : L'ajout de nouvelles structures pour gagner plus de surface utile comme l'ajout des planchers intermédiaires et des mezzanines.
- Addition : l'addition horizontale qui se fait en introduisant des volumes latéraux le long de la structure et verticale en agrandissant le bâtiment en hauteur.
- Allègement : Qui est une action nécessaire pour diminuer les charges pesantes sur la structure en supprimant les niveaux supérieurs par exemple le remplacement du plancher en bois lourd par un matériau léger qui est la poutrelle en acier.

I.3 CONSOLIDATION DES DIFFERENTES STRUCTURES AVEC DE L'ACIER :

I.3.1 Consolidation de structures en bois avec de l'acier :

Souvent les toitures et les planchers des structures anciennes sont réalisés en bois, avec le temps l'humidité, les variations de températures, les champignons ainsi que les parasites attaquent le bois et cela induit à sa détérioration et cause beaucoup de dégâts comme:

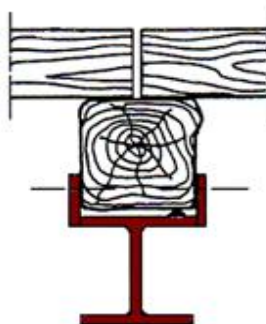
- La dégradation de l'état du bois dont le pourrissement de ces éléments (planchers, toitures).
- Les fissures.
- La perte de solidité.

Dans ces cas-là, il faut commencer par l'étaiyage de la structure, le nettoyage des dégradations et le traitement des pourritures puis plusieurs méthodes de consolidation sont nécessaire (Constructalia, 2016).

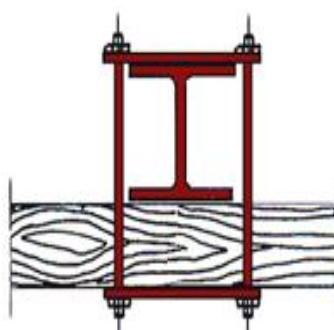
Solutions :

- L'insertion de nouveaux éléments en acier soit en :

Dessous la poutre : Le glissement d'une poutrelle pour soutenir la poutre existante.



Dessus de la poutre : renfort par suspente accrochée à des profils I ou H perpendiculaires.



Ce qui donne un système mixte (bois-acier) solide et rigide assemblé par des tirants ou goujons et qui permet d'améliorer la capacité portante.

- Adjonction des profilés en acier non seulement pour renforcer les structures détériorées et pourries mais aussi pour supporter les accroissements des charges.

- Renfort d'une poutre en bois aux appuis.



Figure 1.1 : Photo d'une poutre en bois renforcée avec de l'acier

- Le renforcement de poutres par moilage de profilés en acier U, I ou H.

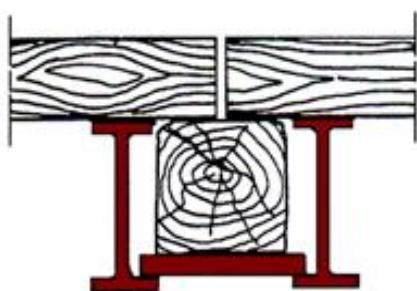


Figure 1.2 : Poutres en bois renforcées avec de l'acier

- Remplacement des charpentes en bois par des charpentes métalliques : insertion des tôles d'acier sur les joints ou bien remplacement de l'intégralité de la charpente en bois par un nouveau toit en acier (MAZZOLANI, 2008).

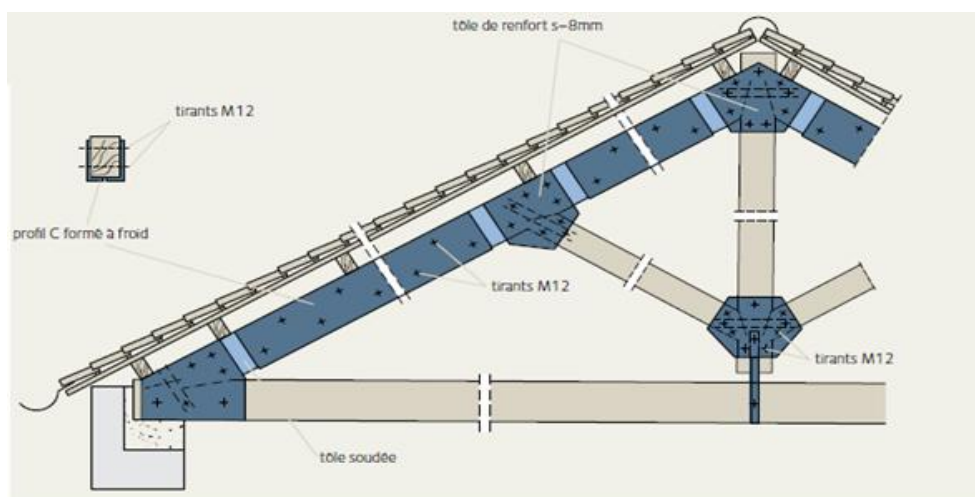


Figure 1.3 : Insertion de tôles en acier dans toiture en bois

I.3.2 Consolidation de structures en béton armé avec de l'acier :

Sur les structures en béton armé apparaissent des signes de désordre qui sont généralement due aux conditions climatiques, au retrait lors du durcissement du béton, au déplacement ou retraitement de coffrage, ou à la ségrégation du béton frais. Ces dégâts peuvent aussi avoir comme causes: la nature des différents constituants, la composition du béton et le mode de sa mise en œuvre, l'augmentation des charges d'exploitation et enfin l'âge du béton.

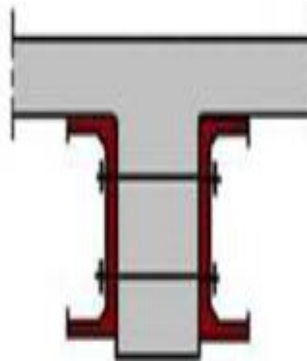
Les planchers en béton peuvent aussi connaître des dégradations d'enrobage et d'armature suite à la corrosion ou parfois l'incendie, ou des erreurs de calculs commises lors de la conception et de l'exécution. Et parmi les désordres les plus connu on note :

- Les fissures.
- L'effondrement (écroulement de la structure).
- L'affaissement (abaissement d'une surface).
- Les désagréations (décomposition d'une ou plusieurs parties de la structure).
- Les épaufrures ce qui peut induire a la mise à nu de l'acier et par conséquent la corrosion des armatures.

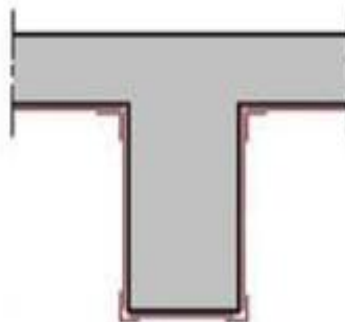
Grace à l'utilisation de l'acier qui est facile à mettre en œuvre et est flexible en même temps, on peut renforcer les structures faites en béton armé (Constructalia, 2016).

Il existe plusieurs solutions :

- Le renfort moisé par profilés U ou C en PRS.



- Le collage de plaques de tôles pour renforcer la section d'une poutre.



- L'intégration des étrésoillons en acier au cadre en béton armé (MAZZOLANI, 2008).

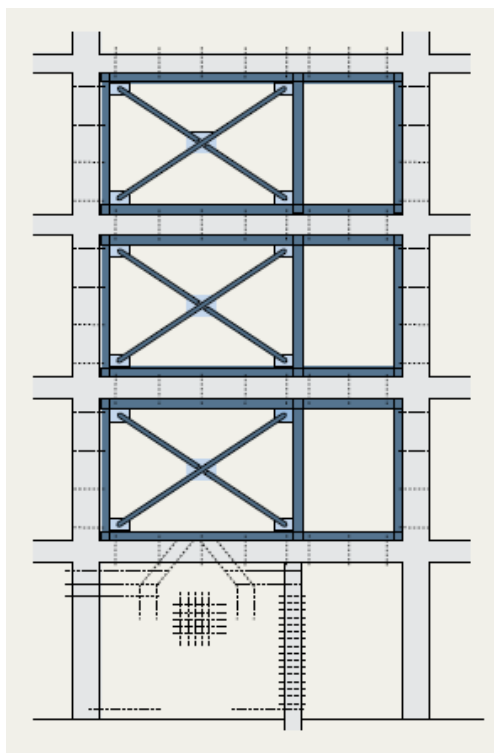


Figure 1.4 : Contreventement en acier pour améliorer la résistance sismique de cadres en béton armé

- L'utilisation des cornières et traverses en les fixant autour des éléments en béton armé (MAZZOLANI, 2008).

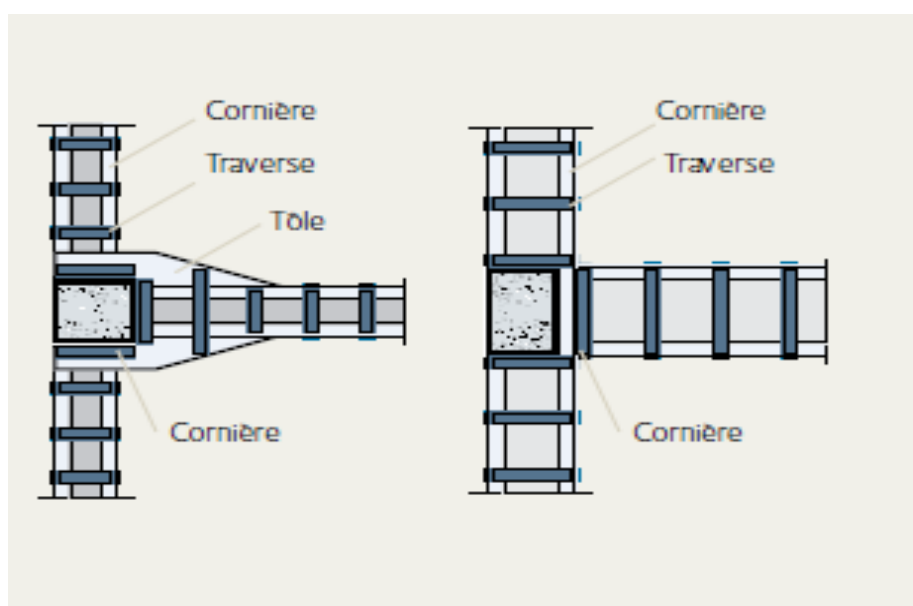
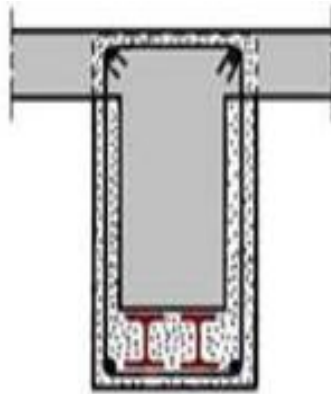


Figure 1.5 : Consolidation d'un joint béton armé poutre/poteau à l'aide de travers et de cornières

- Le raccordement de poutrelles en béton armé à des tôles en acier.
- Le renforcement par encaissement de profilé I ou H.



Les tirants, les boulons, les soudures ou même la colle sont utilisés pour assembler les profilés en acier avec les structures en béton armé.

Il existe encore d'autres méthodes de renforcement comme le béton projeté, les résines synthétiques, le moilage (cas de trémie), renforts par encaissement de profilés ou collage de tôle minces (pour les tabliers de pont en béton armé, mais ces solutions ne donnent pas un degré complémentaire de stabilité). La consolidation avec de l'acier est également une solution performante de renfort et est très appréciée, car il offre une flexibilité et une facilité de mise en œuvre tout à fait pratique.

I.3.3 Consolidation de structures en acier avec de l'acier :

Pour prévoir une consolidation d'une structure métallique, il est recommandé d'utiliser l'acier car cela est plus simple puisque les techniques d'assemblage sont pareilles à celles qui existent déjà dans la structure.

Les causes qui peuvent pousser à renforcer une construction métalliques sont différentes : tempêtes, poussières, débris transportés par le vent, semelles de faibles épaisseurs, contraintes d'efforts répétés qui sont égales ou inférieures aux contraintes admissibles.

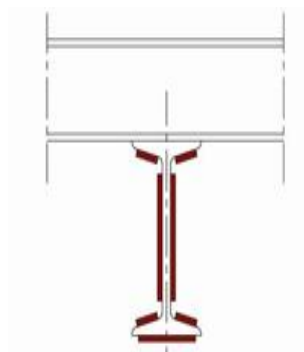
Les dégâts causés :

- Corrosion.
- Abrasion.
- Glissement dans les joints.
- Effort de fatigue.
- Effort d'impact.
- Déformation de l'ouvrage.
- Rupture d'une partie de l'ouvrage.

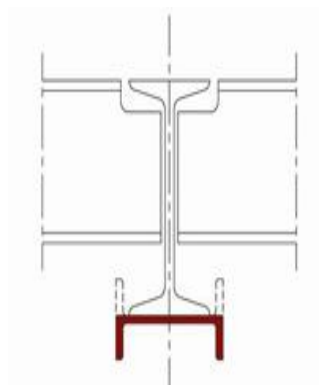
Pour renforcer n'importe quelle partie de l'ouvrage il faut commencer par le brossage des éléments structurels puis le contrôle des assemblages (rivets ou boulons) et enfin l'ajout des pièces métalliques de renforcement.

Solutions :

- L'ajout des plats soudés sur les semelles et sur les âmes (Constructalia, 2016).



- L'ajout des profilés sous les semelles inférieures par soudure.



- L'utilisation d'acier pour le renforcement de structures métalliques modernes est le cas le plus simple. En fait, il est très simple d'ajouter des éléments à une structure existante en utilisant des techniques d'assemblage identiques à celles déjà mises en œuvre.

Le module de résistance de poteaux ou poutres en H peut être augmenté de différentes manières en soudant ou en boulonnant des tôles et/ou profilés d'acier, qui adaptent la section d'origine à la nouvelle capacité portante exigée (MAZZOLANI, 2008).

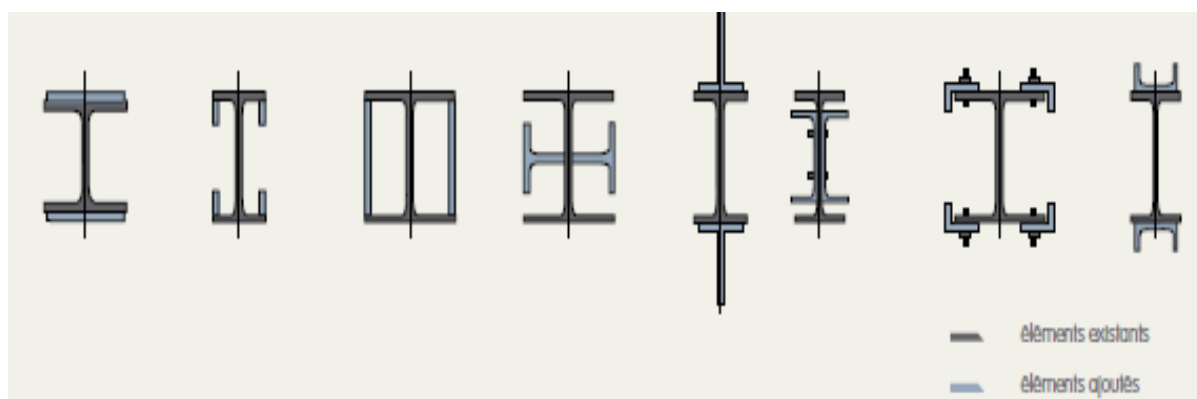


Figure 1.6 : Renforcement de sections en acier par soudage ou boulonnage d'éléments en acier

- L'ajout des tôles sur les semelles supérieures par soudure.
- La formation de caisson en soudant des tôles entre les semelles inférieures et supérieures.
- Le remplacement par des rivets neufs, ou boulons à forte résistance.
- Renforcement à l'aide de plaque.

Concernant l'assemblage de ces éléments, le boulonnage est plus conseillé que le soudage à cause de la composition chimique de l'ancien matériau et son association avec le nouveau, ou bien ils sont assemblés par collage.

I.4 LES CARACTERISTIQUES DE L'ACIER DE CONSOLIDATION :

Par ses qualités, l'acier y joue un rôle important. Il est utilisé pour des opérations de consolidation, rénovations.... Les solutions aciers apportent une bouffée d'oxygène aux constructeurs dans ces contextes souvent difficiles. Plus encore, l'intensité réduite des descentes de charges admissibles, la limitation des hauteurs d'étages et de l'espace disponible hérité de l'existant, rend les solutions acier incontournables, performantes, légères avec une constructibilité surprenante.

Si l'utilisation de l'acier dans la réhabilitation est inévitable, les quantités de matériaux mis en œuvre ne sont pas toujours pléthoriques excessifs et l'acier une fois le travail fini n'est souvent plus visible. On tire aussi comme avantages :

- La première qualité de l'acier est d'être discret, capable d'accompagner les concepteurs dans les opérations d'envergure, le matériau est précieux car appliqué là où il est indispensable pour renforcer soutenir ou franchir.



Figure 1.7 : L'acier discret

- l'acier est récupérable. Après une mise hors service d'un bâtiment métallique, certains éléments peuvent être récupérés pour être utilisés ailleurs, ou bien les éléments anciens d'une structure peuvent être associés avec des éléments récents en acier chose qui permet d'accroître sa valeur architecturale (Le moniteur, 2016).

- L'acier est le matériau le plus réutilisé au monde, il est recyclable à 100% sans que ses propriétés initiales soient modifiées (Constructalia, 2016).



Figure 1.8 : Une grande quantité d'acier à recycler

- Une industrialisation totale puisque la possibilité de préfabriquer des bâtiments en atelier permet de réaliser les éléments principaux par soudage avec une grande précision et une grande rapidité chose qui fait gagner énormément en temps d'exécution et d'espace sur chantier.



Figure 1.9 : Rapidité de préfabriquer des éléments en acier

- La longévité de l'acier répond parfaitement aux critères de durabilité à condition de prendre les protections nécessaires contre la corrosion, agression la plus significative. L'acier sous toutes ses formes reste un matériau de choix sur la durée (Constructalia, 2016).

- Utilisation des différentes nuances d'acier dans une même structure ou encore dans un même élément.
- Possibilité de déplacement des structures métalliques par simple démontage des différents éléments et remontage sur un site.



Figure 1.10 : Montage ou démontage d'un élément métallique

- Les constructions métalliques sont légères, ce qui donne à une résistance égale en flexion une section en béton cinq fois plus grande qu'une section en acier. Il ya donc moins de poids en acier qu'en béton ce qui minimise les risques liés à l'augmentation des charges sur les structures existantes, en outre le séisme n'est pas prépondérant c'est plutôt le vent qui est à craindre.
- Le boulonnage permet la réversibilité de l'acier qui représente une de ses propriétés fondamentales (MAZZOLANI, 2008).



Figure 1.11 : Poutres alvéolaires

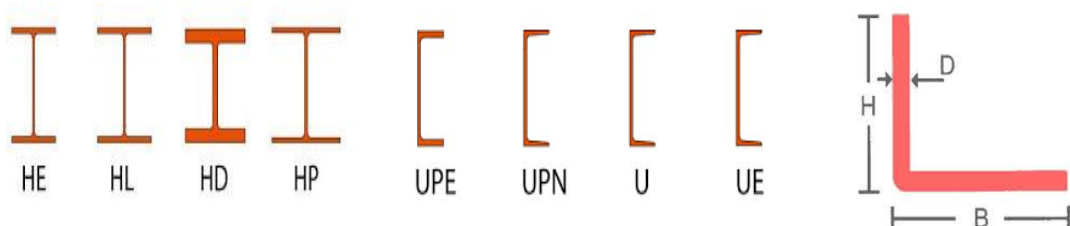
- La vitesse de construction et d'exécution est avantageuse lorsque l'intervention est urgente. La limitation de dégâts et de dégradation est assurée.

- L'acier est transformable, d'où la possibilité de modifier, adapter, surélever, renforcer un bâtiment par simple montage ou démontage de certains éléments du bâtiment.



Figure 1.12 : Facilité de surélever une structure métallique

- La flexibilité des systèmes constructifs.
- Le grand choix disponible sur le marché qui répond au besoin de conception et de construction. La gamme de produits est vaste : de l'acier profilé laminé à chaud sous la forme de tôles, doubles T, profilés en U, cornières aux éléments préfabriqués tels que poutres cellulaires, coffrage trapézoïdal, etc.



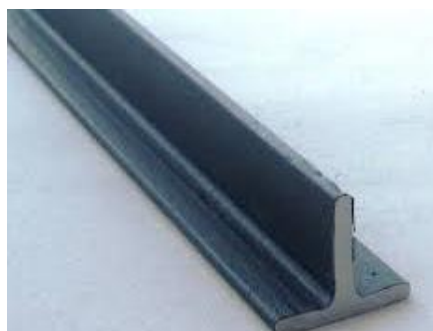
(a) : Profilés en H

(b) : Profilés en U

(c) : Profilés en L



(d) : Profilés en C, H, et en I



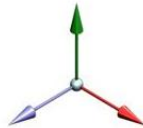
(e) : Profilé en T

Figures 1.13 : La gamme de produits en acier disponible sur le marché

- L'acier est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie d'élasticité.



homogénéité des matériaux



isotropie des matériaux

comportement analogue dans toutes les directions

Figure 1.14 : Homogénéité et isotropie

- Possibilité architecturales importantes, des formes plus élaborées avec des portées très importantes que celles qu'on peut réaliser avec le béton et c'est qui fait que l'aspect esthétique des éléments en acier devient essentiel.



Figure 1.15 : Diversités de formes architecturales sur une structure

- Un processus de fabrication de mieux en mieux contrôlé car ces dernières années les émissions de CO₂, la production de déchets et l'utilisation de l'eau ont été sensiblement réduits dans la majorité des usines et dans l'industrie sidérurgique en général (CTICM, 2016).
- C'est un matériau d'usage courant qui présente les caractéristiques les plus élevées pour le poids le plus faible.

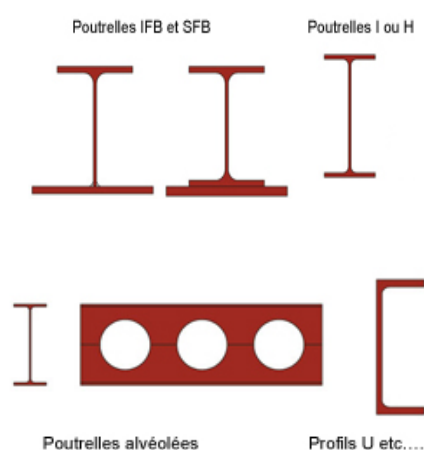
Toutes les caractéristiques susmentionnées confirment que l'acier est le matériau idéal pour consolider tous les éléments structurels en maçonnerie, en béton armé, bois et bien sûr ceux en acier.

I.5 LES ELEMENTS METALLIQUES UTILISES EN CONSOLIDATION :

I.5.1 Les barres et les profils acier disponibles pour réaliser des éléments de renforts des poutres et des poteaux :

Des profils laminés courants I, H, U...aux sections de barres pleines rondes ou carrées, en passant par les sections reconstituées soudées ou les profilés formés à froid, la diversité des profils et barres en acier disponibles sont presque illimitées ce qui facilite le travail des concepteurs. Outre cette grande disponibilité, la construction métallique offre l'avantage supplémentaire de la préfabrication et de la mise à des cotes spécifiques des éléments. Elle s'adapte au millimètre pour raccorder précisément les éléments ajoutés (Constructalia, 2016).

Profils laminés ou reconstitués soudés



Profilés en acier formé à froid



Sections d'acier pleines



Figure 1.16 : Différents profilés en acier utilisée dans la consolidation

I.5.2 Les bacs en acier, les parements métalliques et les éléments d'ossature légères :

Ces produits sont couramment utilisés dans la rénovation des planchers, toitures et façades car ils sont légers et facilement transportable grâce à leur procédé de fabrication qui se fait par profilage de bobines d'acier galvanisée et pré laquées d'une épaisseur variant de 0,6 à 1 mm.



