LIÈGE université
Sciences Appliquées

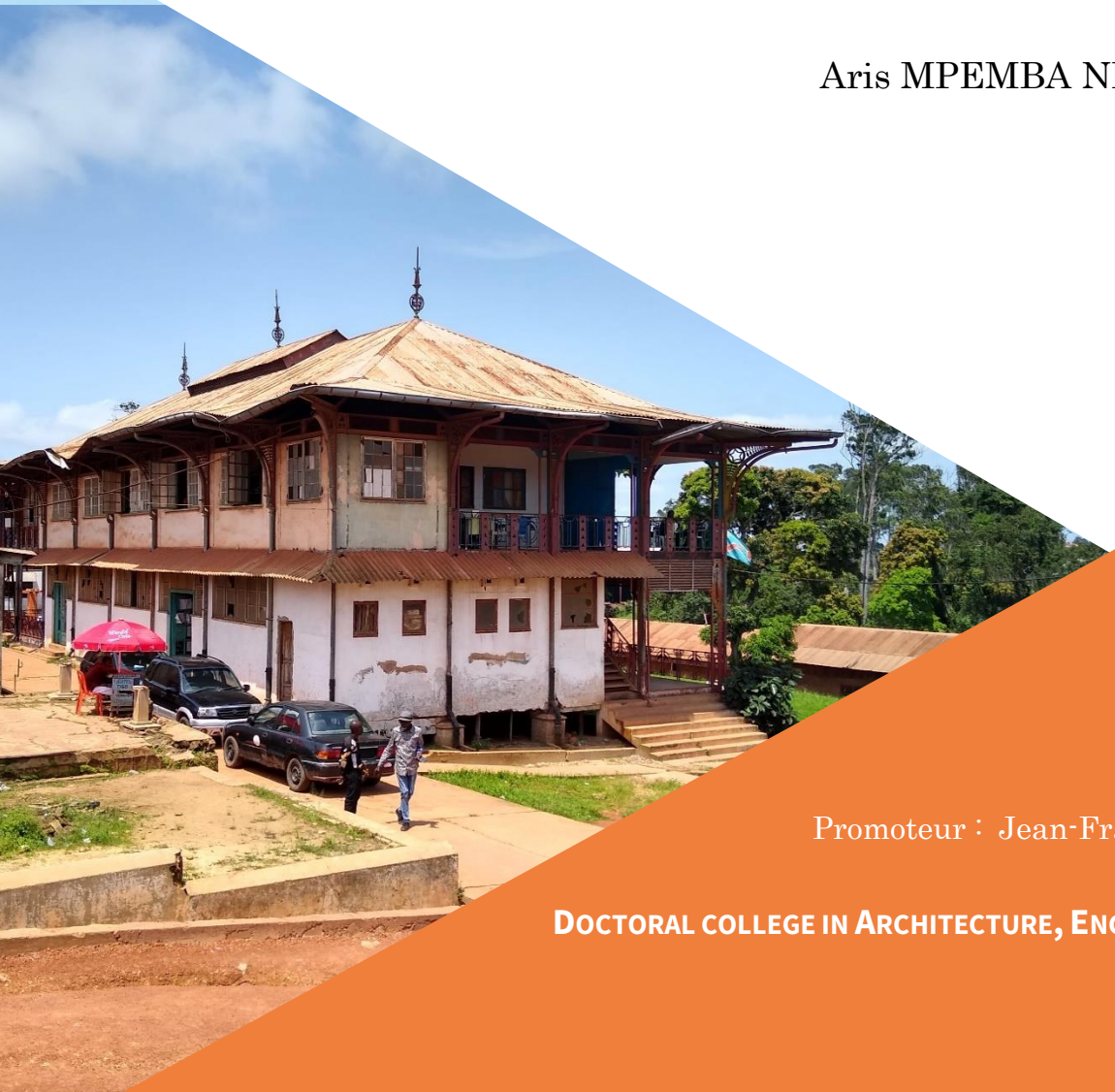
fnrs
LA LIBERTÉ DE CHERCHER

Etude technique et proposition de solutions de réhabilitation des bâtiments en acier du Kongo-Central en vue de leur réaffectation et de leur patrimonialisation

Thèse présentée en vue de l'obtention du titre de Docteur en Sciences de l'Ingénieur (Architecture, Géologie et Construction).