Figure 1.17 : Exemples de rénovation avec des bacs en acier pour les toitures et façades

I.5.3 Composants en acier pour la consolidation et la réhabilitation des fondations et des ouvrages immergés :

Le spectre couvert par les solutions basées sur l'acier est très large; soit lorsqu'il s'agit de réaliser des ouvrages temporaires afin de réparer, par exemple, les piles de pont ou les palais vénitiens, ou quand on est appelé à réaliser des fondations définitives exécutées à l'aide de pieux préfondés pour les reprises en sous œuvre.

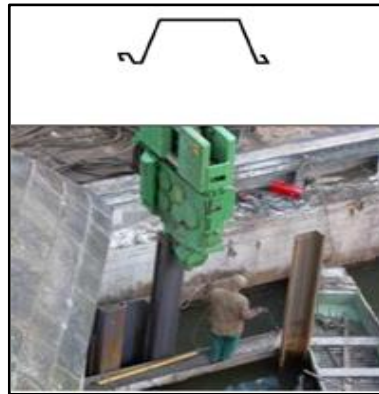


Figure 1.18 : Palplanches pour la consolidation des ouvrages



Figure 1.19 : Tubes pétroliers sans soudure pour les micropieux et tirants

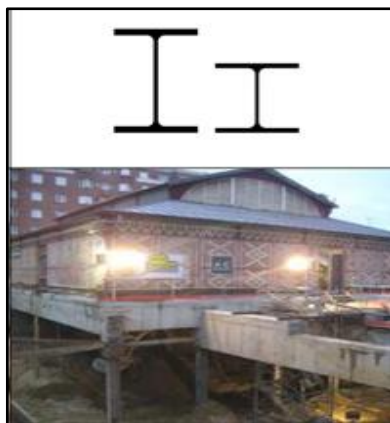


Figure 1.20 : Profilés H pour pieux battus et poteaux préfondés

I.5.4 Les produits complémentaires de l'acier pour la réhabilitation et consolidation :

L'acier est un matériau qui se marie avec une multitude de produits et de composants aujourd'hui indispensables à la rénovation des bâtiments. Produits en plaques comme le plâtre, mortiers ou simplement systèmes de fixations adaptés, ces techniques combinées à l'acier apportent l'isolation thermique et acoustique, l'étanchéité à l'eau et à l'air. A ces produits, il convient d'ajouter les composants de fixation comme les colles, les mastics de polyuréthane et les systèmes de chevillages dédié.

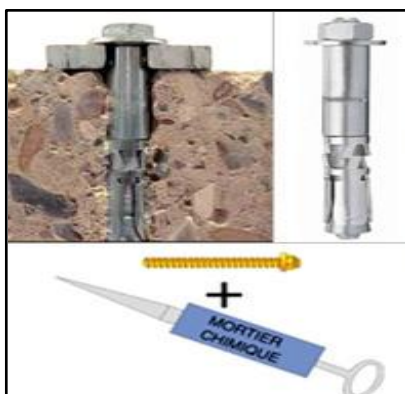


Figure 1.21 : Chevilles mécaniques et chimique, mortier et mastic polyuréthane



Figure 1.22 : Plaques de plâtre



Figure 1.23 : Isolants (laine de verre et de roche, polystyrène expansées ou extrudés)

I.6 EXEMPLES DE RENFORCEMENT DE BATIMENTS EN ALGERIE :

I.6.1 Bâtiment de la banque nationale d'El Maleh :

A El Maleh il se trouve un bâtiment qui a été érigé, en 1920, par l'administration coloniale pour abriter une banque qui se compose d'un rez-de-chaussée pour les services de la banque, un étage logement et une buanderie au 3ème niveau. Cette structure est de forme en plan trapézoïdale, sa longueur est de 21,80 m, sa largeur est de 16 m et sa hauteur est de 11 m.

Il y'a un mur porteur intermédiaire de 20 cm d'épaisseur qui renforce la structure a l'intérieur du bâtiment les planchers se composent de poutrelles métalliques (IPN140 et IPN160) avec un hourdis en voûtains de briques pleines et un remplissage supérieur en terre battue et enfin un revêtement en carrelage.

Le bâtiment de la banque nationale d'El-Maleh qui est une ville d'Ain-Temouchent, a subi deux types de dommages : ceux occasionnés par la vieillesse du bâtiment et ceux causés par le tremblement de terre du 22 décembre 1999 (BOUMECHRA et al., 2010).



Figure 1.24 : Vue côté Est du bâtiment de la banque nationale



Figure 1.25 : Vue côté Nord du bâtiment de la banque nationale

En ce qui concerne la dégradation du bâtiment qui est du à son vieillissement et aussi au manque d'entretien il y'a eu :

- La détérioration de l'étanchéité de la terrasse.
- La dégradation du plancher de la terrasse.
- La corrosion des poutrelles métalliques.
- La dégradation des enduits en plâtre.

Et puis il y'a eu les dégâts causés par le séisme qui sont :

- Les fissures profondes en diagonales sur les murs.
- Les dissociations entre les planchers et les murs dus aux mouvements des planchers.
- Les déformations latérales sur les murs intérieurs.



Figures 1.26 : Pathologies relevées sur le bâtiment

Une analyse profonde du comportement statique et dynamique du bâtiment est nécessaire pour réhabiliter cette structure et concevoir un système de renforcement optimal, vu les différentes dégradations des murs et plancher et la corrosion des poutres métallique qui s'est installée.

Le plan de réhabilitation se compose de :

- Renforcement du mur porteur intermédiaire par un portique en béton armé discret, relié à l'ancienne structure.
- Reprise des planchers en planchers mixte (acier – béton) avec de nouvelles poutres métalliques en IPE160.
- Réparation des fissures par reprise de maçonnerie, couture par des armatures métalliques et injection de colles spéciales.
- Reprise des enduits intérieurs et extérieurs des murs en enduit compatible et renforcé par un grillage métallique fin.
- Reprise de l'étanchéité de la terrasse.

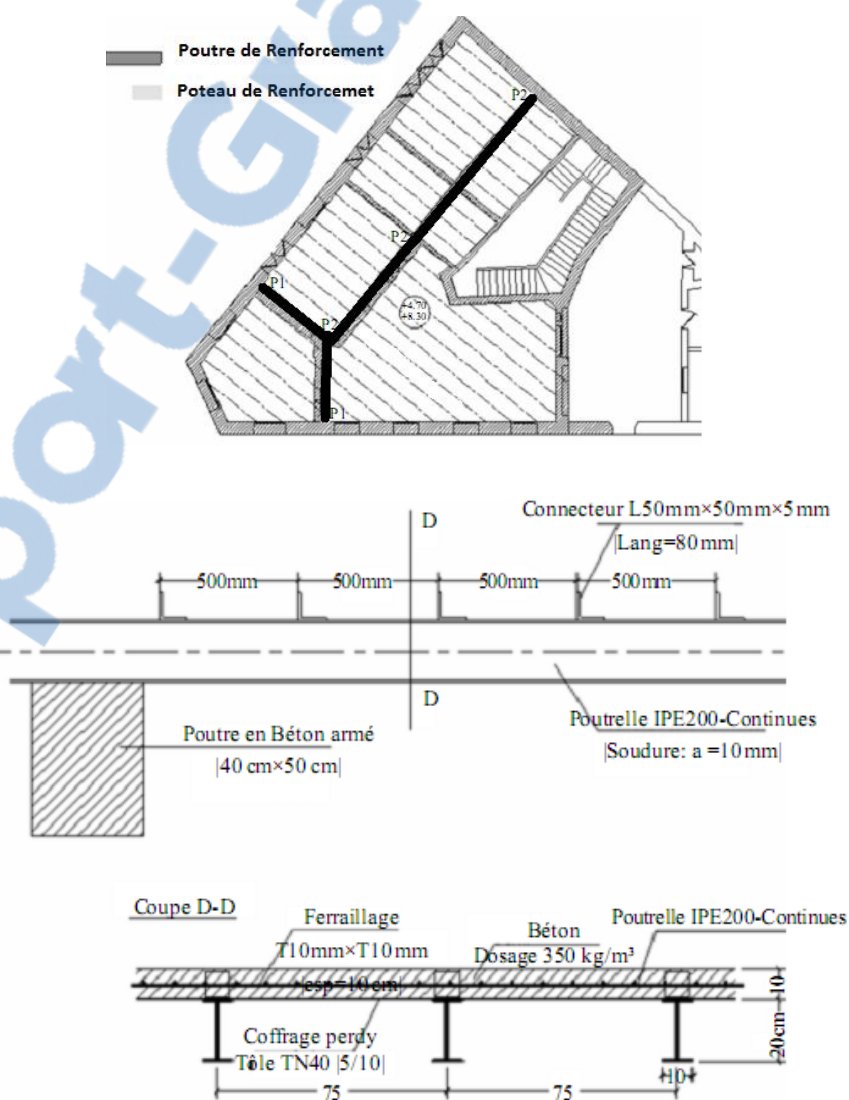


Figure 1.27 : Vues du système de renforcement de la structure (portique interne)

I.6.2 Restauration de la caserne «MILOUD» :

La caserne MILOUD a été construite dans la partie ouest de la ville de Tlemcen en 1857, a une superficie de 5 hectares, cette structure comporte deux blocs dortoirs qui ont une superficie de 1280 m² chacun (avec sous-sol, rez-de-chaussée et 2 étages en plus) avec une hauteur de façade de 15,08 m et plusieurs hangars. Il existe des murs porteurs transversaux et longitudinaux en maçonnerie de pierre et des planchers et toitures en bois dans cette structure.

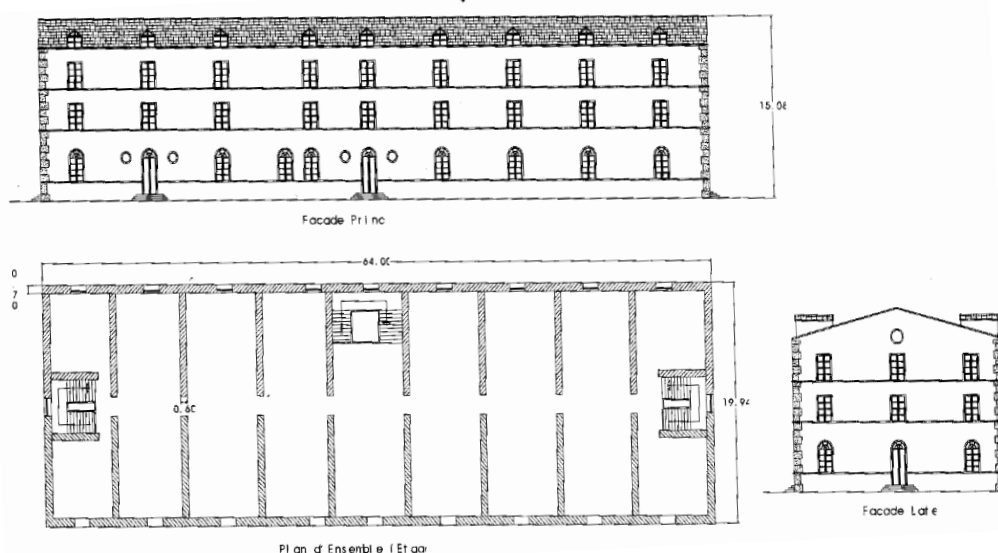


Figure 1.28 : Bloc dortoir de la caserne «Miloud» - Tlemcen

Suite à la dégradation des planchers en bois, on a programmé un plan de rénovation et de renforcement pour ces bâtiments tout en gardant le type d'exploitation actuel et en respectant l'état structurel sans causer aucune déstabilisation. Les différentes dégradations observées :

- La pourriture et la moisissure du bois qui sont dues au manque d'entretien.
- Les parties d'enduits du mur extérieur sont dénudées par les eaux pluviales, vent et gradient thermique.



Figure 1.29 : Echafaudage de la façade pour rénover le mur extérieur

Comme solution ils ont opté pour un système de plancher en charpente métallique qui est constitué de :

- Des poutres principales en profilé IPE330 reposants sur des éléments d'appui ancrés aux murs porteurs (par boulonnage).



Figure 1.30 : Poutres principales ancrées aux murs porteurs

- Des poutrelles métalliques en IPE120 reliées aux poutres (par soudage).



Figure 1.31 : Poutrelles métalliques reliées aux poutres



- Une tôle nervurée métallique (TN40 7/10) posée sur le quadrillage de poutres et poutrelles (liée par des connecteurs soudés entre la dalle en béton armé et le quadrillage).



Figure 1.32 : Tôle nervurée métallique posée sur le quadrillage

- Un faux plafond placé au-dessous du plancher.

I.7 CONCLUSION :

Ce chapitre regroupe quelques notions ainsi qu'une revue bibliographique sur la réhabilitation et consolidation des structures. On s'est basé sur la présentation des techniques de consolidation utilisant l'acier soit dans les structures en béton armé, en bois ou en acier. En plus, des exemples explicatifs sur le renforcement de bâtiments en Algérie ont été présentés. Dans le chapitre qui suit, l'ouvrage à étudier sera présenté et décrit par un aperçu historique et ses plans architecturaux.

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1 INTRODUCTION :

Dans le cadre des travaux de réalisation d'une extension au palais des sports Maurice Thorez en 2014 à Nanterre (France), il était prévu la dépose d'une de ses façades, suite à ça une flèche à été prise par la toiture. La ville de Nanterre souhaite profiter d'une fermeture pour travaux du palais pour faire procéder à un diagnostic des structures porteuses de la couverture de la partie «gymnase». Ces éléments sont en béton armé et ont un fonctionnement en console T avec encastrement sur la poutre caisson centrale accueillant à la fois la couverture de la piscine et celle de la salle de sport mitoyenne.

Notre objectif est l'appréciation de l'état de conservation et du comportement mécanique des structures porteuses de la couverture du gymnase et de trouver une solution à ce sinistre grâce à la consolidation de structures en béton avec de l'acier.

II.2 HISTORIQUE :

- Le palais des sports Maurice Thorez a été construit dans les années 1963/64 à Nanterre qui est une ville française, située dans le département des Hauts-de-Seine et la région d'Île-de-France.
- Cette salle porte le nom de l'homme politique Maurice Thorez.
- La décision de faire une extension au complexe sportif a été prise en 2014, pour passer de 1600 places à 3000 places.
- L'une des façades de ce complexe (coté gymnase) a été déposée en juillet 2015.
- Une note de CEBTP datant du 3 janvier 2001 concluait que la façade à déposer n'était pas porteuse et que la toiture avait un fonctionnement en console.
- Une flèche de 20cm a été prise par la toiture tout de suite après la démolition de la façade, puisque les documents de cette époque là ont pour la plus part disparus alors qu'ils étaient sensés être en archives à la mairie.
- Positionnement en urgence des étais provisoires.
- ISC s'est rendu sur place en date du 01 juillet 2015 pour visiter le chantier et étudier les documents de récolement en possession de GTM Bâtiment.
- Le 06 aout 2015, il a été constaté des fissures importantes dans la poutre de rive, par contre aucune fissure n'a été détectée dans la zone centrale de la toiture.
- GTM Bâtiment a conçu une poutre treillis en acier comme solution.
- La mise en place de la poutre en acier a été faite en Septembre 2015.
- Le nouveau complexe sportif a été inauguré le 17 octobre 2015.

Le projet a pour :

- Maîtrise d'ouvrage : Ville de Nanterre
88, rue de 8 Mai 1945



- Maître d'œuvre : spécialisé dans les domaines du bâtiment, techniques urbaines et environnement.
Raymond Aubrac
149, avenue Jean Lolive
93695 PANTIN Cedex



- Architectes : Atelier d'Architecture Daquin et Ferrière
68, rue de Vincennes
93 100 Montreuil s/Bois



- Bureau d'études : ISC
ZAC du Petit le Roy
3 Rue Emest Flammarion
94550 CHEVILLY LARUE



CEBTP : Centre d'expertise du bâtiment et des travaux public.
Bureau d'études et d'analyses des sols, des matériaux et des structures



- Entreprise générale : GTM Bâtiment
61, avenue Jules Quentin
92 000 Nanterre



- Entreprise de charpente : WALTEFAUGLE BATIMENT
2 Rue Jules Ferry
88190 GOLBEY



- L'entreprise réunit 792 sociétés dont ISC et GTM



II.3 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

Le palais des sports Maurice Thorez se trouve à Nanterre qui est une ville de la banlieue ouest de Paris. Cette structure se compose d'une piscine, salle de danse, terrain de basket et un centre médico-sportif. Cet équipement possède une grande salle omnisports et six salles spécialisées pour diverses pratiques sportives.

Le palais abrite, de part et d'autre d'un piédroit central, une partie terrain de sport couvert et une partie «piscine». Cette dernière est composée du stade nautique avec un bassin de 50 m et de trois bassins de loisirs : un bassin ludique avec toboggan, un bassin tonique avec bain à remous et une pataugeoire avec jets d'eau.

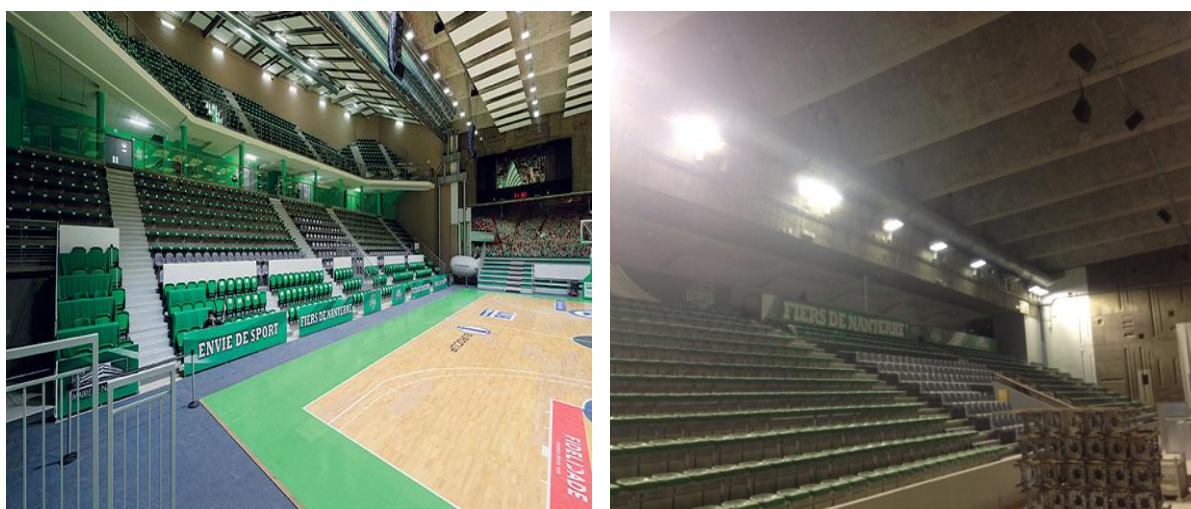


Figure 2.1 : Photo de l'intérieur du stade (coté gymnase)



Figure 2.2 : Photo de la piscine de palais des sport Maurice Thorez

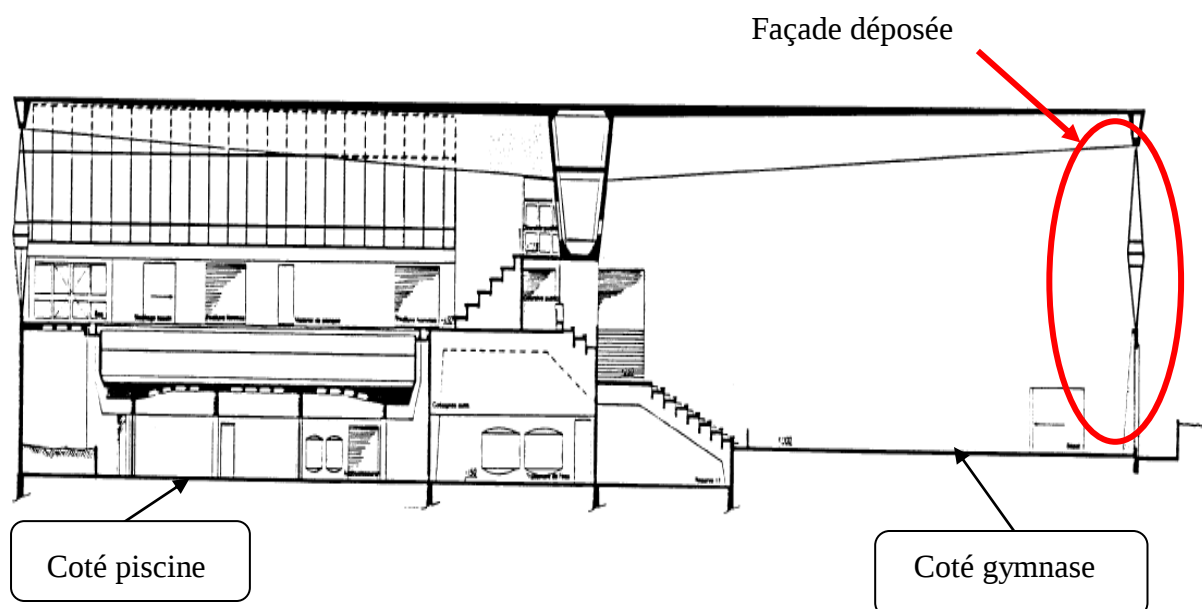


Figure 2.3 : Coupe transversale sur Bassin et Gymnase

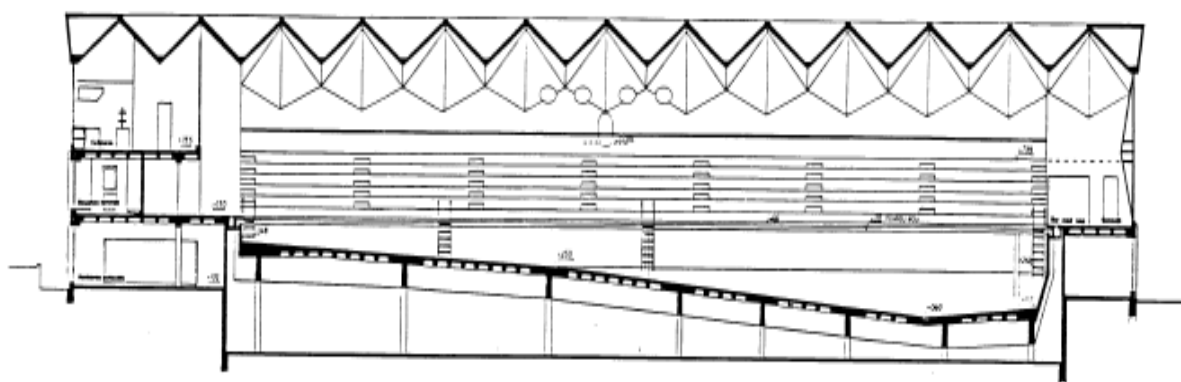


Figure 2.4 : Coupe longitudinale sur Bassin

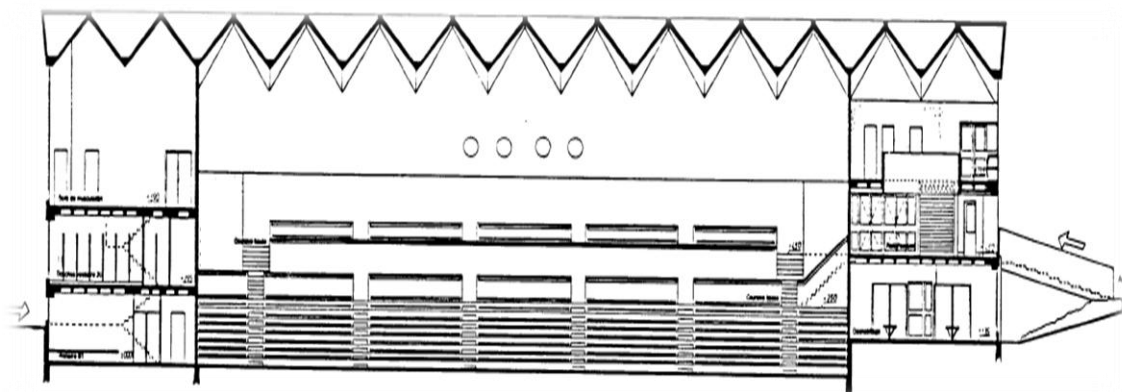


Figure 2.5 : Coupe longitudinale sur Gymnase

II.3.1 Description de la toiture :

La couverture de ce palais est réalisée en béton armé et est constituée de V juxtaposés avec membrures hautes et basses situées à la base et au sommet des V.

Deux poutres de rives viennent supporter la toiture et transmettent les charges aux poteaux de la façade.

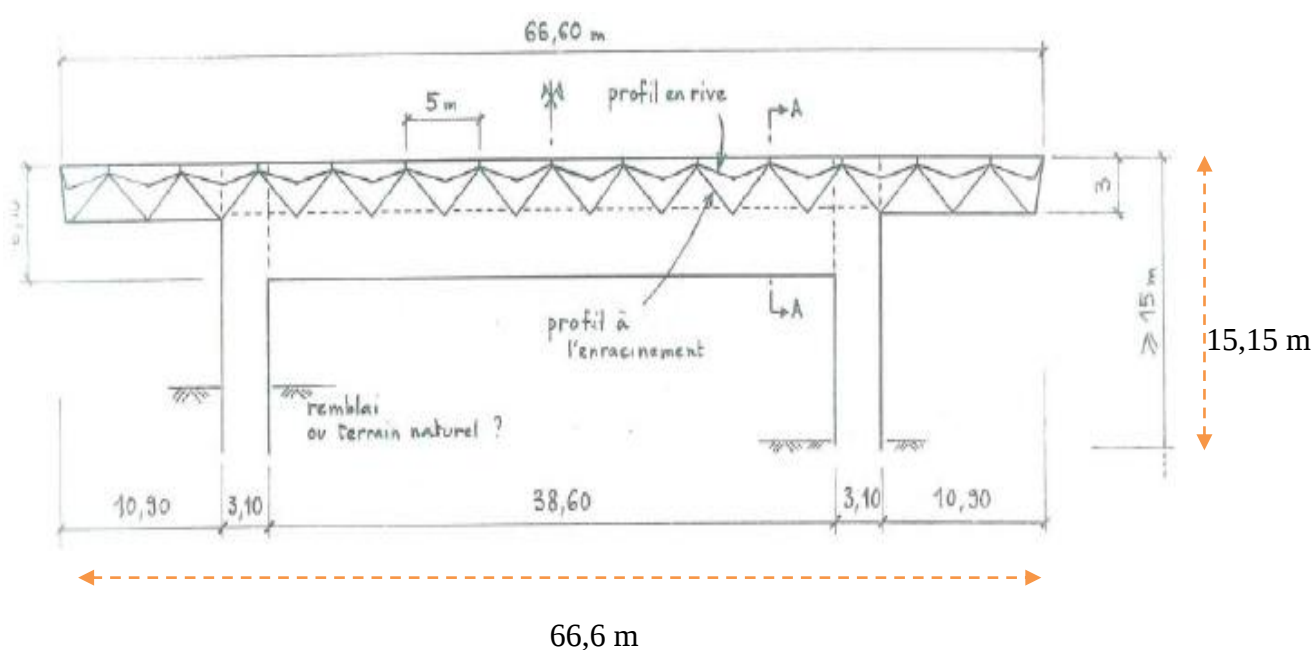


Figure 2.6 : Schéma représentatif de la structure

Les voiles plissées de la toiture ont une hauteur comprise entre 2,99 m et 1,18 m.

L'épaisseur des voiles est de 12 cm et Chaque toiture à une portée de 35,75 m.

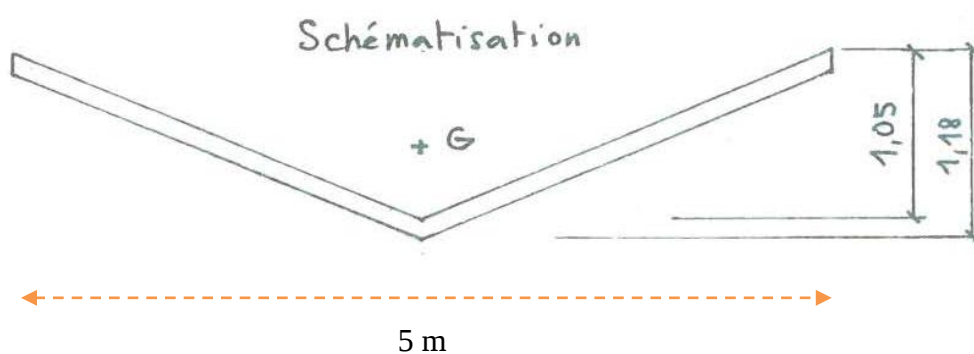


Figure 2.7 : Section d'une onde de la couverture plissée en rive

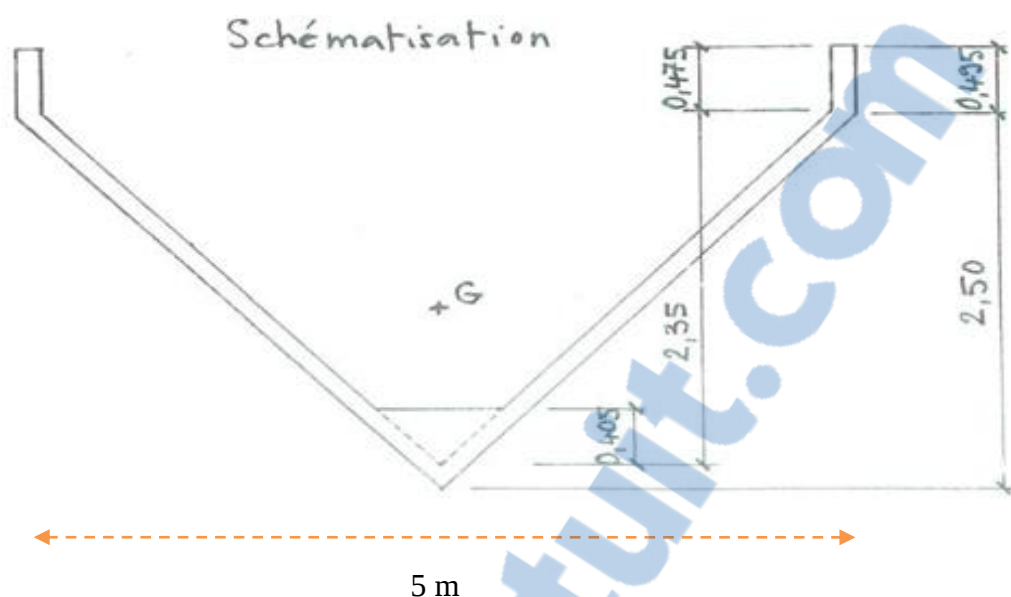


Figure 2.8 : Section d'une onde de la couverture plissée à l'enracinement sur la poutre

II.3.2 Description de la poutre centrale :

Le caisson central possède 2 niveaux en partie centrale qui a une hauteur de 6,1 m et un seul en partie latérale qui a une hauteur de 3 m.

La largeur est de 4,5 m en partie supérieure et de 2,5 m en partie inférieure (zone centrale).

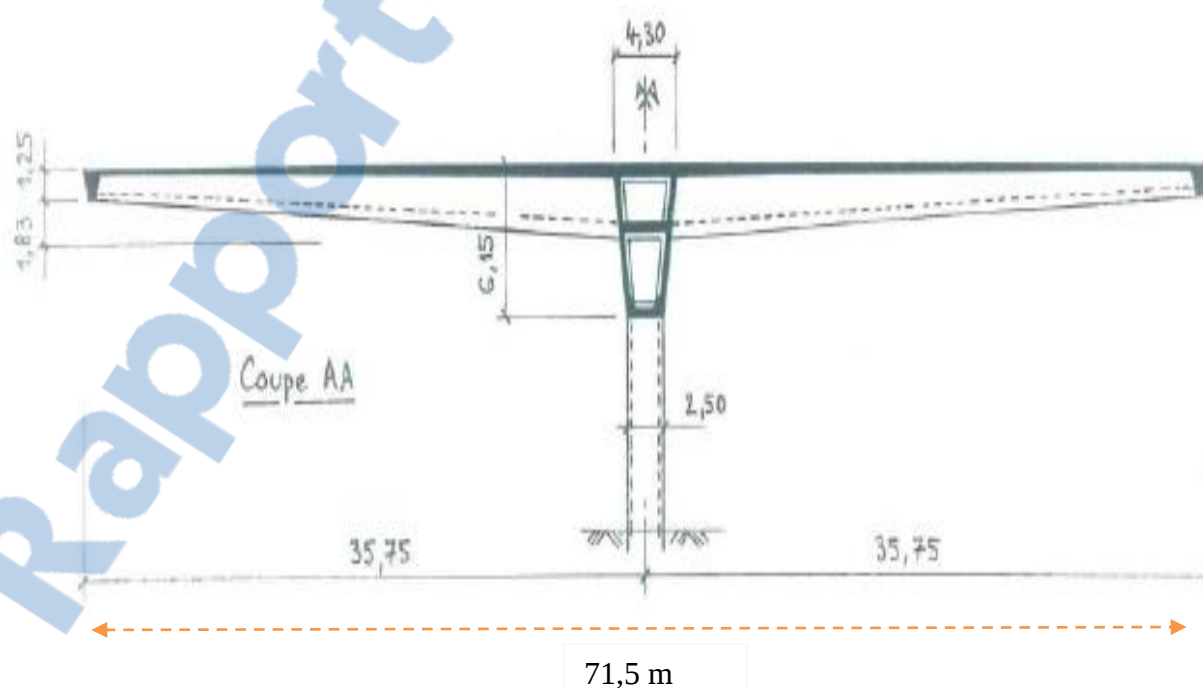


Figure 2.9 : Structure principale (sans les façades)

En 2014, les Nanterriens exigent que ce complexe sportif soit plus grand d'où la prise de décision de son extension. A ce moment-là, la suppression de l'une de ses façades a été faite et qui était une structure porteuse, chose qu'ils ignoraient complètement, après avoir su que la toiture a eu un affaissement et a pris une flèche de 20cm.



Figure 2.10 : Photo de la flèche prise par la toiture

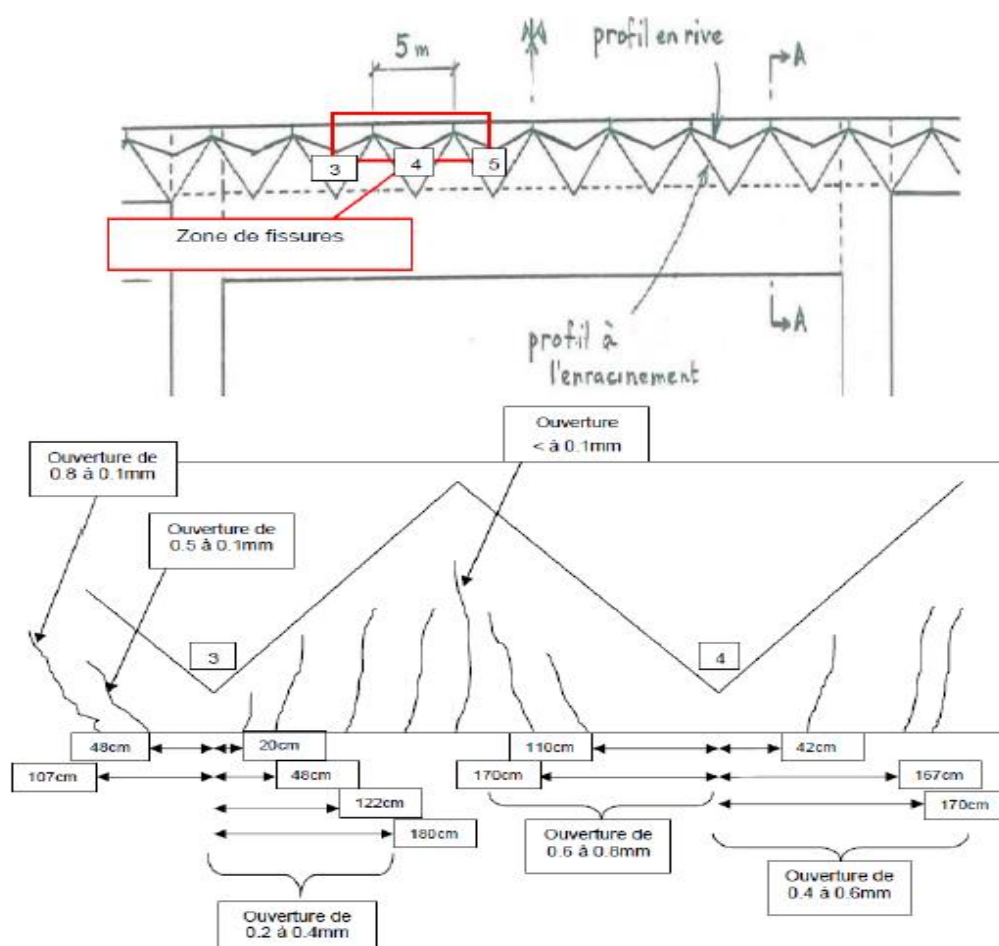


Figure 2.11 : Schéma des fissures constatées dans la poutre de rive lors de l'inspection du BERIM

A titre indicatif nous reproduisons ci-dessous la façade opposée à la zone travaux (coté piscine) devant être conservée telle quelle mais identique à celle devant être déposée.



Figure 2.12 : Photo de la façade conservée (coté piscine)

Afin de minimiser les dégâts et d'éviter toutes catastrophes, GTM Bâtiment a positionné des étais provisoires en attendant de connaître le diagnostic de ce comportement et la solution envisageable qui puisse rendre la toiture à sa position initiale et agrandir le stade sans courir aucun risque.



Figure 2.13 : Photo de l'étalement en sous face

II.3.3 Données géométriques de l'ouvrage :

Longueur totale : $L = 71,5 \text{ m}$

Largeur totale : $B = 66,6 \text{ m}$

Hauteur totale : $H = 15,15 \text{ m}$



II.3.4 Localisation et données concernant le site :



Figure 2.14 : Localisation du palais des sports

- Le complexe sportif se situe à Nanterre,
(Adresse : 136 Avenue Frédéric et Irène Joliot Curie, 92000 Nanterre, France)
- Altitude : 50m (L'altitude varie entre 22 et 127 mètres)
- Zone de neige : ZONE 1A.
- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$.

II.4 MATERIAUX UTILISE :

II.4.1 Béton existant :

- 300 kg/cm^2 pour les poutres de la piscine.
- Poids volumique du béton armé (25 kN/m^3)
- Les caractéristiques du point de vue mécanique sont définies par :
 - La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$.
 - La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,2 \text{ MPa}$
- Les contraintes limites :
 - La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 F_{cj}}{\gamma_c}$$

- La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 F_{c28}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 27 = 16,2 \text{ MPa}$$

II.4.2 Acier existant :

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau 2.1 : Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360

- La résistance à la traction : **$F_u = 360$ MPa**
- La limite élastique : **$F_y = 235$ MPa**
- Le module de Young : **$E = 210000$ MPa**
- Le coefficient de poisson : **$\nu = 0,3$**
- Module d'élasticité transversale : **$G = 84\,000$ MPa**
- Les aciers d'armatures :

Nuance		F_y (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau 2.2 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature

- Les armatures du béton sont de nuance **FeE 400**.

II.5 DESCENTES DES CHARGES :**II.5.1 La charge permanente :**

Elle comprend le poids propre, l'étanchéité et les capteurs solaires.

- Poids surfacique de l'étanchéité et de l'isolation (0,1kN/m²).
- Les capteurs solaires (1200 m² d'une masse de 11kg/ m²).

II.5.2 Surcharges d'exploitation :

- La charge de la neige : Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur «Eurocode1».
- Les charges de neige «S» sur les toitures sont données par la formule suivante :

$$S = \mu_i C_e C_t S_k$$

où :

μ_i : est le coefficient de forme de la charge de neige (voir tableau 2.3);

S_k : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol, exprimée en kilo newtons par mètre carré (voir tableau 2.4);

C_e : est le coefficient d'exposition, qui prend en général la valeur 1,0;

C_t : est le coefficient thermique, qui prend en général la valeur 1,0.

En France, les formules suivantes sont à considérer :

$$S = \mu_i C_e C_t S_k + S_1$$

$$S = \mu_i S_A + S_1$$

Où :

S_1 : est une majoration pour faible pente; on l'ajoute si les toitures sont à faible pente. Cette majoration est égale à :

- 0,2 (KN/m²), lorsque la pente nominale du fil de l'eau de la partie enneigée de toiture (noues, par exemple) est égale ou inférieure à 3 % ;
- 0,1 (KN/m²), lorsque cette pente est comprise entre 3 % et 5 %.

La zone de majoration s'étend dans toutes les directions sur une distance de 2 m de la partie de toiture.

Dans notre cas la pente est inférieure à 3% : $S_1 = 0,2$ (KN/m²)

Angle du versant sur l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient de forme μ_i	0,8	$0,8 (60-\alpha)/30$	0,0

Tableau 2.3 : Coefficients de forme – Toitures à un versant

S_A : est l'action accidentelle introduite, elle tient compte du cas où la pluie tombe immédiatement après la neige, mais non de l'accumulation d'eau dans les zones de toitures de très faibles pentes (voir tableau 2.4).

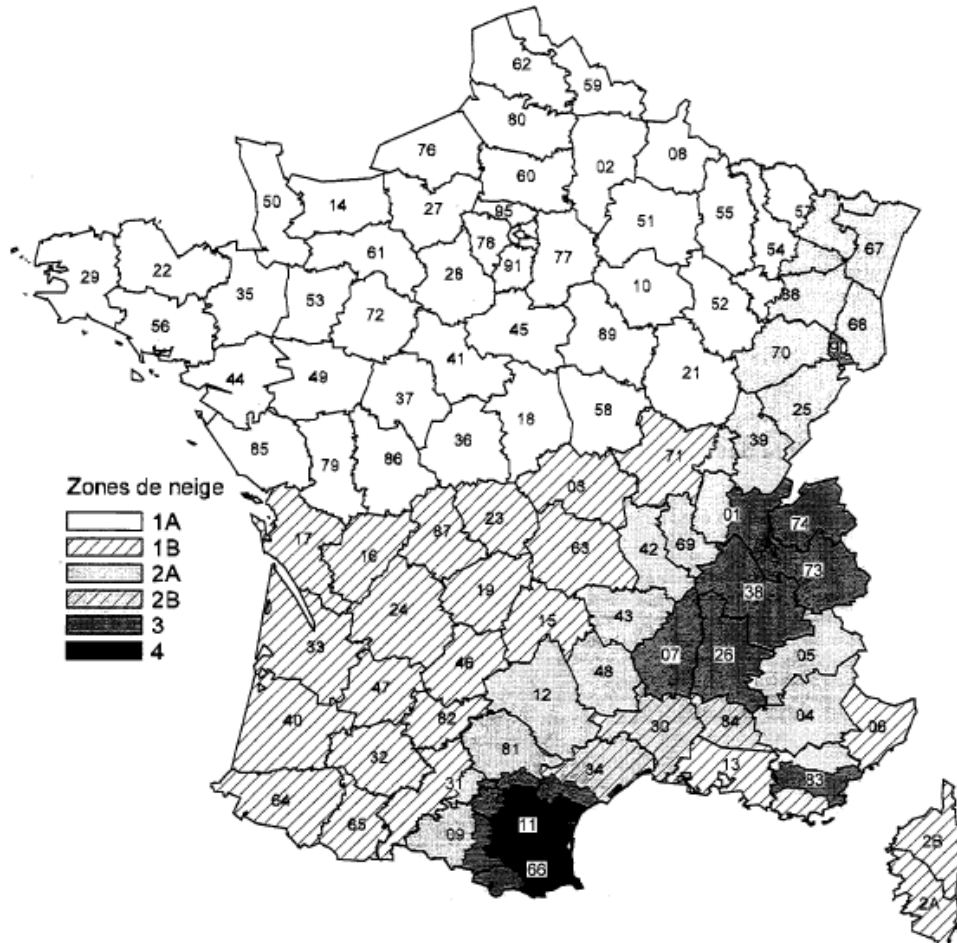


Figure 2.15 : Zones de neige en France

Zone	1A	1B	2A	2B	3	4
S_k (KN/m ²)	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,90
S_A Charge accidentelle (KN/m ²)	—	1,00	1,00	1,35	1,35	1,80

Tableau 2.4 : Valeurs caractéristique de la charge de neige et action accidentelle

Dans notre cas le projet se situe à Nanterre (Paris) classée en zone **1A** donc la charge de la neige est : **$S_k = 0,45$ (KN/m²)**.

$$S = \mu_i C_e C_t S_k + S_1$$

$$S = (0,8 * 1 * 1 * 0,45) + 0,2$$

$$S = 0,56 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.6 REGLEMENTS UTILISE :

Types de règlement	Définition
Eurocode1	Bases du calcul et actions sur les structures et document d'application national. Partie 2-3 : Actions sur les structures - Charges de neige.
CCM97 et EUROCODE 3	Conception et calcul des structures en acier
BAEL 91 et EUROCODE4	béton armé aux états limites

Tableau 2.5 : Règlements techniques utilisés**II.7 CONCLUSION :**

Ce deuxième chapitre concerne la présentation de l'ouvrage avec ses différentes dimensions, ses données géométriques, sa localisation ainsi que tous les matériaux constituant la structure à étudier. Afin de trouver une solution à l'affaissement causé, on a déterminé le principe de distribution et de transfert des charges sur la toiture, et une modélisation de la structure est prévue dans le prochain chapitre.

CHAPITRE III :
ANALYSE DE LA STABILITE DU BATIMENT

III.1 INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage, la phase modélisation de la structure est entamée. Pour cela, le logiciel SAP 2000 a été utilisé afin de détailler tous les éléments du bâtiment. L'analyse de la stabilité de la structure se fera en comparant les flèches, sollicitations et contraintes au niveau de toute la structure avant et après dépose de la façade, et affirmer la cause et la gravité du problème de l'endommagement.

III.2 ETAPES DE MODELISATION :

III.2.1 Introduction :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, qui signifie « Structural Analysis Program » (programme d'analyse structurelle). Il est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres constructions et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique et volumique. Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs post-processeurs pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.

Le logiciel SAP2000 permet de modéliser des structures régulières ou complexes en utilisant les éléments finis de type « Frame », « Shell », « Solid » ou « Link ».

Vu les caractéristiques géométriques et structurelle de notre bâtiment (plancher en dalle, poutre principale et poteau en caisson), notre modélisation se base sur l'utilisation de l'élément fini « Shell » en comportement membranaire et flexionnel.

III.2.2 Poutre caisson :

La modélisation a été entamée par la poutre caisson en béton armé, d'une hauteur de 6,15 m et une épaisseur de 40 cm. De section trapézoïdale, elle est séparée par une dalle moyenne qui joue le rôle de raidisseur. Cette poutre-caisson offre une bonne résistance à la torsion.

La partie supérieure a une largeur de 4,5 m et une hauteur de 3,15 m, et la partie inférieure a une largeur de 2,5 m et une hauteur de 3 m.

Cette poutre centrale a une longueur totale de 66,6 m et repose sur deux poteaux principaux en caisson.