Par :

Aris MPEMBA NKOLE KABONGO



Promoteur : Jean-François DEMONCEAU

DOCTORAL COLLEGE IN ARCHITECTURE, ENGINEERING AND GEOLOGY

JUILLET 2026

Devant le jury composé de :

- Prof. Dr. Luc COURARD (Président) - Université de Liège (ULiège)
- Prof. Dr. Jean-François DEMONCEAU (Promoteur) - Université de Liège (ULiège)
- Prof. Dr. Judith LE MAIRE (Membre) - Université libre de Bruxelles (ULB)
- Prof. Dr. Laurent DUCHENE (Membre) - Université de Liège (ULiège)
- Prof. Dr. José GOUVEIA HENRIQUES (Membre) - Université d'Hasselt (UHasselt)
- Prof. Dr. Nilas AZAMA (Membre) - Institut National du Bâtiment et des Travaux Publics (INBTP)

« Rien ne peut arrêter un homme quand il - il persévère, quand il sait ce qu'il fait, et qu'il a foi en ce qu'il essaie d'accomplir. »

(Rev. William Marrion Branham : §16 du Sermon Persévérer du 05 mars 1964)

Résumé

Le « patrimoine bâti » rassemble les biens présentant une valeur patrimoniale dont il convient de garantir la pérennité (Géron 2011). Qu'il soit ancien ou plus récent, le patrimoine bâti participe à notre vie quotidienne. Témoin des valeurs passées et présentes de la société industrielle, valeurs de nature affective, symbolique, culturelle, scientifique ou sociale, il constitue un élément important de l'histoire et contribue de façon efficace à l'image de la région (Bruxelles-Capitale et sites 2005).

Conçus en Belgique et construits en R.D.Congo au début du XX^{e} siècle, les bâtiments à ossatures en acier du Kongo-Central, réalisés par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut, présentent un état d'endommagement avancé lié non seulement aux conditions climatiques de la zone (zone tropicale humide), mais aussi à celles d'exploitation par leurs usagers. Au vu de leur valeur patrimoniale, il est donc nécessaire de réaliser des études structurales approfondies de ces bâtiments en vue de déceler les manquements et proposer des solutions permettant de les conserver en tant que témoin de l'histoire commune entre la Belgique et la R.D.Congo.

C'est dans ce cadre que le Fonds de la Recherche Scientifique (FNRS) a financé le projet PDR intitulé « Les expérimentations de l'architecture au Kongo-Central sous l'influence des acteurs et facteurs du pouvoir colonial et du contexte local. Tropicalisation de l'ingénierie et de l'architecture ». Ce projet, mené conjointement entre l'Université libre de Bruxelles (ULB) (en charge de la partie architecturale) et l'Université de Liège (ULiège) (en charge de la partie ingénierie), a abouti à la rédaction de deux thèses de doctorat. La première, présentée et défendue par Dalia Perziani, est intitulée : « Construire en métal pour le Bas-Congo : Systèmes, acteurs et adaptations d'une architecture tropicalisée (1885-1930) » et couvre la partie architecturale du projet pour le compte de l'ULB ; tandis que la seconde, couvrant la partie ingénierie et intitulée : « Etude technique et proposition de solutions de réhabilitation des bâtiments en acier du Kongo-Central en vue de leur réaffectation et de leur patrimonialisation », est celle faisant l'objet du présent travail de thèse.

Les recherches entreprises tout au long de ce travail ont permis : (i) de relever les caractéristiques techniques des solutions de bâtiment en acier importées à l'époque coloniale à l'Etat Indépendant du Congo (EIC) ainsi que les alternatives constructives utilisées, (ii) de réaliser l'étude structurale complète d'un bâtiment type (Palais de justice de Mbanza-Ngungu - ancien hôtel ABC de Thysville) afin de mettre en évidence et/ou d'identifier les « atouts » et « faiblesses » de ces structures, (iii) d'identifier les pathologies affectant les éléments structuraux et leurs effets sur les pertes des capacités portantes, et enfin, (iv) de formuler les propositions de solutions de réhabilitation du bâtiment étudié et d'autres bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu répondant au même système constructif - solutions qui devront tenir compte des faiblesses relevées aux points précédents.

Abstract

The “built heritage” encompasses assets possessing heritage value whose preservation must be ensured (Géron 2011). Whether historical or more recent built heritage forms an integral part of everyday life. As a testament to both past and present values of industrial society, whether emotional, symbolic, cultural, scientific, or social, it constitutes a significant element of history and contributes effectively to the image of a region (Bruxelles-Capitale et sites 2005).

Designed in Belgium and constructed in the Democratic Republic of Congo (DRC) at the beginning of the 20th century, the steel-framed buildings of Kongo-Central, produced by the public limited company Grandes Chaudronneries de l’Escaut, are currently in an advanced state of deterioration. This condition is attributable not only to the climatic environment of the region (humid tropical zone), but also to patterns of use by occupants. Considering their patrimonial value, it is therefore essential to conduct in-depth structural studies of these buildings to identify deficiencies and to propose solutions that would ensure their preservation as part of the shared built heritage between Belgium and the DRC.

Within this framework, the Fonds de la Recherche Scientifique (FNRS) funded the PDR project entitled “Architectural experimentation in Kongo-Central under the influence of actors and factors of colonial power and the local context: tropicalisation of engineering and architecture.” This project, carried out jointly by the Université libre de Bruxelles (ULB) (responsible for the architectural part) and the University of Liège (ULiège) (responsible for the engineering part), resulted in the completion of two doctoral theses. The first, presented and defended by Dalia Perziani, entitled “Building in metal for the Bas-Congo: Systems, actors and adaptations of a tropicalized architecture (1