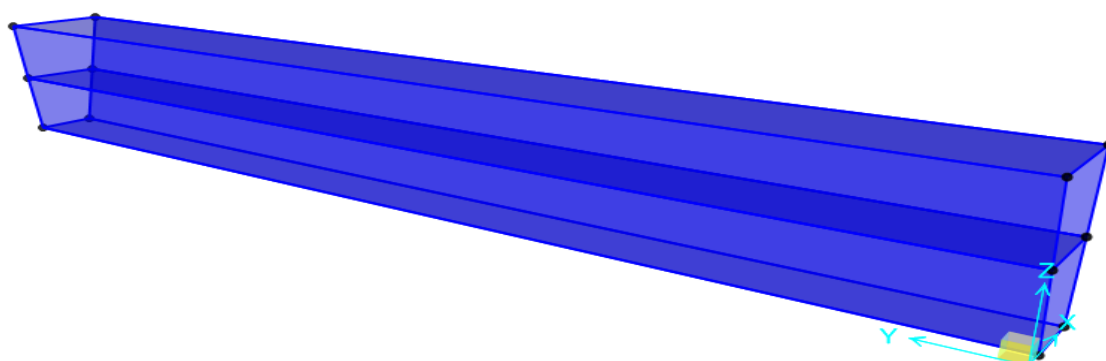


Figure 3.1 : Modélisation de la poutre caisson

III.2.3 Toiture plissée :

La dalle de la toiture en béton armé, est réalisée en voile plissée et est encastrée dans la poutre caisson. Cette dalle, en console, a une portée de 35,75 m de part et d'autre de la poutre caisson centrale ; ce qui fait une longueur totale de 71,5 m ; d'où une surface totale de 4762m^2 .

A l'encastrement avec la poutre-caisson la section de la tôle plissée est montrée en Figure 3.4. Cette section se rétrécit en hauteur pour arriver à une section comme montrée sur la Figure 3.5.

La hauteur de cette dalle est comprise entre 3,00 m à l'encastrement et 1,25 m à l'extrémité libre d'où l'épaisseur des voiles est de 12 cm.

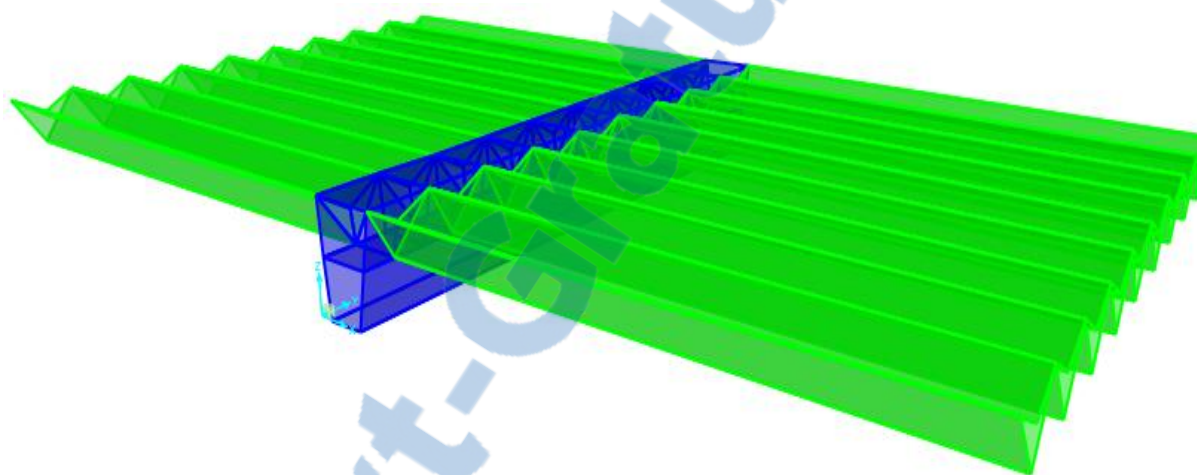


Figure 3.2 : Modélisation de la toiture plissée

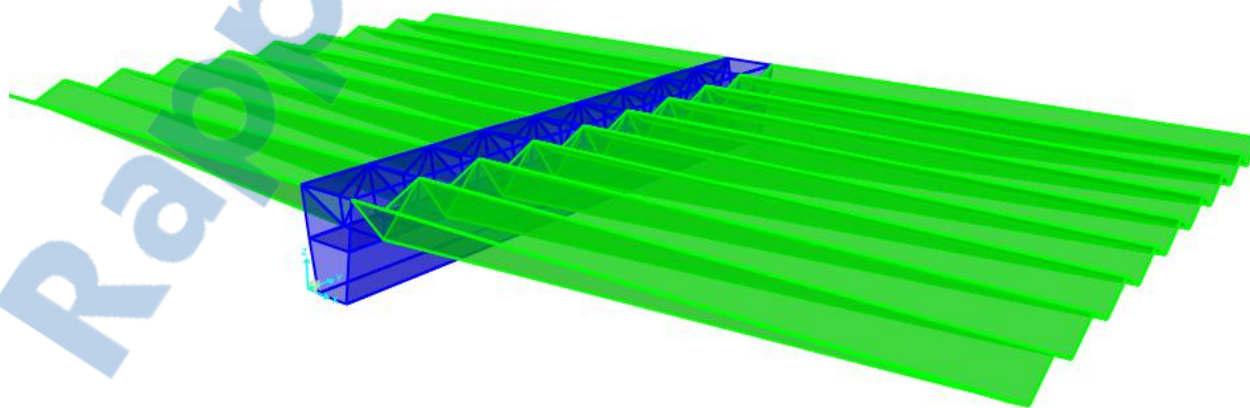


Figure 3.3 : Modélisation de la toiture plissée après affinement des extrémités

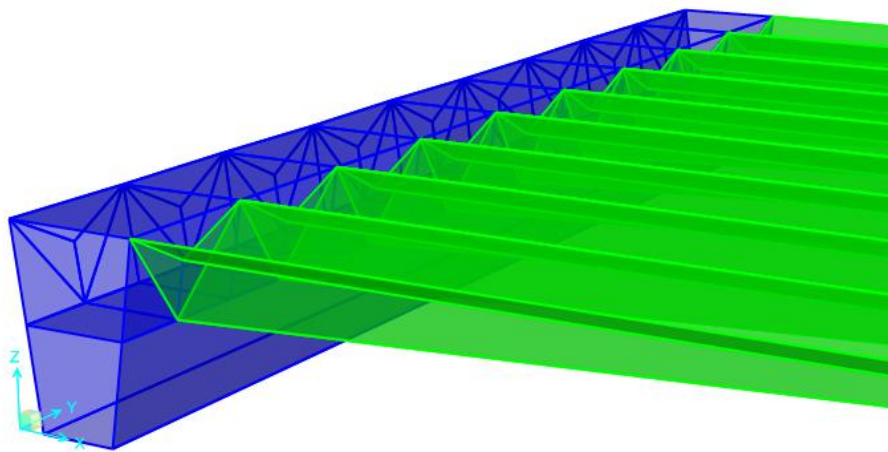


Figure 3.4 : Section de la tôle plissée à l'encastrement avec la poutre-caisson

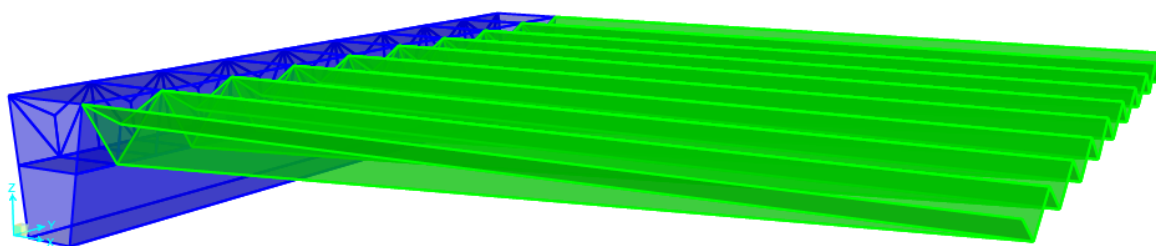


Figure 3.5 : Section de la tôle plissée aux extrémités

III.2.4 Poutres de rive :

L'affinement des extrémités de chaque toiture pourrait nous donner la forme d'ailes d'avion. Sur les deux extrémités se trouve une poutre de rive réalisée en béton armé, d'une largeur de 64 cm, d'une hauteur de 1,25 m et enfin une portée de 66,6 m.

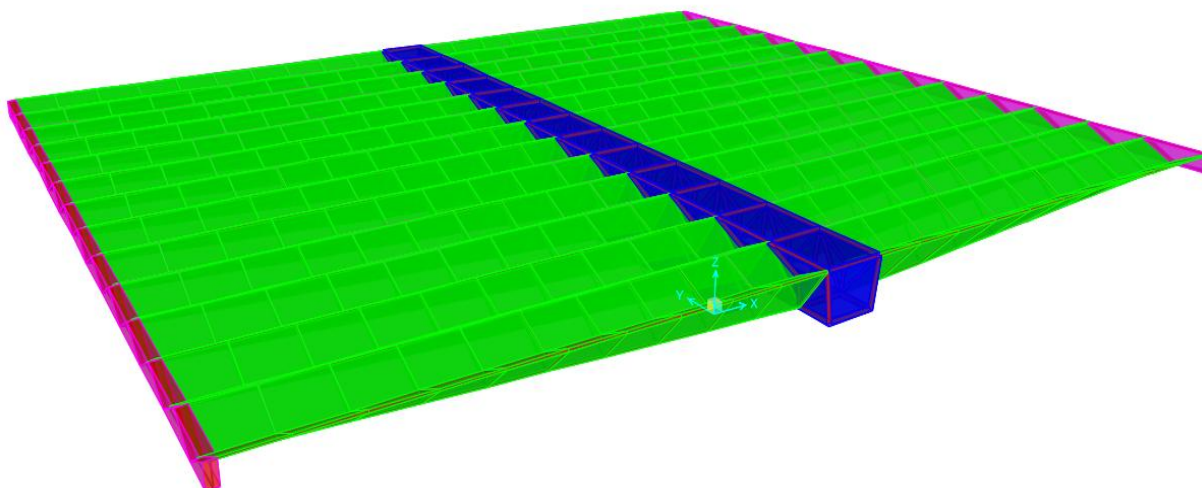


Figure 3.6 : Modélisation des poutres de rive

III.2.5 Poteaux principaux :

Les poteaux de forme rectangulaire sont évidés et ont une section de 3,10 m x 2,50 m avec une épaisseur du voile de 40cm.

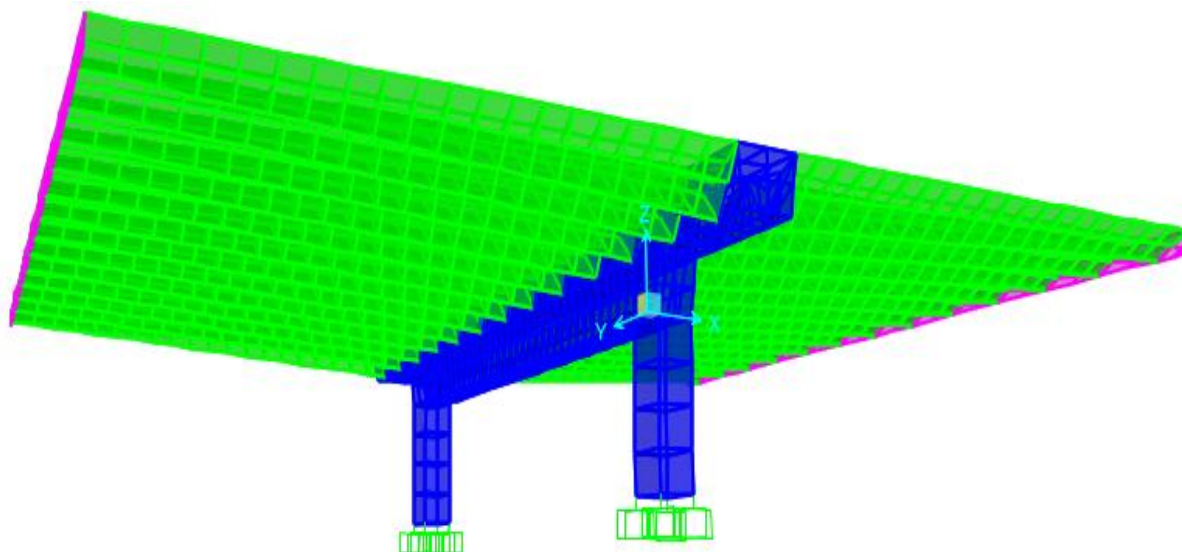


Figure 3.7 : Modélisation des poteaux principaux

III.2.6 Potelets métalliques des façades :

Un modèle global a été réalisé comme indiqué ci-dessous. Les façades sur lesquels sont adossés des panneaux vitrés sont supportés par des poteaux métallique HEA120 de 13,95m de hauteur, espacé de 2,5m; c'est-à-dire 27 poteaux sur chaque façade. Ces potelets apportent un support élastique mineur pour les extrémités de la dalle toiture.

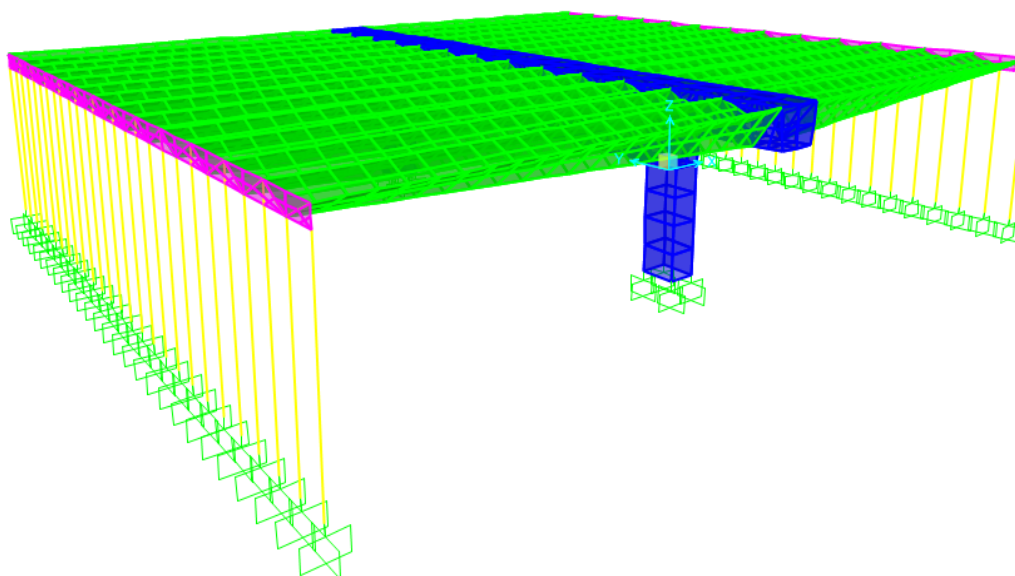


Figure 3.8 : Modélisation des poteaux métalliques des deux façades

III.3 VERIFICATIONS DE LA STABILITE GENERALE :

III.3.1 Structure existante avant travaux :

Cette partie concerne l'étude de la structure initiale avant d'entamer les travaux d'extension, où les flèches, contraintes et moments sont déterminés. La toiture est supposée soumise seulement à son poids propre, l'étanchéité et les panneaux solaires.

III.3.1.1 Etude de la flèche de la toiture :

La déformation de la toiture est montrée dans les figures 3.9 et 3.10. Elle est symétrique coté gymnase et piscine et elle l'est aussi sur la poutre caisson.

La flèche sur les poutres de rive est de 0,7 cm au milieu et 0,5 cm aux extrémités. Sur la dalle, la flèche maximale est de 4,01 cm à l'intérieur de la dalle proche des façades. Sur la poutre caisson, la flèche est de 1,1 cm au milieu et 0,3 cm aux extrémités.

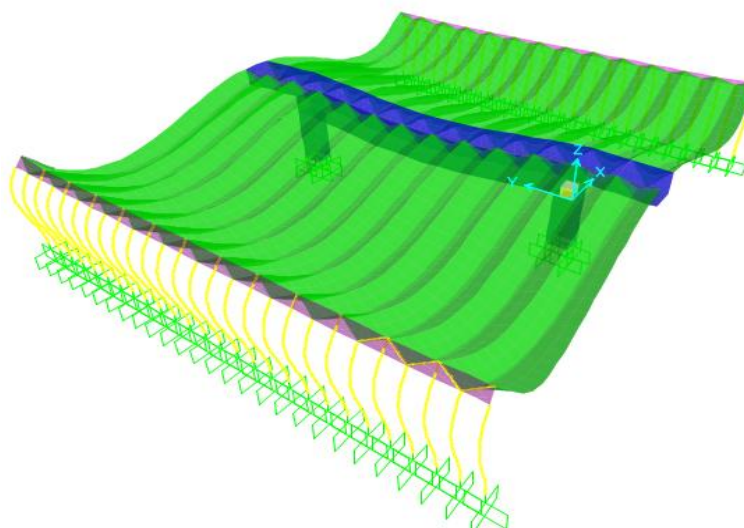


Figure 3.9 : Analyse de l'ouvrage avant la dépose partielle de la façade

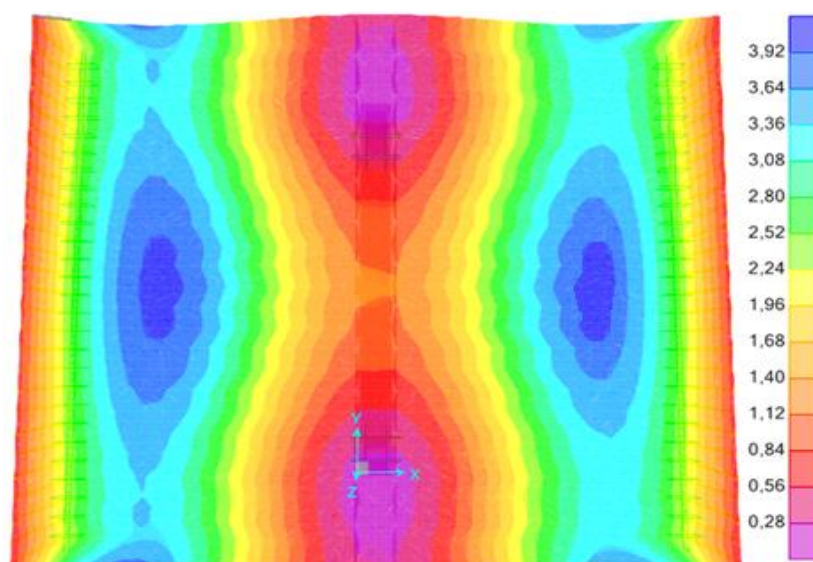


Figure 3.10 : Déformations au niveau de la dalle

III.3.1.2 Etude de la distribution de contraintes :

La charge permanente prise en compte dans la modélisation pour la détermination des contraintes au niveau de la toiture, de la poutre caisson, des poteaux principaux et des poutres de rives, comprends le poids propre, l'étanchéité et les capteurs solaires installés sur la toiture. Il est à noter que la charge de la neige n'a pas été prise en compte dans les calculs car l'affaissement causé par les travaux d'extension s'est produit hors saison hivernale (hors saison de neige).

a) Cas de la toiture :

Les figures 3.11 et 3.12 schématisent respectivement la distribution des contraintes normales S11 et S22. D'après la figure 3.11, les zones les plus sollicitées sont les parties de la dalle qui se trouvent à l'extrémité longitudinale. Ces dernières ont une contrainte maximale de traction de 4,44 MPa, qui est admissible. Aux extrémités, on rencontre des contraintes de compression allant jusqu'à -6.72 MPa.

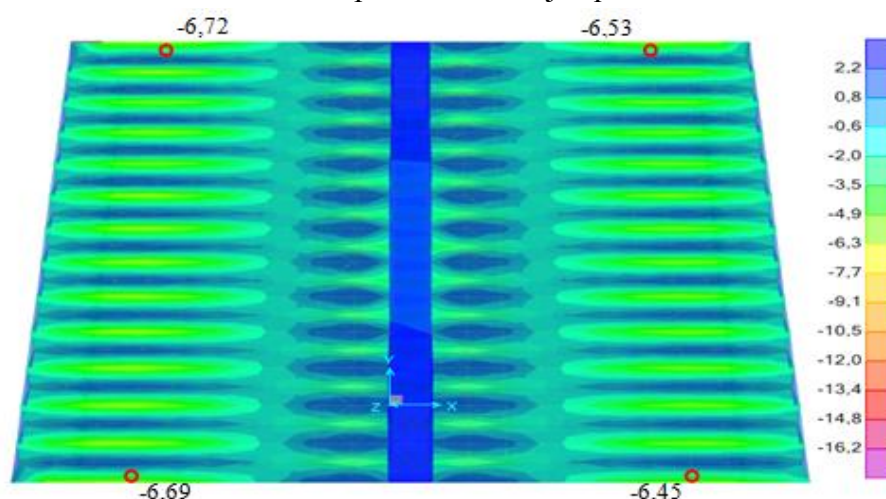


Figure 3.11 : Distribution des contraintes S11 au niveau de la dalle (fibre supérieur)

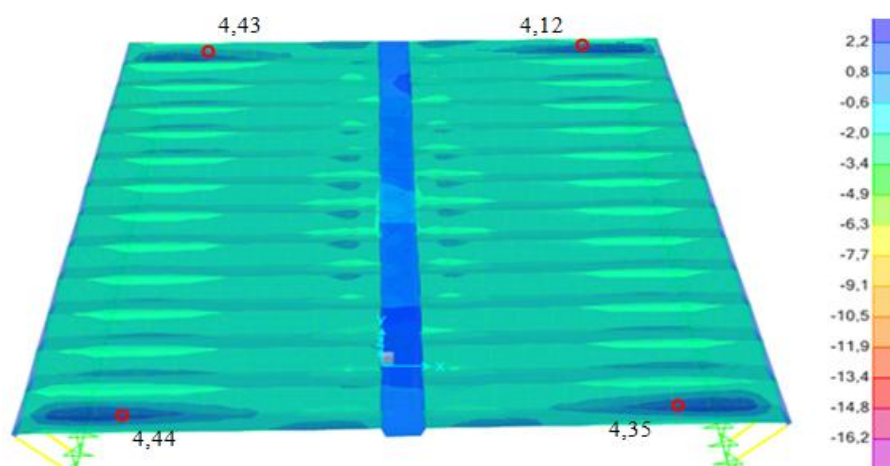


Figure 3.12 : Distribution des contraintes S22 au niveau de la dalle (fibre supérieur)

b) **la poutre caisson principale :**

La figure 3.13 détaille la distribution des contraintes dans la poutre principale, qui est comprimée aux extrémités avec une contrainte maximale de compression de 0,5 MPa et elle est tractée sur la partie inférieure avec une valeur de 1,98 MPa.

Puisque le caisson est assez volumineux, on voit apparaître des contraintes qui ne dépassent pas la valeur de la résistance à la traction qui est de 2,2 MPa.

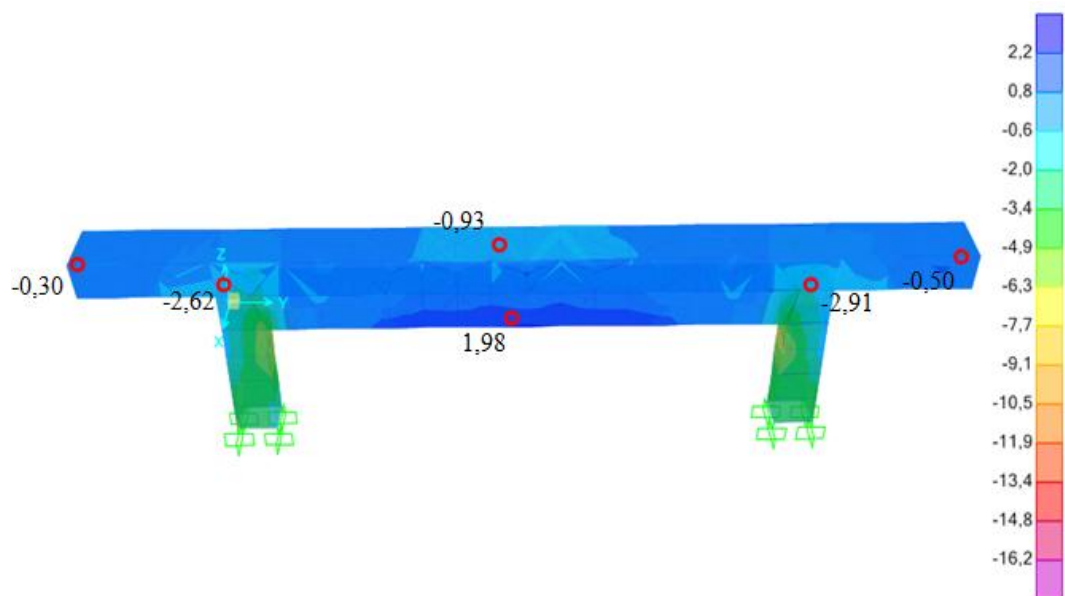


Figure 3.13 : Contraintes au niveau de la poutre caisson

c) **Les poteaux principaux :**

La distribution des contraintes est montrée sur la figure 3.14. On remarque que les poteaux sont entièrement comprimés, avec une répartition non homogène vu qu'ils sont sollicités en flexion composée. La présence de la flexion va alléger la compression dans les extrémités et l'augmenter dans les zones intérieures.



Figure 3.14 : Contraintes au niveau des poteaux principaux

d) **Les poutres de rives :**

La répartition des contraintes est présentée sur la figure 3.15. La contrainte maximale est la même sur les deux façades et elle est de compression de -0,6 MPa.

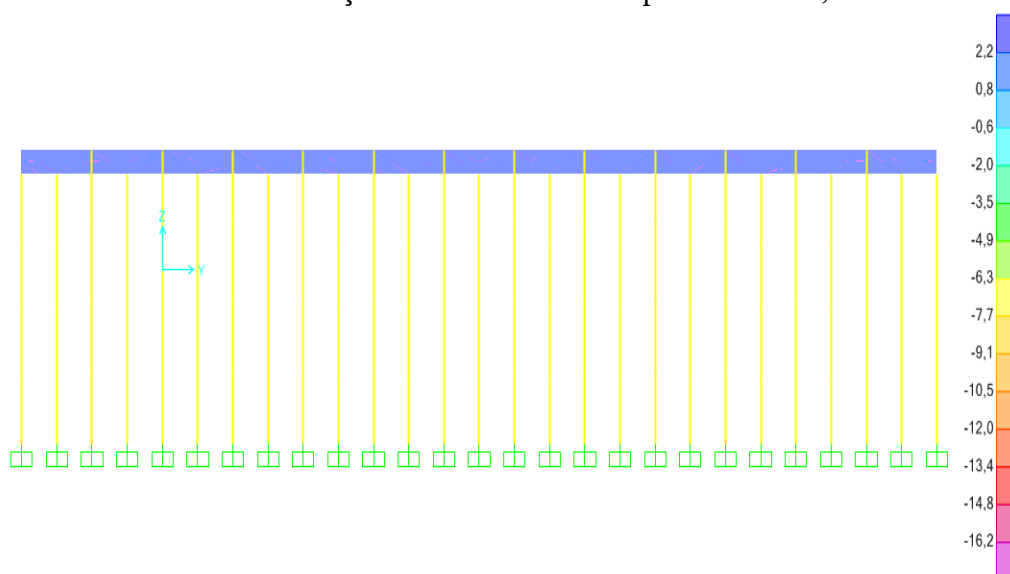
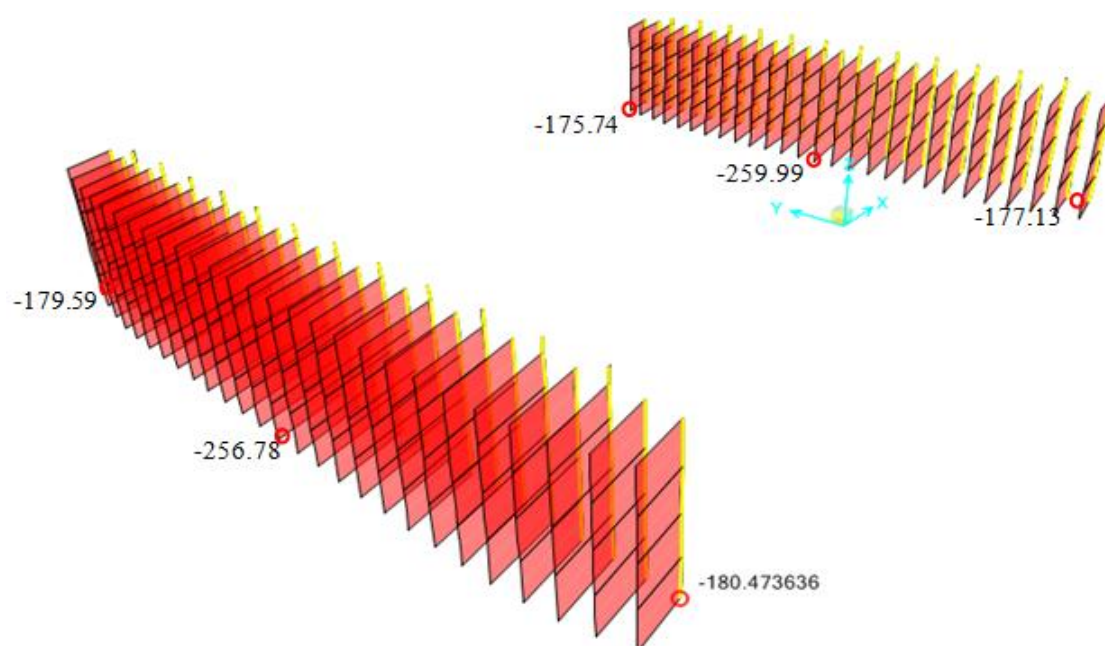


Figure 3.15 : Contraintes au niveau des poutres de rives

III.3.1.3 Etudes des efforts normaux dans les potelets de façades :

La figure 3.16 montre la répartition des efforts normaux au niveau des potelets des façades avant les travaux d'extension. On remarque une répartition symétrique (ou presque), avec une valeur maximale au niveau des poteaux centraux.

L'effort normal maximal est de $N=260$ kN ($N \leq N_{pl,rd} = 540,5$ kN) qui est donc stable et résistant.



Figures 3.16 : Les efforts normaux au niveau des poutres de rives

III.3.2 Structure existante après dépose partielle de la façade :

Cette partie concerne l'étude de la structure accidentée suite à l'enlèvement de certains potelets en nombre de 15 sur la façade du côté gymnase.

III.3.2.1 Etude de la flèche de la toiture :

Lors de la dépose de la façade, on constate une cuvette de la dalle qui s'est affaissée avec un maximum de 22,4 cm et un soulèvement aux extrémités de 0,6 cm comme montré dans la figure 3.17. Par contre sur le côté non modifié, la flèche est de 0,6 cm au milieu et est de 0,4 cm aux extrémités (voir figure 3.18).

Il faut rappeler que la flèche réelle, relevée après la dépose, est de 20.cm mesurée sur site.

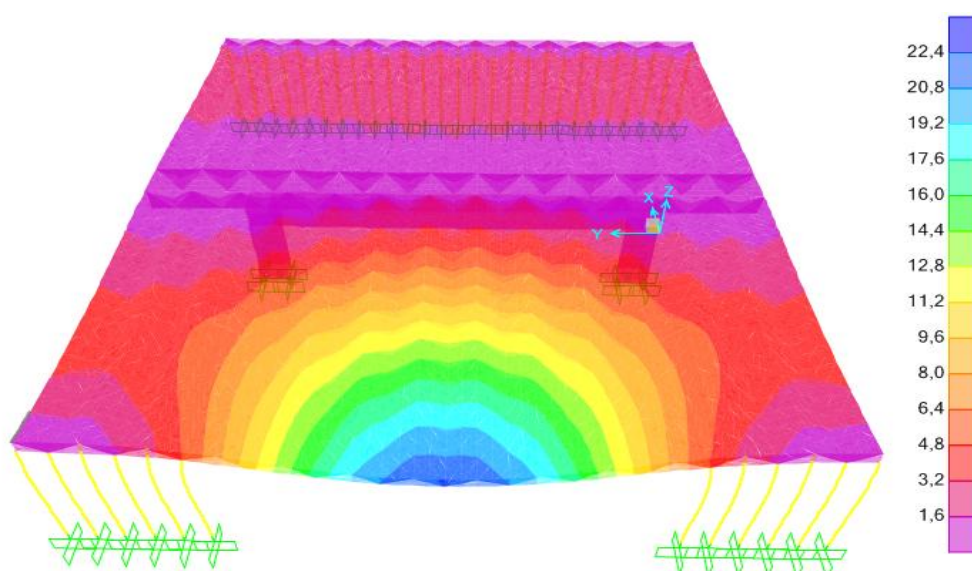


Figure 3.17 : La flèche prise sur le côté de la façade déposée

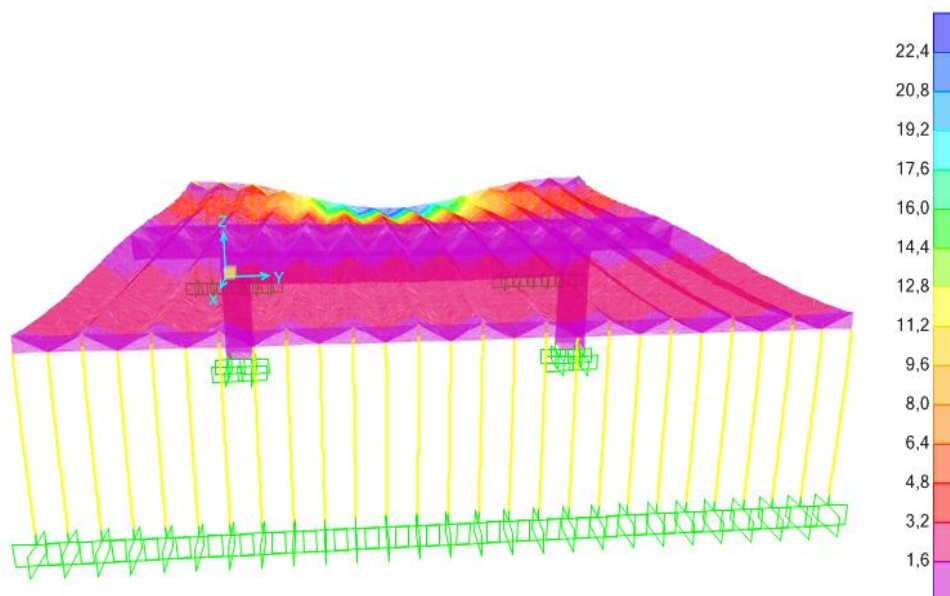


Figure 3.18 : La flèche prise sur le côté de la façade non déposée

III.3.2.2 Etude de la distribution de contraintes :

a) La toiture :

Du côté non déposé de la façade, la valeur de la contrainte est négative sur la partie supérieure de la nervure, contrairement à la partie inférieure qui est positive (voir figure 3.19). Du côté déposé de la façade, il y a augmentation notable des contraintes de compression de -5,03 Mpa sur environ 5 nervures (voir figure 3.20).

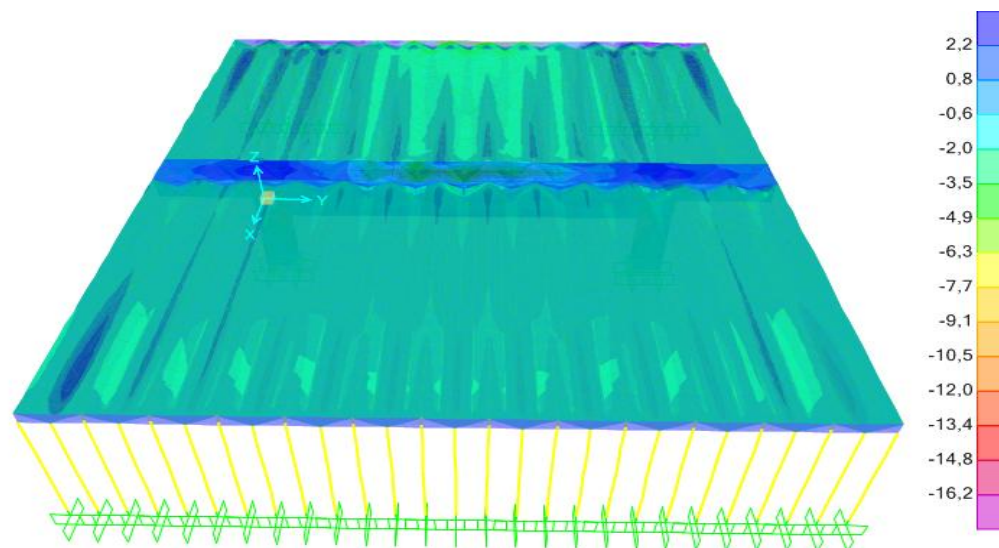


Figure 3.19 : Contraintes au niveau de la dalle du côté piscine

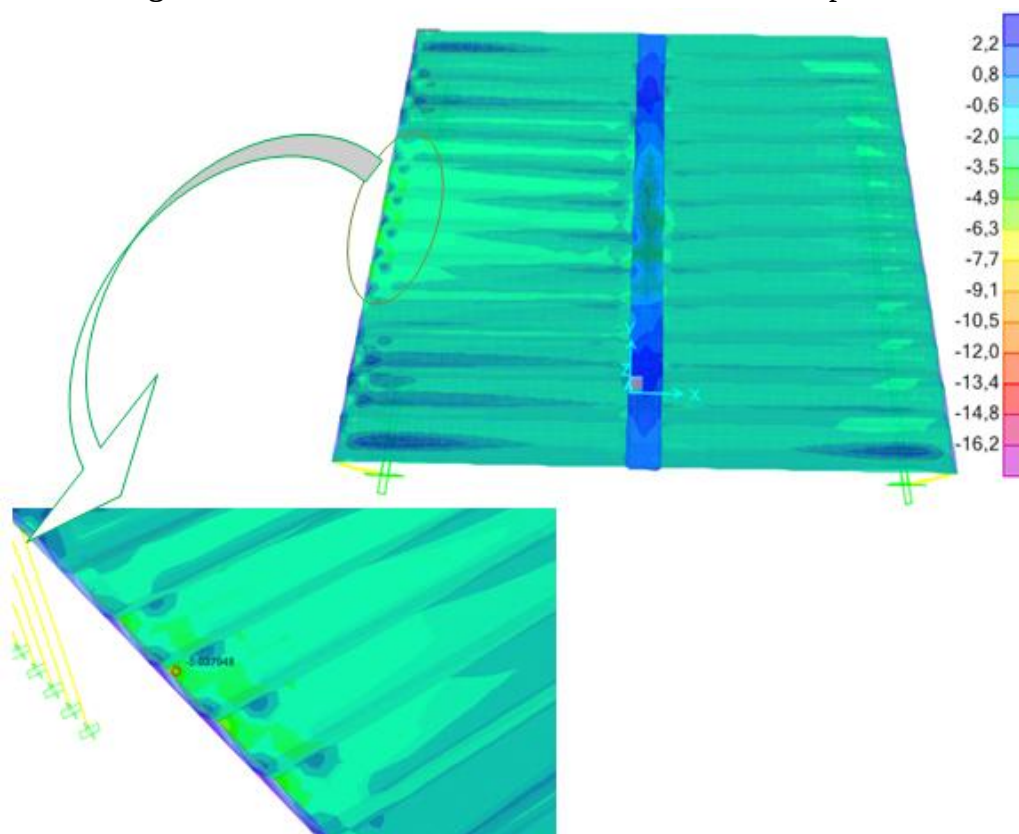


Figure 3.20 : Contraintes au niveau de la dalle du coté gymnase (avec S22)

b) **la poutre caisson principale :**

La figure 3.21 présente la répartition des contraintes au niveau de la poutre caisson. On constate que la poutre est tractée en bas et comprimée en haut avec une contrainte maximale de compression de -5,15 MPa et de traction de 3,59 MPa.

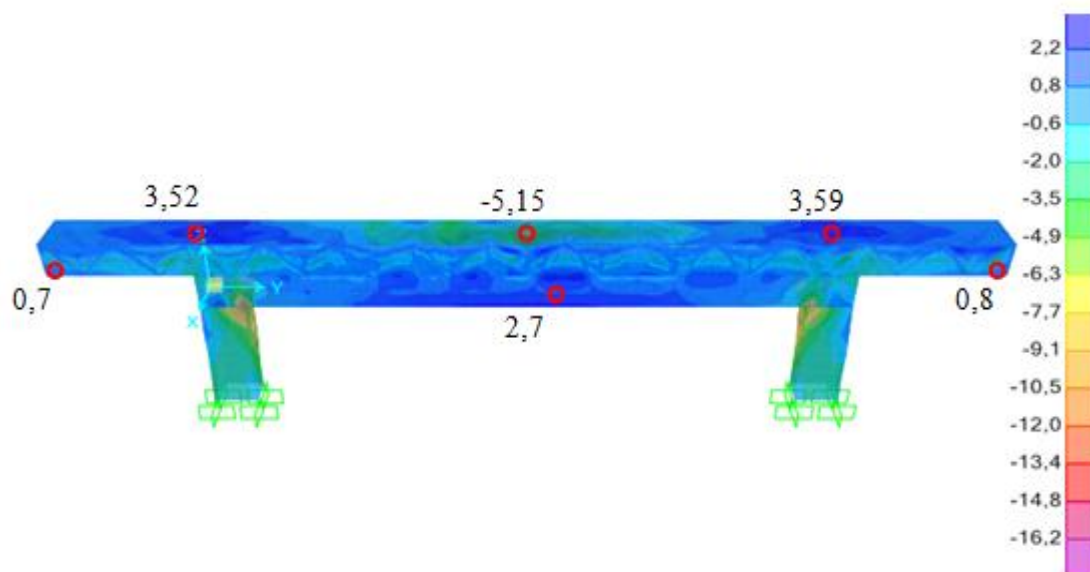


Figure 3.21 : Contraintes au niveau de la poutre caisson après enlèvement des poteaux

c) **Les poteaux principaux :**

La distribution des contraintes des poteaux principaux est montrée sur la figure 3.22. On constate une compression totale des poteaux avec un maximum de -10,20 MPa.



Figure 3.22 : Contraintes au niveau des poteaux principaux après enlèvement des poteaux

d) **Les poutres de rives :**

Dans la figure 3.23, de grandes contraintes de traction sont concentrées sur la partie inférieure du milieu de la poutre avec une valeur maximale inadmissible de 18,83 MPa et des contraintes de compression aussi inadmissible sur la partie supérieure qui a atteint -20,40 MPa. Contrairement aux extrémités, on remarque que le haut de la poutre est tendu, et le bas est faiblement comprimé.

La valeur de la contrainte sur la partie non déposée de la façade est restée la même et elle est de -0,4 MPa comme nous montre la figure 3.24.

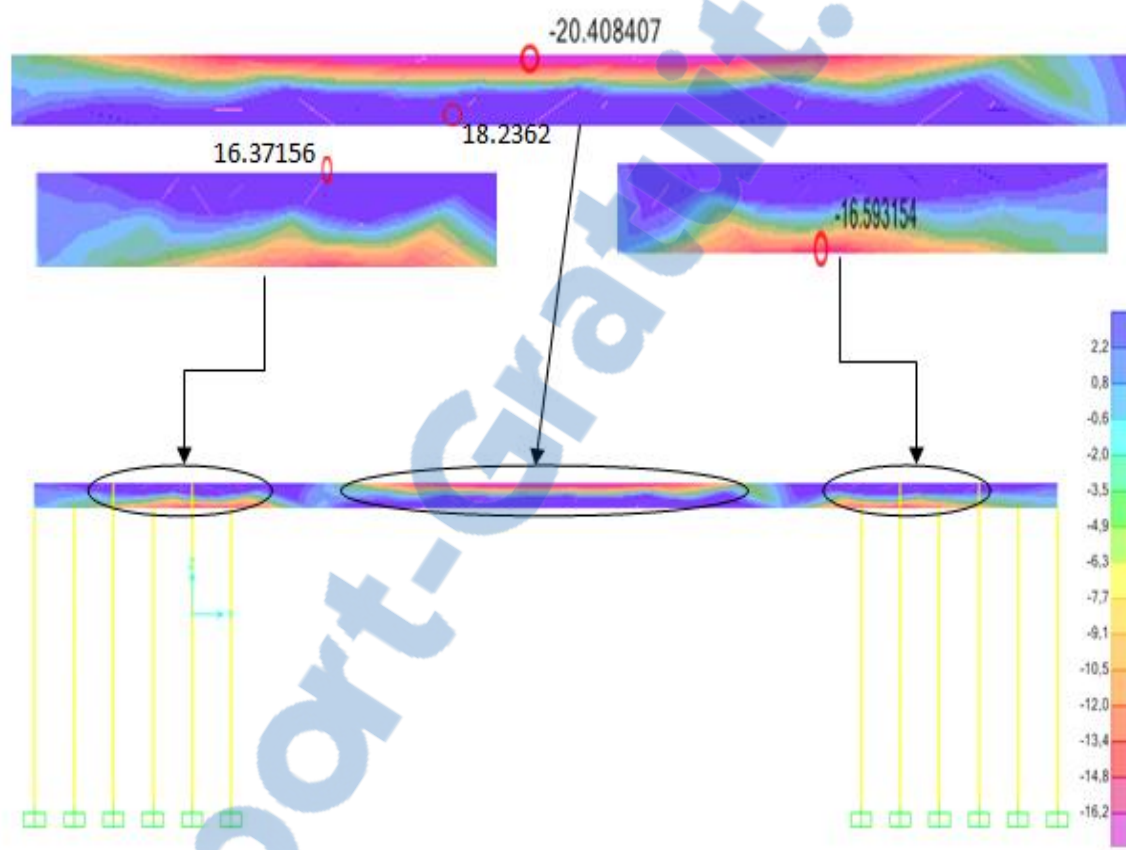


Figure 3.23 : Contraintes au niveau de la poutre de rive (façade déposée)

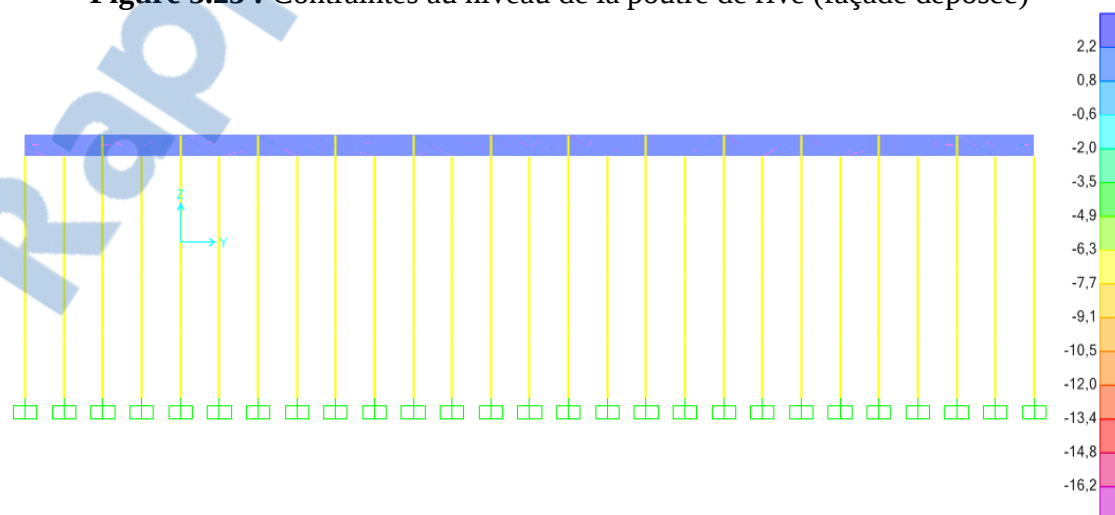


Figure 3.24 : Contraintes au niveau des poutres de rives

III.3.2.3 Etude des efforts normaux des potelets :

Lors de la dépose partielle de la façade, la nouvelle répartition des charges sollicitant les potelets de la façade déposée a engendré que la valeur maximale de l'effort normal de compression (1690,60 kN) dépasse la capacité portante de ces éléments métalliques existants ($N \geq N_{pl,rd} = 540,5 \text{ kN}$). Cela est bien exprimé sur la figure 3.25.

Sur la façade non déposée, une légère modification sur les efforts normaux est visualisée, comme l'indique la figure 3.26.

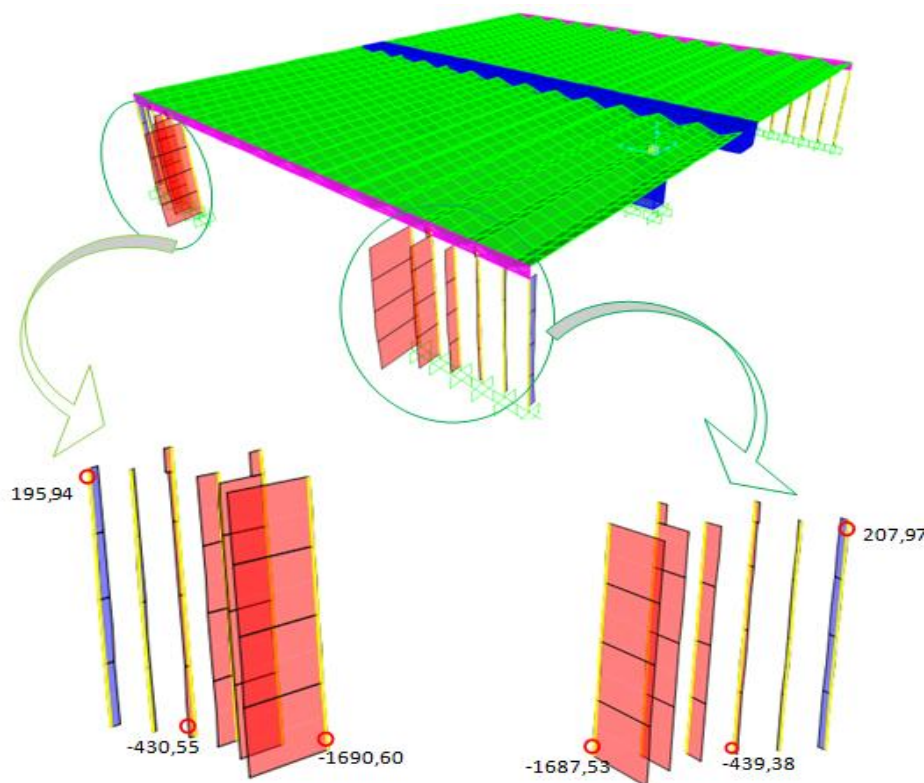


Figure 3.25 : Efforts normaux pour les potelets métalliques (façade déposée)

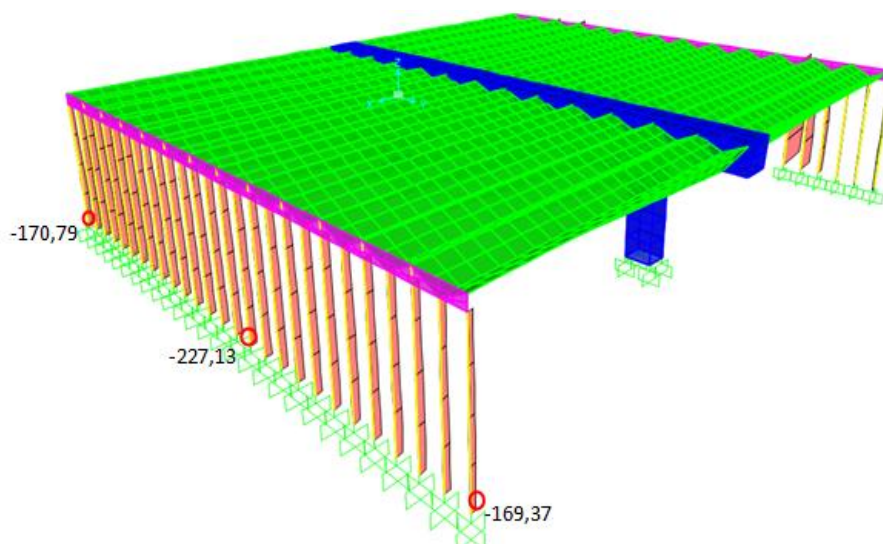


Figure 3.26 : Efforts normaux pour les potelets métalliques (façade non déposée)

III.3.3 Récapitulatif des résultats :

Suite à ces résultats, il est nécessaire de vérifier les conséquences dues à la suppression de certains potelets de la façade sur la stabilité de la structure, et ainsi comprendre les pathologies relevées (affaissement, flèche, fissures).

			Avant dépose		Après dépose			Différence (%)		
Flèche	Poutre de rive		Piscine	-0,7 cm	Piscine	-0,6 cm		Piscine	-14 %	
			Gymnase	-0,7 cm	Gymnase	-22,4 cm		Gymnase	+3100 %	
	Poutre caisson		1,1 cm		1,1 cm			0 %		
Contraintes	Poutre caisson	Traction	1,98 MPa		2,7 MPa			+36,5 %		
		Compression	-0,93 MPa		-5,15 MPa			+453,7 %		
	Toiture (Dalle)		Piscine	-6,53 MPa	Piscine	-6,30 MPa		Piscine	-3 %	
			Gymnase	-6,72 MPa	Gymnase	-5,03 MPa		Gymnase	-25,3 %	
	Poteaux principaux	Partie supérieure	-6,73 MPa		-10,20 MPa			+60 %		
		Partie inférieure	-6,84 MPa		-3,68 MPa			-46 %		
	Poutres de rives		Piscine	-0,5 MPa	Piscine	-0,4 MPa		Piscine	-20 %	
			Gymnase	-0,5 MPa	Gymnase	Sup	-20,4 MPa	Gymnase	Sup	+3980 %
						Inf	18,23M Pa		Inf	+3746 %
Efforts normaux sur potelets	Coté piscine		-259,99 kN		-227,13 kN			-12,6 %		
	Coté gymnase		-256,78 kN		-1690,60 kN			+558,4 %		

Tableau 3.1 : Comparaison des résultats avant et après dépose de la façade

La comparaison des résultats trouvés en terme de flèches, contraintes et efforts normaux indique que :

- (1) En comparant le coté de la façade non déposée avant et après enlèvement des potelets métallique, il s'est avéré que la valeur de la flèche de la poutre de rive a diminué de quelques millimètres et cela est dû au fait de déstabilisation de la structure et au contrebalancement de la dalle dus aux charges permanentes. Par contre sur le coté de la façade déposée, la flèche s'est amplifiée et est passé de 0,7cm à 22,4cm au milieu. On note qu'aux extrémités, il y a eu un soulèvement de 1,1cm.

- (2) Pour la poutre caisson, aucun changement n'a été senti et la flèche maximale est restée la même. Ce qui démontre que la poutre caisson n'a pas été perturbée et elle ne court aucun risque.
- (3) La valeur de la contrainte de traction en bas de la poutre caisson après enlèvement des poteaux est assez grande (2,7 MPa) alors qu'elle était négligeable avant dépose. Cette dernière dépasse la résistance à la traction du béton (2,2 MPa). La zone tendue est ferrillée correctement et elle ne peut subir de dommages.
La poutre caisson est plus comprimée en haut avec une augmentation de contraintes de +453,7% mais toujours admissible ($\sigma_c = 5,15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$).
- (4) On constate une augmentation notable des contraintes de compression de la toiture sur environ 5 nervures sur le côté modifié (-5,03 MPa). Et de l'autre côté la contrainte est presque la même.
- (5) Les poteaux sont entièrement comprimés avec une augmentation de contraintes dans certaines zones concentrées de +60% (partie supérieure) et de +46% sur d'autres zones (partie inférieure) ; mais ces contraintes restent admissibles.
- (6) La valeur de la contrainte au niveau des poutres de rives sur la partie piscine est presque la même avant et après dépose. Par contre la poutre de rive au droit de la façade déposée est très sollicitée.
La zone tendue est la partie basse de la poutre et elle est assez importante (18,3 MPa). La zone comprimé est en haut et est importante (-20,4 MPa). Les contraintes de compression dépassent la compression ultime ou limite du béton (16,2 MPa); ceci cause un problème d'écrasement du béton et de la fissuration.
Par contre aux extrémités le schéma s'inverse, comme une poutre hyperstatique, la flexion se fait vers le haut et la compression vers le bas mais d'intensité plus faible.
- (7) Les potelets voisins des potelets déposés ont subi une augmentation des efforts axiaux de manière importante (-1690,60 kN $\rightarrow$ +558%) par rapport à la structure initiale.

III.4 SYNTHÈSE :

Ce chapitre concerne l'analyse de la stabilité de l'ouvrage, après avoir modélisé toute la structure et appliqué toutes les charges permanentes sur la toiture. La comparaison de la flèche prise par la toiture a été faite avant la dépose de la façade et après sa dépose, ainsi que l'analyse de toutes les contraintes et déformations.

Suite à cette analyse numérique, une synthèse générale s'impose par rapport aux problèmes et aux endommagements rencontrés dans cette structure et relevés par le bureau d'étude VINCI, chargé de l'expertise de ce projet.

Lors de la dépose de la façade, les déformations induites ont sollicité certains éléments au-delà de leur capacité : une flèche de 22,4 cm a été prise par la toiture tout de suite après la dépose de quelques et les poutres plissées reçoivent un moment négatif supplémentaire du fait de la suppression des appuis en façades. La poutre de rive au droit de la façade déposée est très sollicitée : elle est tendue en partie basse et comprimée en haut ; et ceci cause un problème d'écrasement du béton et des fissurations. Par contre, en ce qui concerne les sollicitations dans la poutre-caisson centrale de la toiture, entre la piscine et le palais des sports, on a vu que les contraintes normales augmentaient et restaient admissibles. Les potelets voisins des potelets déposés ont dû voir leurs efforts augmenter de façon importante.

Après analyse de ces résultats, on a pu conclure que la phase provisoire lors de la dépose de la façade et la flèche conséquente prise par la toiture serait la cause des endommagements relevés sur site sources des inquiétudes du maître d'ouvrage par rapport à la stabilité de la structure.

Les documents en notre possession nous amène à penser que la façade, quoique elle est une sous-structure secondaire, est effectivement porteuse et qu'il n'est pas possible de la déposer sans précaution ou vérification de portance et sans prévoir un système de reprise de la charge en situation projetée (système d'étalement).

Une remise à niveau de la rive de la toiture par des vérins sera nécessaire pour retrouver l'état de contraintes initial de la toiture.

III.5 CONCLUSION :

On conclue que nos résultats de calcul sont en concordance avec les relevés et les résultats de l'expertise du bureau d'études Vinci. L'erreur faite était la supposition que la dépose des potelets était sans conséquence néfaste et ceux qui ont été supposée comme des éléments négligeables sont en vrai des éléments non-négligeables.

Pour cela, dans le chapitre qui suit, quelques solutions de confortement vont être proposées. Une seule sera choisie qui est supposée la plus efficace, la plus sécuritaire et la plus économique et elle fera l'objet d'un dimensionnement selon les codes CCM97 et EC3.

CHAPITRE IV :

RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE

IV.1 INTRODUCTION :

La structure du palais des sports de Nanterre peut être renforcée afin de permettre un fonctionnement sans façade et une extension de ce complexe sportif tout en assurant une certaine stabilité. A noter :

- Que la structure est actuellement endommagée.
- Qu'il faut trouver une solution pérenne et rapide à mettre en œuvre.
- Qu'il faut procéder à une réparation en urgence.

Grâce à sa rapidité d'exécution, sa facilité de montage et sa légèreté, l'acier peut répondre à toutes ces exigences, c'est pour cela que dans ce chapitre, on va concevoir plusieurs solutions en acier à ce sinistre.

IV.2 PROPOSITION DES SOLUTIONS DE RENFORCEMENT :

Suite aux résultats que nous avons obtenus dans le chapitre antécédent, il faut procéder à un renforcement en urgence. Pour cela, trois propositions de renforcement ont été conçues :

- 1- Reprises de la toiture à l'aide d'un portique en treillis positionné sous la poutre de rive endommagée ;
- 2- Reprise de la toiture en utilisant un portique en treillis sur la toiture et appuis intermédiaires haubanés ;
- 3- Reprise de la toiture à l'aide d'une poutre en treillis sur la poutre caisson reliée aux suspentes.

Ces trois solutions sont présentées, de manière sommaire, comme suit :

IV.2.1 Reprises de la toiture à l'aide d'un portique en treillis positionné sous la poutre de rive endommagée :

En ce qui concerne la première solution, un portique sous la poutre de rive a été proposé pour supporter les charges de la toiture, assurer la stabilité horizontale et diminuer la flèche causée lors de la suppression de la façade. Ce portique permet d'assembler de manière continue les arbalétriers et les poteaux et sont constitués d'éléments en treillis tubulaires et cela est bien montré dans la figure 4.1. La flèche mesurée au niveau de la poutre de rive est de 6,70 cm.

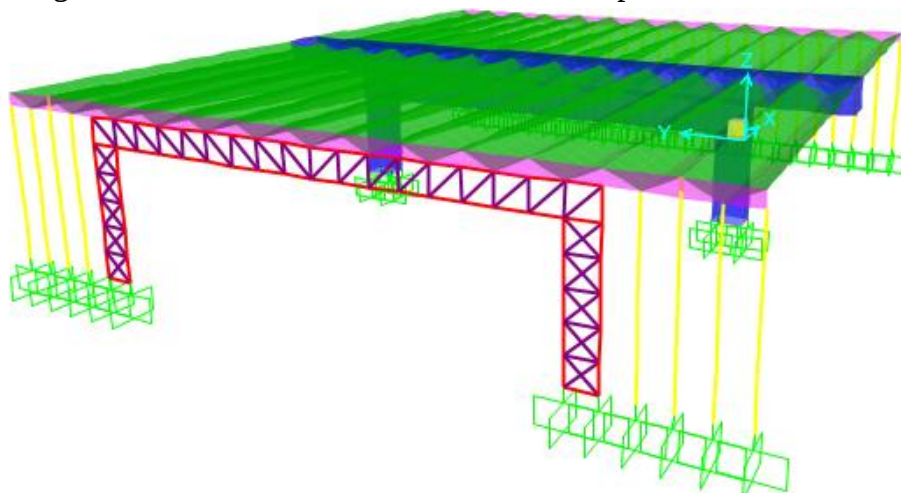


Figure 4.1 : Modélisation de la première solution

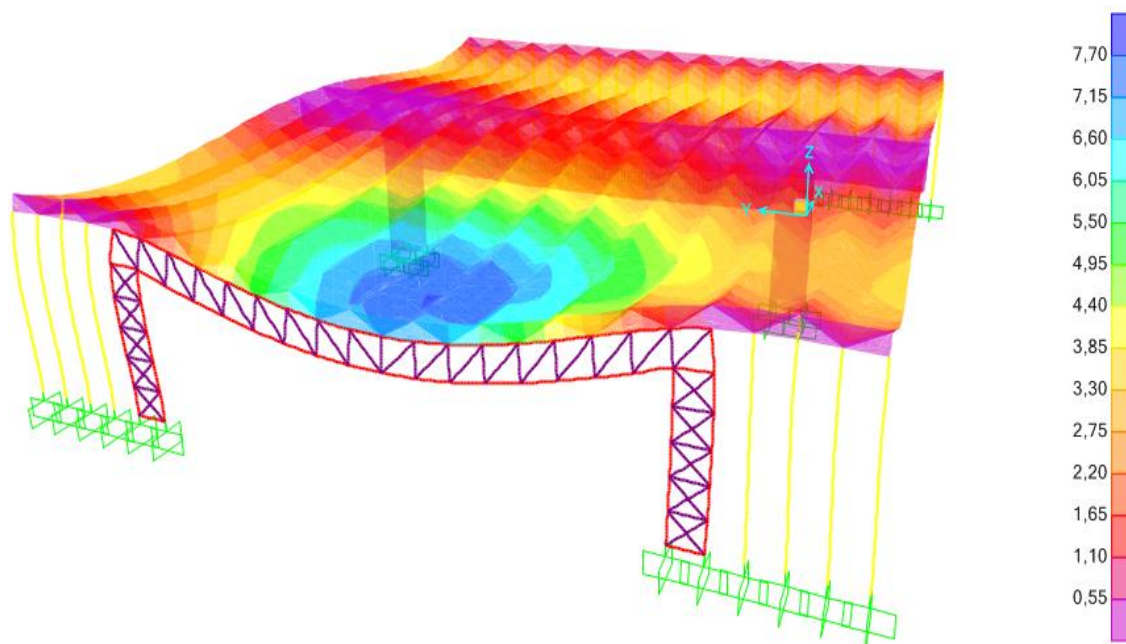


Figure 4.2 : Flèche prise par la toiture après renforcement

IV.2.2 Reprise de la toiture en utilisant un portique en treillis sur la toiture et appuis intermédiaires haubanés :

Cette solution consiste à mettre en œuvre un système de portique en treillis positionné sur la poutre de rive endommagée reliée grâce à des câbles à haubans afin de remettre la toiture à sa position initiale, ce qui a engendré une diminution de la flèche dont la valeur est de 5,8 cm.

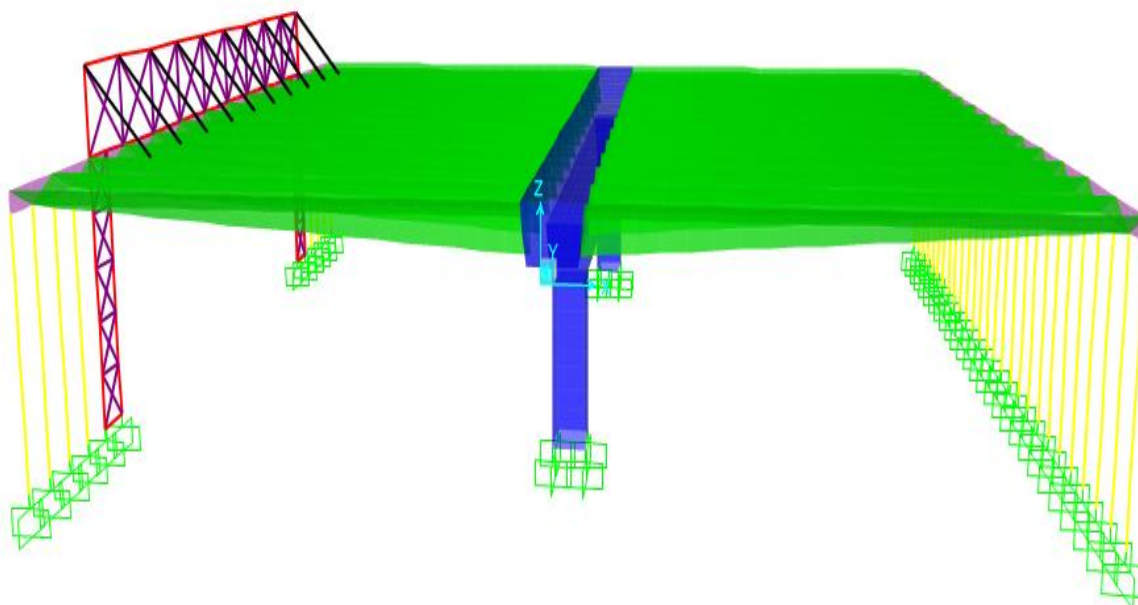


Figure 4.3 : Modélisation de la deuxième solution

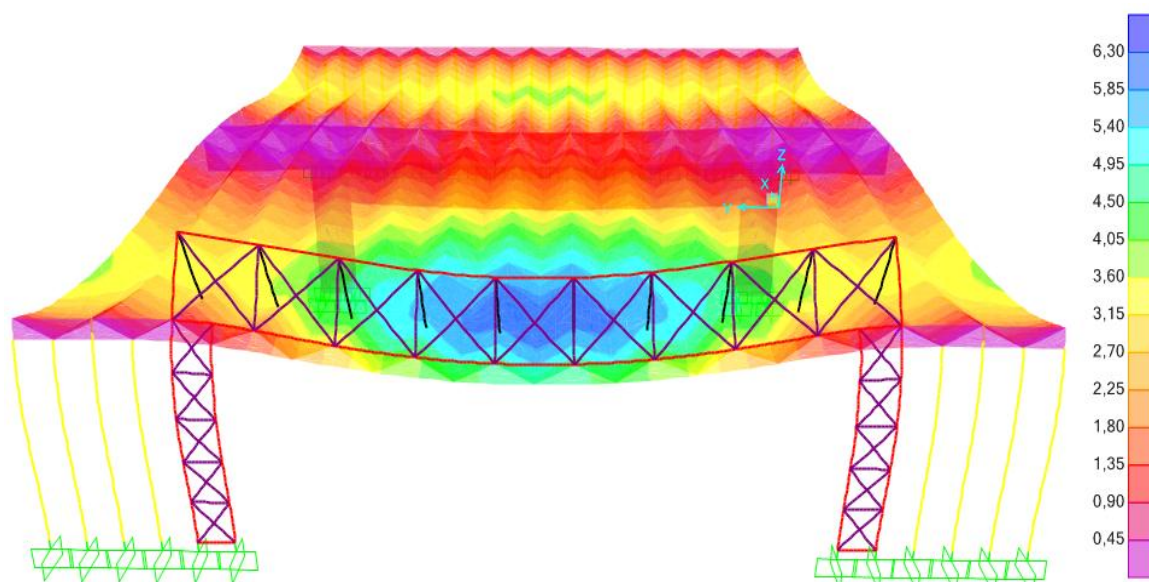


Figure 4.4 : Flèche prise par la toiture après renforcement

IV.2.3 Reprise de la toiture à l'aide d'une poutre en treillis sur la poutre caisson reliée aux suspentes :

Vu que le système d'appui élastique par câbles est distant par rapport à la poutre de rive fissurée, on remarque que cette solution n'est pas assez efficace car la valeur de la flèche n'est pas admissible : elle est de 19,2 cm.

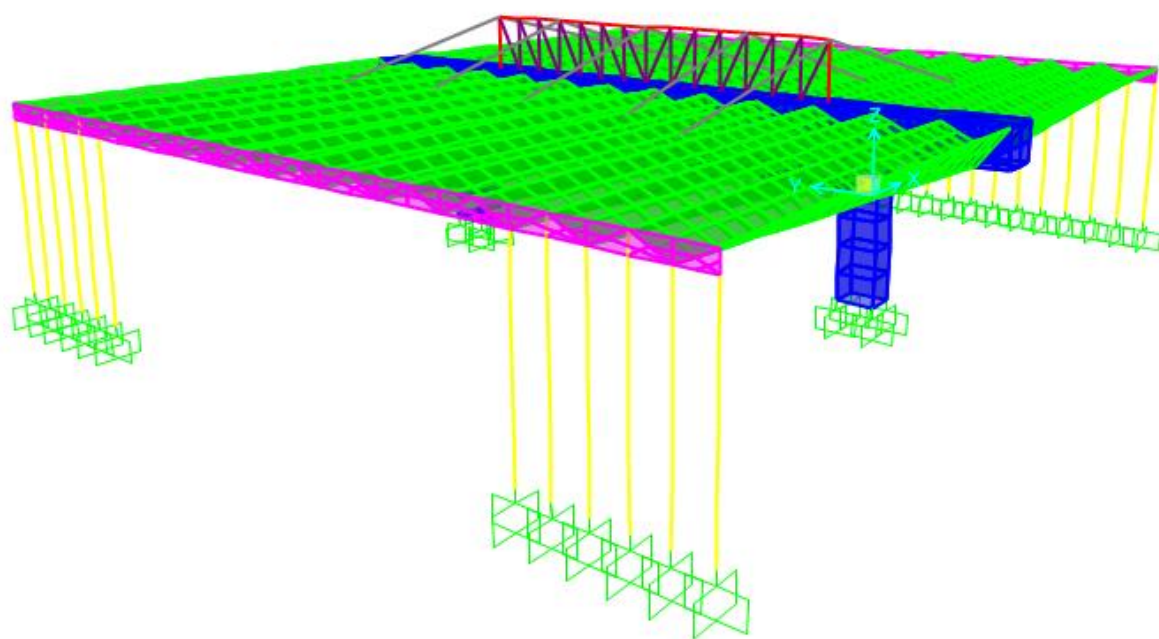


Figure 4.5 : Modélisation de la troisième solution

IV.3 MODELISATION DE LA STRUCTURE DE RENFORCEMENT :

En étudiant les trois propositions de renforcement, notre choix a opté sur le premier qui nous semble plus efficace, discret, économique et nécessitant un minimum d'opérations directes sur la structure. La figure 4.6 présente la modélisation sur le logiciel SAP2000 du portique utilisé pour renforcer le palais des sports.

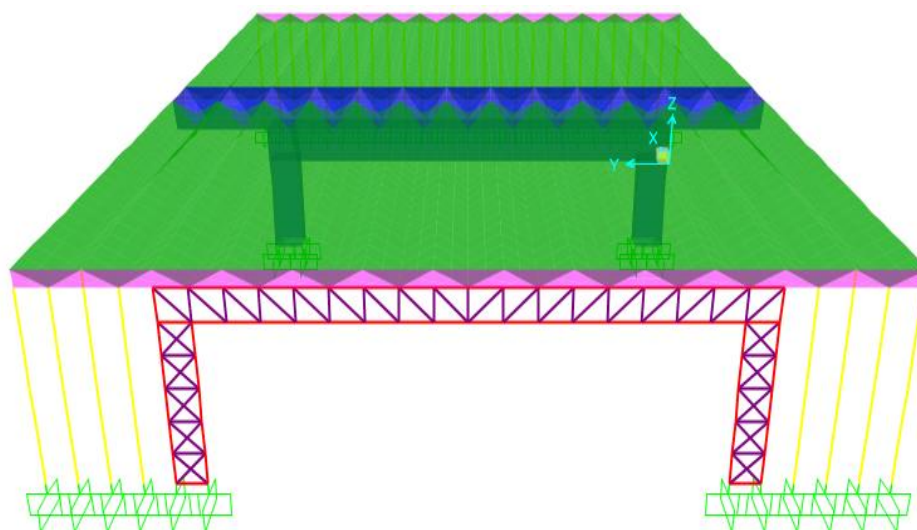


Figure 4.6 : Modélisation du portique

IV.3.1 Poteaux en treillis :

La modélisation des deux poteaux a été faite en commençant par l'arbalétrier et l'entrait en tube puis le treillis qui est constitué de montants et de diagonales en croix de saint André.

Après plusieurs simulations numériques et dimensionnement, on opte pour les sections suivantes : les tubes des membrures supérieure et inférieure (colonnes) sont des tubes carrés (300x300x16) et les tubes des montants et diagonales sont des tubes carrés (180x180x10).

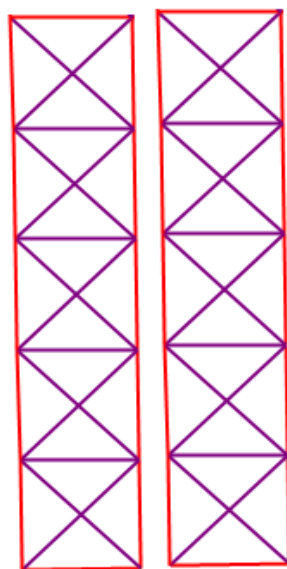


Figure 4.7 : Modélisation des poteaux en treillis du portique

IV.3.2 Poutre en treillis (Pratt) :

La modélisation a débuté par la poutre qui est constituée d'une membrure supérieure, d'une membrure inférieure en tubes et d'un treillis constitué de montants et de diagonales en N.

Après plusieurs simulations numériques et dimensionnement, on opte pour les sections suivantes : les tubes des membrures supérieure et inférieure sont des tubes carrés (300x300x16) et les tubes des montants et diagonales sont des tubes carrés (180x180x10).

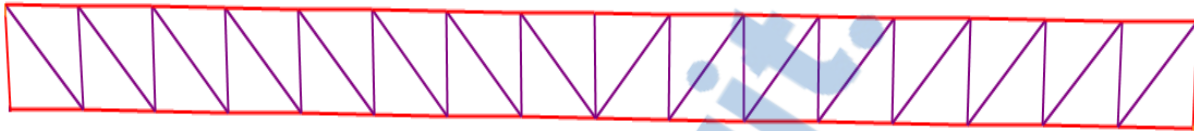


Figure 4.8 : Modélisation de la poutre en treillis du portique

IV.4 DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE RENFORCEMENT :

IV.4.1 Le choix des sections :

Dès la phase conceptuelle du portique, il y'a eu une certaine précision au niveau du choix des types de profils pour les membrures, montants et diagonales. Pour que ces derniers puissent assurer une certaine résistance et participent au renforcement de la structure sinistrée et en même temps un intérêt esthétique. Pour cela, on a dû choisir des sections tubulaires de type carré assemblés directement entre eux par soudure sans utilisation de goussets ou de raidisseurs. Quelques avantages des profils creux sont cités ci-dessous :

- Une meilleure résistance par rapport aux problèmes d'instabilité (flambement et déversement).
- Esthétique : l'utilisation rationnelle des profils creux donne des structures élégantes et spacieuses, des poteaux esthétiques et élancés. Dans notre cas la structure de renforcement est visible, c'est pour cela qu'il est préférable de choisir des éléments tubulaires ; ce qui permet de nous éviter le revêtement de ce portique.
- Légèreté : les tubes carrés sont utilisés pour la beauté de leur forme et exprimer la légèreté grâce au vide interne.
- Protection contre la corrosion : la corrosion dans le vide interne est presque inexistante car la surface des profils creux est 30% plus petite que les profils ouverts.
- Dimensions : il existe une variante nombreuse des épaisseurs et dimensions possibles.

Après plusieurs calculs et vérifications, le portique en treillis est composé donc de :

- Une poutre à treillis type Pratt :
 - La poutre a une portée de 45 m et une hauteur de 2,32 m.
 - L'arbalétrier (membrure haute) et l'entrait (membrure basse): Tube 300x300x16
 - Les montants et les diagonales : Tube 180x180x10

- 2 poteaux à treillis en croix de saint André :
 - Les poteaux ont une hauteur de 11,63 m et une largeur de 2,5 m.
 - L'arbalétrier (membrure haute) et l'entrait (membrure basse) : Tube 300x300x16
 - Les montants et les diagonales : Tube 180x180x10

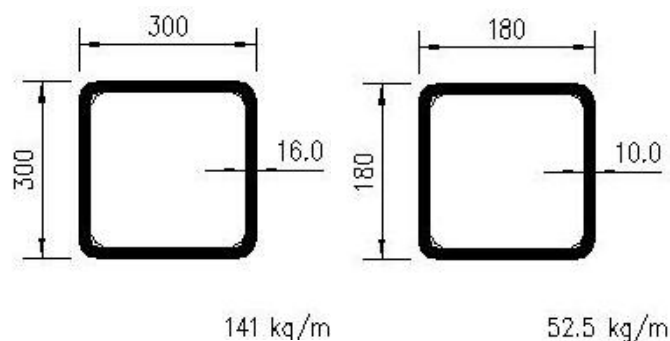


Figure 4.9 : Tube carré 300x300x16 et 180x180x10



Figure 4.10 : Photo d'un tube carré

IV.4.2 Verification de la resistance des éléments de la structure de renforcement :

Les éléments qui constituent le portique en treillis sont sollicités en flexion et compression axiale en même temps (flexion composée).

On retrouve les caractéristiques des profils creux utilisés, dans le tableau 4.1.

Tube Carrés	Section	Dimensions		Caractéristiques				
	A cm ²	b mm	t mm	M Kg/m	I cm ⁴	i cm	W _{el} cm ³	W _{pl} cm ³
300x16	171	300	16	134	22076	11,4	1472	1774
180x10	64,6	180	10	50,70	3017	6,84	335	404

Tableau 4.1 : Caractéristiques des tubes carrés 300x16 et 180x10

IV.4.2.1 La Classe des Tubes :

- Tube 300x300x16 :

$$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{300}{16} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 18,75 \leq 42$$

⇔ La section est de classe I.

- Tube 180x180x10 :

$$\frac{b}{t_f} \leq 42\epsilon \text{ Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{180}{10} \leq 42 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 18 \leq 42$$

⇔ La section est de classe I

IV.4.2.2 Vérifications de la résistance des éléments de la poutre en treillis :

Les tubes 300x300x16 et 180x180x10 sont de classe I, et sont considérés comme des éléments comprimés et fléchis. Ces profils creux sont soumis aux sollicitations qui sont représentés ci-dessous dans le tableau 4.2.

		Tube 300x300x16	Tube 180x180x10
<i>Elément fléchi comprimé</i>	Effort de compression N_{sd}	1158,47 (kN)	672,33 (kN)
	Moment M_{sd}	26,70 (kN.m)	0,78 (kN.m)
<i>Elément fléchi tendu</i>	Effort de traction N_{sd}	2742,86 (kN)	989,64 (kN)
	Moment M_{sd}	21,85 (kN.m)	10,31 (kN.m)

Tableau 4.2 : Efforts de compression et de traction avec moments des profils creux dans la poutre à treillis

Il y a lieu donc de vérifier seulement la condition de résistance suivante (effort axial + moment fléchissant en tenant compte du problème de flambement) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$



- $\chi_{min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}}$: la plus petite valeur des valeurs de χ_y et χ_z ;
- χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction, mais $\chi \leq 1$;
- $\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$;
- α est un facteur d'imperfection, il correspond à la courbe appropriée de flambement (la courbe de flambement est déterminée du tableau 5.5.3 des règles CCM 97).
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \beta a^{0,5}$ et $\beta a = 1$ pour les sections de classe 1 ;
- $\lambda = \frac{l_f}{i}$: Elancement pour le mode de flambement à considérer ;
- $L_f = \frac{L}{2} (E-E)$;
- $\lambda_1 = 93,9 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$ et f_y en (N/mm²) ;
- $K_y = 1 - \frac{N_{sd} \mu_y}{\chi_y A f_y} = \bar{\lambda} \cdot (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] \beta_{my}$: est le facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement ; $K_y \leq 1,5$

a) Vérification de la résistance des Tubes 300x300x16 en compression :

- $N_{sd} = 1158,47$ (kN)
- $M_{sd} = 26,70$ (kN.m)
- $L = 2,5$ m

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- $L_f = \frac{L}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25$ m
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{125}{11,4} = 10,96$
- $\lambda_1 = 93,9 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 93,9$
- $\beta a = 1$ (profilé de classe I)
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \beta a^{0,5} = \frac{10,96}{93,9} 1^{0,5} = 0,116$
- $\alpha = 0,21$

$$\bullet \quad \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 * \left[1 + 0,21 * (0,116 - 0,2) + 0,116^2 \right]$$

$$\phi = 0,497$$

$$\bullet \quad \chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,497 + [0,497^2 - 0,116^2]^{0,5}}$$

$$\chi = 1,02 > 1 \quad \text{--- On prend : } \chi = 1$$

$$\bullet \quad \mu = \bar{\lambda} \cdot (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] = 0,116 * (2 * 1,8 - 4) + \left[\frac{1774 - 1472}{1472} \right]$$

$$\mu = 0,159$$

$$\bullet \quad K_y = 1 - \frac{\mu N_{sd}}{\chi A f_y} = 1 - \frac{0,159 * 1158471,7}{1 * 17100 * 235}$$

$$K_y = 0,955 \leq 1,50$$

Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{1158471,7}{1 * \frac{17100 * 235}{1,1}} + \frac{0,955 * 26701733,7}{\frac{1774 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,36 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la résistance des Tubes 300x300x16 en traction :

- $N_{sd} = 2742,86$ (kN)
- $M_{sd} = 21,85$ (kN.m)
- $\chi = 1$
- $K_y = 1$

$$\frac{N_{sd}}{\frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{2742860,89}{\frac{17100 * 235}{1,1}} + \frac{21858390,02}{\frac{1774 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,80 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les tubes 300x300x16 vérifient la condition de stabilité.

c) Vérification de la résistance des Tubes 180x180x10 en compression :

- $N_{sd} = 672,33$ (kN)
- $M_{sd} = 0,78$ (kN.m)
- $L = 2,32$ m

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- $L_f = \frac{L}{2} = \frac{2,32}{2} = 1,16 \text{ m}$
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{116}{6,84} = 16,95$
- $\lambda_1 = 93,9 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 93,9$
- $\beta a = 1$ (profilé de classe I)
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \beta a^{0,5} = \frac{16,95}{93,9} 1^{0,5} = 0,18$
- $\alpha = 0,21$
- $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 * (0,18 - 0,2) + 0,18^2 \right]$
 $\phi = 0,514$
- $\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,514 + [0,514^2 - 0,18^2]^{0,5}}$
 $\chi = 0,99$
- $\mu = \bar{\lambda} * (2 * \beta_{my} - 4) + \left[\frac{w_{pl} - w_{el}}{w_{el}} \right] = 0,18 * (2 * 1,8 - 4) + \left[\frac{404 - 335}{335} \right]$
 $\mu = 0,133$
- $K_y = 1 - \frac{\mu N_{sd}}{\chi A f_y} = 1 - \frac{0,133 * 672334,7}{0,99 * 6460 * 235}$
 $K_y = 0,94$

Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A f_y} + \frac{K_y M_{sd}}{\frac{w_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{672334,7}{0,99 * \frac{6460 * 235}{1,1}} + \frac{0,94 * 788247,6}{\frac{404 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,49 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la résistance des Tubes 180x180x10 en traction :

- $N_{sd} = 989,64 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 10,31 \text{ (kN.m)}$
- $\chi = 1$
- $K_y = 1$

$$\frac{N_{sd}}{\gamma_{m1} A f_y} + \frac{M_{sd}}{\gamma_{m1} \frac{w_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{989643,5}{\frac{6460 * 235}{1,1}} + \frac{10315989,7}{\frac{404 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,83 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

Les tubes 180x180x10 vérifient la condition de stabilité.

IV.4.2.3 Vérifications de la résistance des éléments des poteaux en treillis :

Les tubes 300x300x16 et 180x180x10 sont de classe 1, et sont considérés comme des éléments comprimés et fléchis. Ces profils creux sont soumis aux sollicitations qui sont représentés ci-dessous dans le tableau 4.3 :

		Tube 300x300x16	Tube 180x180x10
Elément fléchi comprimé	Effort de compression N_{sd}	2963,44 (kN)	724,90 (kN)
	Moment M_{sd}	40,89 (kN.m)	1,14 (kN.m)
Elément fléchi tendu	Effort de traction N_{sd}	308,45 (kN)	267,93 (kN)
	Moment M_{sd}	53,39 (kN.m)	1,10 (kN.m)

Tableau 4.3 : Efforts de compression et de traction avec moments des profils creux dans les poteaux en treillis.

Il y a lieu donc de vérifier seulement la condition de résistance suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

a) Vérification de la résistance des Tubes 300x300x16 en compression :

- $N_{sd} = 2963,44$ (kN)
- $M_{sd} = 40,89$ (kN.m)
- $L = 2,32$ m

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- $L_f = \frac{L}{2} = \frac{2,32}{2} = 1,16$ m
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{116}{11,4} = 10,17$
- $\lambda_1 = 93,9 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 93,9$
- $\beta a = 1$ (profilé de classe 1)

- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \beta \alpha^{0,5} = \frac{10,17}{93,9} 1^{0,5} = 0,108$

- $\alpha = 0,21$

- $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 * \left[1 + 0,21 * (0,108 - 0,2) + 0,108^2 \right]$

$$\phi = 0,49$$

- $\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,49 + [0,49^2 - 0,108^2]^{0,5}}$

$$\chi = 1,033 > 1 \text{ On prend : } \chi = 1$$

- $\mu = \bar{\lambda} \cdot (2 \cdot \beta_{my} - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] = 0,116 * (2 * 1,8 - 4) + \left[\frac{1774 - 1472}{1472} \right]$

$$\mu = 0,1619$$

- $K_y = 1 - \frac{\mu N_{sd}}{\chi A f_y} = 1 - \frac{0,1619 * 2963449,07}{1 * 17100,235}$

$$K_y = 0,884$$

Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{2963449,07}{1 * \frac{17100 * 235}{1,1}} + \frac{0,884 * 40898974,28}{\frac{1774 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,90 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la résistance des Tubes 300x300x16 en traction :

- $N_{sd} = 308,45 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 53,39 \text{ (kN.m)}$
- $\chi = 1$
- $K_y = 1$

$$\frac{N_{sd}}{\frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{308457,13}{\frac{17100 * 235}{1,1}} + \frac{53395023,19}{\frac{1774 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,22 < 1 \text{ Condition vérifiée}$$

Les tubes 300x300x16 vérifient la condition de stabilité.

c) Vérification de la résistance des Tubes 180x180x10 en compression :

- $N_{sd} = 724,90 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 1,14 \text{ (kN.m)}$
- $L = 3,41 \text{ m}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- $L_f = \frac{L}{2} = \frac{3,41}{2} = 1,7 \text{ m}$
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{170}{6,84} = 24,85$
- $\lambda_1 = 93,9 \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9 \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 93,9$
- $\beta a = 1$ ((profilé de classe 1))
- $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \beta a^{0,5} = \frac{24,85}{93,9} 1^{0,5} = 0,264$
- $\alpha = 0,21$
- $\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21 * (0,264 - 0,2) + 0,264^2 \right]$
 $\phi = 0,541$
- $\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,541 + [0,541^2 - 0,264^2]^{0,5}}$
 $\chi = 0,986$
- $\mu = \bar{\lambda} * (2 * \beta_{my} - 4) + \left[\frac{W_{pl} - W_{el}}{W_{el}} \right] = 0,264 * (2 * 1,8 - 4) + \left[\frac{404 - 335}{335} \right]$
 $\mu = 0,10$
- $K_y = 1 - \frac{\mu N_{sd}}{\chi A f_y} = 1 - \frac{0,1 * 724908,16}{0,986 * 6460 * 235}$
 $K_y = 0,951$

Vérification de la condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{724908,16}{0,986 * \frac{6460 * 235}{1,1}} + \frac{0,951 * 1142730,98}{\frac{404 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,545 < 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la résistance des Tubes 180x180x10 en traction :

- $N_{sd} = 267,93 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 1,10 \text{ (kN.m)}$
- $\chi = 1$
- $K_y = 1$

$$\frac{N_{sd}}{\frac{A f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{sd}}{\frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{267935,55}{\frac{6460 * 235}{1,1}} + \frac{522398,52}{\frac{404 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,20 < 1 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les tubes 180x180x10 vérifient la condition de stabilité.

IV.4.3 Analyse de la structure après renforcement :

Lors de la mise en œuvre du portique métallique de confortment, on remarque une grande amélioration des comportements de la structure. Quand il y a eu la démolition de la façade, la toiture avait pris une flèche de 22,4cm. Pour cela, il fallait procéder à un renforcement d'où le portique métallique avec lequel la toiture a repris sa position initiale avec une flèche plus faible de 6,70cm.

		Avantrenforcement			Après renforcement		
Flèche	Poutre de rive	Piscine	-0,60 cm		Piscine	-0,58 cm	
		Gymnase	-22,4 cm		Gymnase	-6,70 cm	
Contraintes	Poutres de rives	Piscine	-0,4 MPa		Piscine	-0,3 MPa	
		Gymnase	Sup	-20,4 MPa	Gymnase	Sup	-9,83 MPa
			Inf	18,23M Pa		Inf	1,94 MPa
		Efforts normaux sur potelets	Coté piscine	-227,13 kN			-174,58 kN
Coté gymnase	-1690,60 kN			-108,57 kN			

Tableau 4.4 : Comparaison des résultats avant et après renforcement

- (1) En comparant la flèche du coté de la façade déposée avant et après consolidation, il s'est avéré que la valeur de la flèche de la poutre de rive a diminué de plusieurs centimètres et est passée de 22,4cm à 6,7cm ce qui pourrait nous amener à conclure que le système de consolidation choisi, c'est-à-dire le portique en treillis, est très efficace car il a permis à la toiture de remonter à sa position initiale tout en offrant une stabilité. Par contre sur le coté de la façade non déposée, on ne remarque pas de changement sur la valeur de la flèche maximale.
- (2) La valeur de la contrainte au niveau des poutres de rives sur la partie piscine est presque la même avant et après consolidation du palais. La poutre de rive au droit de la façade déposée avant consolidation est très sollicitée contrairement aux contraintes relevées après consolidation qui sont logiquement acceptables car on revient quasiment à l'état initial.
- (3) Après la consolidation du palais des sports, on remarque que les efforts normaux de compression dans les potelets métalliques HEA120 ne dépassent pas la capacité portante de ces éléments métalliques existants ($N_{\max} = 108,57 \text{ kN} < N_{pl,rd} = 540,5 \text{ kN}$).

IV.5 VERIFICATION DES ASSEMBLAGES :

Un calcul correcte des assemblages permet à la structure un bon fonctionnement et assure une forte résistance de pièces entre elles dans le domaine de la construction métallique. Parmi toutes les techniques d'assemblages qui existent, la soudure est favorisée lors d'un assemblage de montants et diagonales en tube carré avec les membrures hautes et basses.

IV.5.1 Calcul de l'assemblage par soudure au niveau de la poutre en treillis :

L'assemblage entre les montants et diagonals avec les membrures hautes et basses de la poutre en treillis se fait par la soudure, afin d'assembler les tube 180x180x10 aux tubes 300x300x16.

Les efforts sollicitants les plus défavorables extraits par le logiciel(SAP2000) sont donnés ci-dessous :

- $N_{sd} = 989,64 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 6,05 \text{ (kN.m)}$
- $V_{sd} = 7,21 \text{ (kN)}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = 16 \text{ mm}$
- $t_{min} = 10 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 7 \text{ mm}$ (Non vérifiée)
- $a_{min} = 3 \text{ mm}$

Le cordon de soudure choisi : $a = 10 \text{ mm}$

Il y'a lieu de vérifier ces deux conditions :

$$N_d \leq R_W$$

$$V_{sd} \leq R_S$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd}$$

$$R_S = \frac{0,7 * f_y * a\sqrt{2} * l}{\gamma_{m1}}$$

$$R_W = \frac{0,5 * f_{UE} * a\sqrt{2} * l}{\gamma_{m1}}$$

Où :

- N_d : l'effort normal
- h : hauteur du tube carré
- R_S : Résistance ultime de la section de contact
- f_y : limite d'élasticité de l'acier des pièces assemblées = 235 MPa
- a : épaisseur du cordon de soudure
- l : longueur du cordon d'angle considéré
- γ_{m1} : coefficient de sécurité
- R_W : Résistance ultime de la section de la gorge
- f_{UE} : Résistance à la traction du métal de soudure = 360MPa

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{6,05}{3,41} + 989,64 = 991,41 \text{ kN}$$

$$R_S = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot a \sqrt{2} \cdot l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \cdot 235 \cdot 10 \sqrt{2} \cdot 180 \cdot 4}{1,1} = 1522,72 \text{ kN}$$

$$R_W = \frac{0,5 \cdot f_{UE} \cdot a \sqrt{2} \cdot l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \cdot 360 \cdot 10 \sqrt{2} \cdot 180 \cdot 4}{1,1} = 1666,20 \text{ kN}$$

$$N_d \leq R_W \Leftrightarrow 991,418 \leq 1666,20 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq R_S \Leftrightarrow 7,212 \leq 1522,72 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.2 Calcul de l'assemblage par soudure au niveau des poteaux en treillis :

L'assemblage entre les montants et diagonals avec les membrures hautes et basses du poteau en treillis se fait aussi par la soudure, afin d'assembler les tube 180x180x10 aux tubes 300x300x16, on a fait ressortir les efforts sollicitants les plus défavorables calculés par le logiciel (SAP2000) et qui sont donnés ci-dessous :

- $N_{sd} = 267,93 \text{ (kN)}$
- $M_{sd} = 1,1 \text{ (kN.m)}$
- $V_{sd} = 0,97 \text{ (kN)}$

$$a_{min} \leq a \leq a_{max}$$

Avec :

- $t_{max} = 16 \text{ mm}$
- $t_{min} = 10 \text{ mm}$
- $a_{max} = 0,7 \times t_{min} = 7 \text{ mm}$ (Non vérifiée)
- $a_{min} = 3 \text{ mm}$

Le cordon de soudure : $a = 10 \text{ mm}$

Il faut vérifier que :

$$N_d \leq R_W$$

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{1,1}{3,410} + 267,93 = 268,25 \text{ kN}$$

$$R_S = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot a \sqrt{2} \cdot l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \cdot 235 \cdot 10 \sqrt{2} \cdot 180 \cdot 4}{1,1} = 1522,72 \text{ kN}$$

$$R_W = \frac{0,5 \cdot f_{UE} \cdot a \sqrt{2} \cdot l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \cdot 360 \cdot 10 \sqrt{2} \cdot 180 \cdot 4}{1,1} = 1666,2 \text{ kN}$$

$$N_d \leq R_W \Leftrightarrow 268,25 \leq 1666,2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq R_S \Leftrightarrow 0,978 \leq 1522,72 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.5.3 Calcul de l'assemblage par boulonnage au niveaux des deux poteaux en treillis :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage de 8 boulons HR de classe **8.8** et de diamètre $\varnothing 20 \text{ mm}$. L'assemblage boulonné est représenté sur TEKLA dans la figure 4.11, et est dessiné aussi sur AutoCAD (voir figure 4.12).

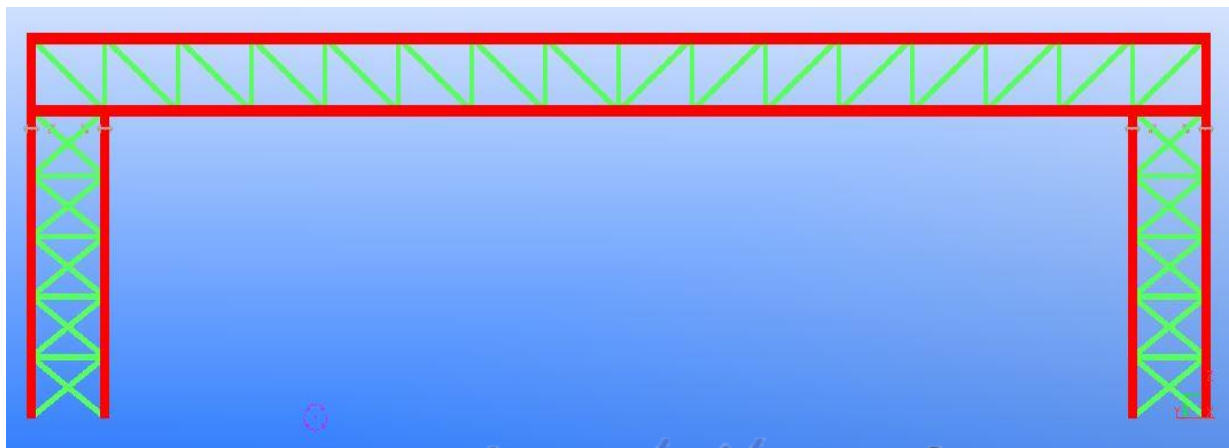


Figure 4.11 : Dessin de la position des boulons sur TEKLA

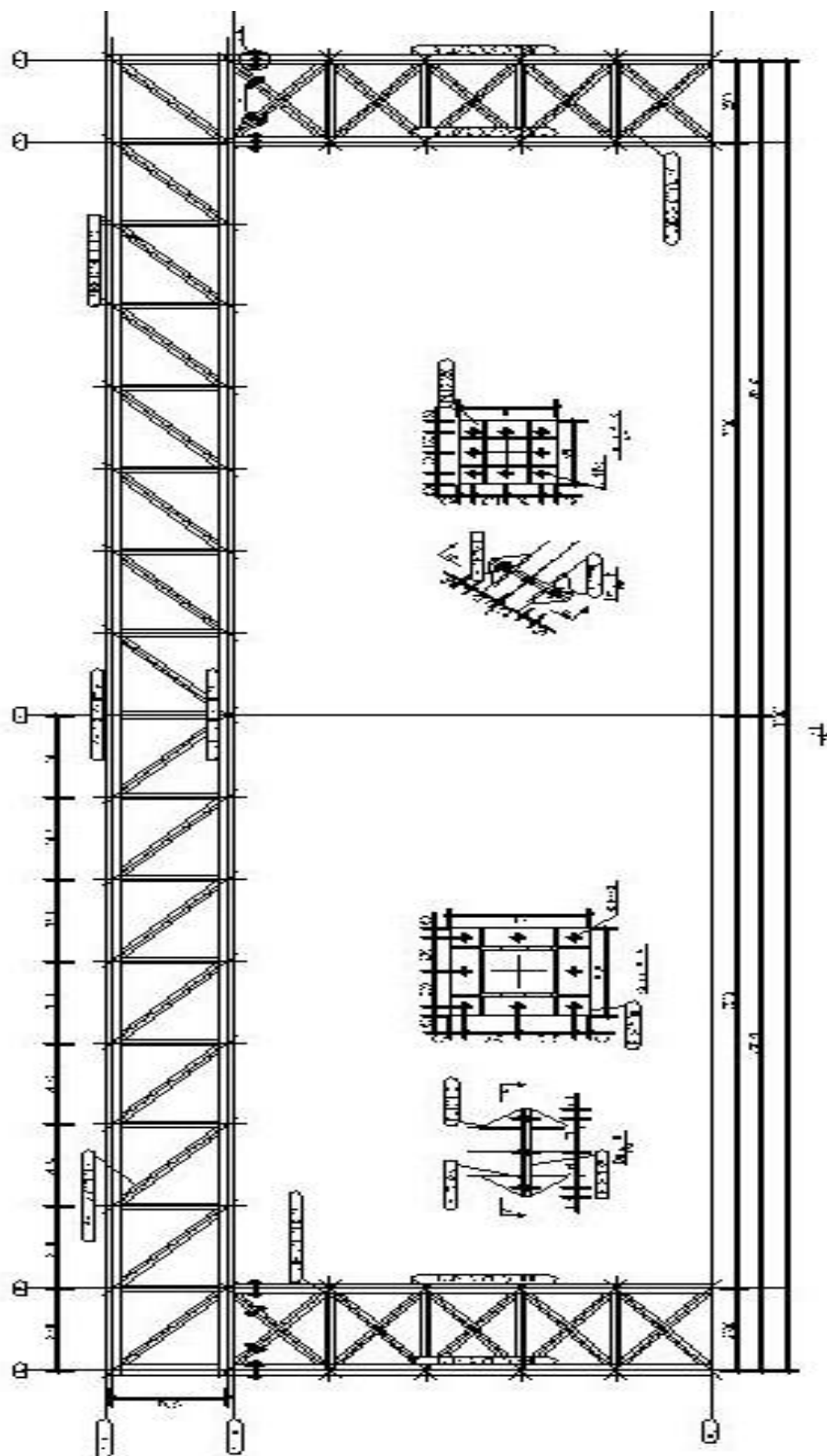


Figure 4.12 : Dessin représentatif de la position des boulons sur AutoCAD

IV.5.3.1 L'assemblage boulonné au niveau des tubes 300x300x16 :

La figure 4.13 montre bien la position des 8 boulons à fin d'assembler les tubes 300x300x16.

- Pour les tubes 300X300x16 on a choisis l'épaisseur de la platine = 20mm

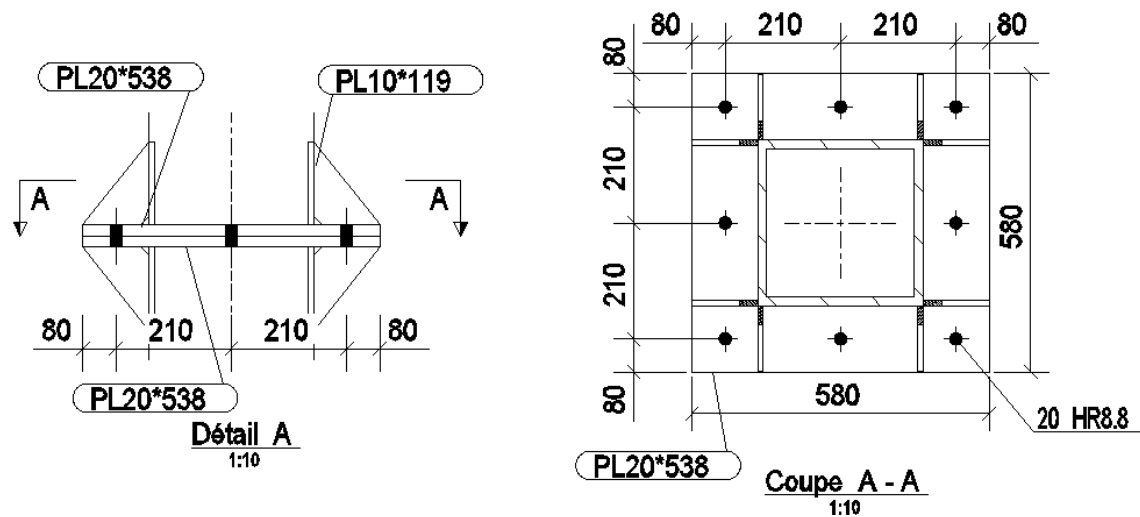


Figure 4.13 : Coupe de l'assemblage (tube 300x300x16)

a) Pince longitudinale et transversale :

$$1,2 d_0 \leq e \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 22 \text{ mm} \quad 26,4 \text{ mm} \leq e \leq 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e = 80 \text{ mm}$$

b) Vérification des boulons à la traction :

On remarque que les boulons sont comprimés donc il n'y a pas lieu de les vérifier.

c) Vérification des boulons au cisaillement :

$$n * F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

α_v : 0,6 Pour les classes de boulons 8.8

A : aire de la section brute du boulon M20 = 314 mm²

$F_{v,rd}$: Effort tranchant résistant

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 * 800 * 314}{1,25} * 10^{-3} = 120,57 \text{ kN}$$

$$8 * F_{v,rd} = 964,56 \text{ kN} \geq N_{sd} = 229,16 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

d) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} \geq V_{sd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 * a * f_{ub} * d * t}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 * 1 * 800 * 20 * 20}{1,25} * 10^{-3} = 640 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 640 \text{ kN} > V_{sd} = 57,54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

IV.5.3.2 L'assemblage boulonné au niveau des tubes 180x180x10 :

La figure 4.14 montre bien la position des 8 boulons à fin d'assembler les tubes 180x180x10.

- Pour les tubes 180x180x10 on a choisis l'épaisseur de la platine = 15mm

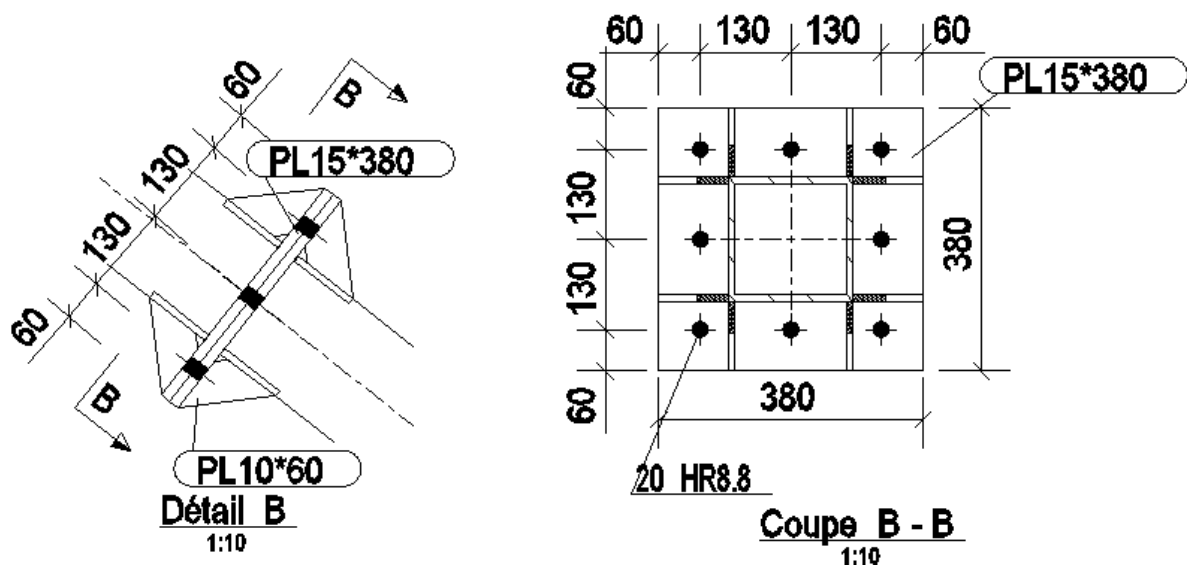


Figure 4.14 : Coupe de l'assemblage (tube 180x180x10)

a) Pince longitudinale et transversale :

$$1,2 d_0 \leq e \leq 12t$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm} \quad 26,4 \text{ mm} \leq e \leq 240 \text{ mm} \longrightarrow e = 60 \text{ mm}$$

b) Vérification des boulons à la traction :

On remarque que les boulons sont comprimés donc il n'y a pas lieu de les vérifier.

c) Vérification des boulons au cisaillement :

$$n * F_{v,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

α_v : 0,6 Pour les classes de boulons 8.8

A : aire de la section brute du boulon M20 = 314 mm²

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 * 800 * 314}{1,25} * 10^{-3} = 120,57 \text{ kN}$$

$$8 * F_{v,rd} = 964,56 \text{ kN} \geq N_{sd} = 122,54 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

d) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} \geq V_{sd}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 * a * f_{ub} * d * t}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,9$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 * 0,9 * 800 * 20 * 15}{1,25} * 10^{-3} = 432 \text{ kN}$$

$$F_{b,rd} = 432 \text{ kN} > V_{sd} = 0,75 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Tous les éléments métalliques choisis et les assemblages sont vérifiés.

IV.6 PROGRAMME DE CONSOLIDATION :

La consolidation de la poutre de rive ainsi que la toiture, coté gymnase, sera réalisée selon les étapes suivantes :

1. Etalement de la toiture, zone proche de la poutre de rive endommagée.
2. Mise en place du dispositif de support des vérins au portique en treillis.
3. Emplacement de la structure de consolidation sous la poutre de rive.
4. Recalage des étais.
5. Mise en pression graduelle des vérins.
6. Recalage des étais.
7. Montage des derniers éléments du portique après enlèvement des vérins.
8. Colmatage de la fissure existante sur la poutre de rive.

Cette procédure doit être réalisée avec une grande précision et à une vitesse assez lente, contrôlée par des capteurs de niveau et des plaques témoins au niveau des fissures, afin d'inspecter ces dernières et vérifier si celles-ci se sont bien refermées.

IV.7 TRAITEMENT DE LA FISSURE SUR LA POUTRE DE RIVE :

Après la dépose partielle de la façade (coté gymnase), il a été constaté des fissures importantes dans la poutre de rive ; par contre, aucune fissure n'a été constatée dans la zone centrale de la toiture entre la piscine et le gymnase. Il semble donc que la poutre de rive ait fonctionné en flexion avant la mise en place des étais. N'étant pas dimensionnée pour une portée aussi importante, celle-ci a fissuré.

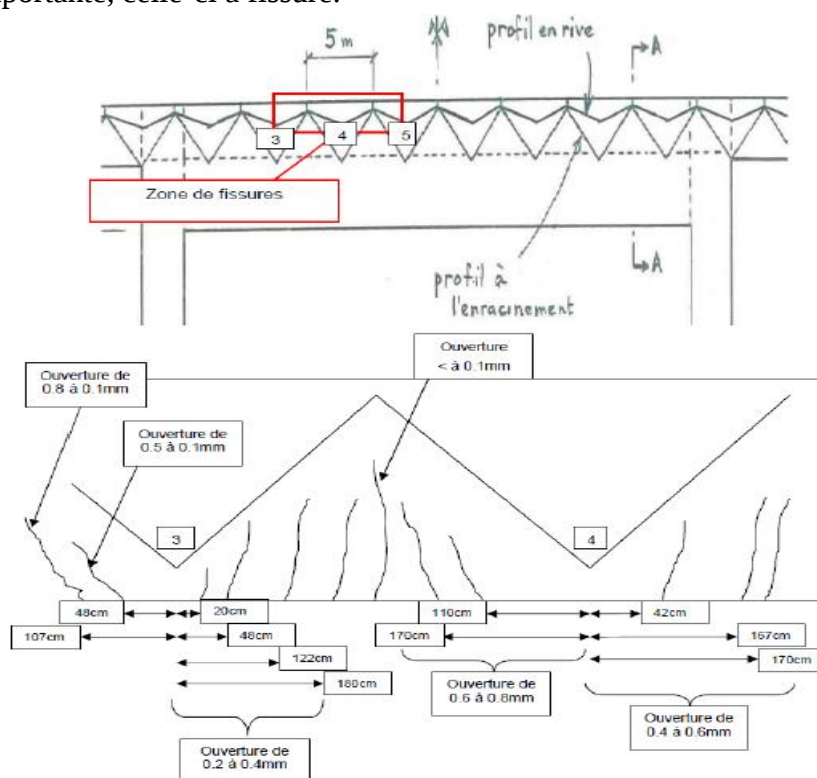


Figure 4.15 : Schéma des fissures constatées dans la poutre de rive.

Afin de réparer ces fissures, il y a lieu donc de suivre les étapes suivantes :

- 1- Sonder au marteau autour des endroits fissurés pour détecter les zones sonnant creux, peu résistantes ou non adhérentes qui ont été fragilisées.



Figure 4.16:Sondage au marteau

- 2- Piqueter et creuser les parties repérées jusqu'à dégager complètement les armatures oxydées. Éliminer la rouille à la brosse métallique.



Figure 4.17:Elimination de la rouille

- 3- Dépoussiérer soigneusement la zone découverte puis appliquer au petit pinceau un produit anticorrosion sans déborder sur le béton.



Figure 4.18 : Application du produit anticorrosion

- 4- Après un temps de séchage d'environ 1 heure, humidifier abondamment au pulvérisateur la partie à combler pour faciliter l'accrochage du mortier.



Figure 4.19 : Humidification des armatures

- 5- Gâcher un mortier puis le serrer fortement à la truelle sur le pourtour du ferrailage et en combler la cavité.



Figure 4.20 : Application du mortier

- 6- Laisser le mortier s'étirer et se raidir légèrement. Lisser ensuite la réparation à la taloche en polystyrène pour égaliser la surface.



Figure 4.21 : Egalisation de la surface

IV.8 CONCLUSION :

Cette étape de confortement est une opération assez délicate qui nécessite la maîtrise, pour un ingénieur, de plusieurs domaines de génie civil : calcul de structures, construction métallique, béton armé, techniques de soulèvement mécaniques, etc. Elle peut varier dans la procédure de mise en œuvre suivant les capacités et la maîtrise de l'entreprise chargée par cette opération. Donc la polyvalence des connaissances et des techniques pratiques est exigée.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'études relie deux domaines du génie civil : l'étude théorique et la réhabilitation des structures. En effet il a pour objet l'étude et la consolidation de la toiture du palais de sport « Maurice Thorez » après son affaissement.

Pour commencer notre travail, une recherche bibliographique sur les techniques de consolidation en utilisant l'acier a été détaillée.

La première partie de ce projet avait pour objectif d'étudier ce qui a provoqué l'affaissement de la toiture, faite en béton armé. Pour cela, on s'est muni des études réalisées par l'entreprise VINCI afin de les analyser et d'en comprendre les éléments.

La modélisation par logiciel SAP2000 de la structure avant et après la démolition du mur à donner une flèche de 22,4 cm. L'analyse de la stabilité de la structure s'est faite en comparant les flèches, sollicitations et contraintes au niveau de toute la structure avant et après dépose de la façade, et affirmer la cause et la gravité du problème de l'endommagement.

On a conclu donc que ce mur était en effet un mur porteur de la toiture et que sa démolition était la cause de l'affaissement de cette dernière, c'est pour cela qu'il a fallu renforcer le palais des sports afin de permettre un fonctionnement sans façade localement.

Notre objectif été donc l'appréciation de l'état de conservation et du comportement mécanique des structures porteuses de la couverture de la piscine et de trouver une solution à ce sinistre grâce à la consolidation de la structure en béton avec de l'acier.

Comme deuxième étape et une fois que l'étude a bien été assimilée, le but était bien sûr de trouver des solutions techniques pour remédier au problème de l'affaissement, et étudier celle qui est la plus constructive.

Dans la troisième et dernière partie on s'est intéressé à la mise en œuvre de la solution dont on a opté, afin de permettre un fonctionnement sans façade de la structure, et une extension de ce complexe sportif tout en assurant une certaine stabilité.

Au final ce projet de fin d'étude nous a permis de progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur, mais également dans le renforcement des structures. Il fut donc une expérience enrichissante avant le début de notre vie professionnelle, et concrétise et finalise notre formation de cinq années d'ingénieurs en génie civil.

1. BASES DE CALCUL ET ACTIONS SUR LES STRUCTURES - CHARGES DE NEIGE « Eurocode1 », 1996, Association française de normalisation (afnor), (Paris, la défense).
2. Boumechra N., 1999, Restauration de la caserne MILOUD - Bâtiment colonial (1856), 2^{ème} Congrès international sur science et technologie pour la sauvegarde du patrimoine culturel dans les pays du bassin méditerranéen, 5-9 juillet, Paris, France
3. Boumechra N., Casciati F. et Hamdaoui K., 2010, Diagnosis, seismic analysis and reinforcement of an old building in El-Maleh, Algeria, Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 9, No. 4, pp. 577-586.
4. CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « Eurocode3 », 1992, Association française de normalisation (afnor), (Paris, la défense).
5. CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « Eurocode4 », 1992, Association française de normalisation (afnor), (Paris, la défense).
6. Constructalia, accédé en 2016, Le site de la construction en acier, www.constructalia.com/francais/rehabiliter_avec_lacier/iii_techniques_de_renforcement_des_poutres#.VqJFv1LIO7d, Arcelor Mittal.
7. Constructalia, accédé en 2016, Le site de la construction en acier, www.constructalia.com/francais/construction_durable/les_avantages_de_lacier#.Vq6lLIO7c, Arcelor Mittal.
8. Constructalia, accédé en 2016, Le site de la construction en acier, www.constructalia.com/francais/rehabiliter_avec_lacier/i_les_produits_disponibles_en_acier_et_les_outils#.Vqpj8LIO7c, Arcelor Mittal.
9. Constructalia, accédé en 2016, Le site de la construction en acier, www.constructalia.com/francais/rehabiliter_avec_lacier/VI_technique_de_renforcement_de_modification_des_planchers_en_acier#.VqTNGVLIO7d, Arcelor Mittal.
10. Cticm, 2008, Guide de bonnes pratiques pour la construction en acier-Bâtiments à usages résidentiel.
11. Le moniteur, 2010, Réhabilitation et cycle de vie l'acier indéfiniment, www.lemoniteur.fr/article/rehabilitation-et-cycle-de-vie-l-acier-indefiniment-13000004.
12. MAZZOLANI F., 2008, L'acier dans la rénovation, Arcelor Mittal.

13. REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM97 », 1997, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algerie).
14. REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTION EN BETON ARME SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES « BAEL 91», 1991, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme.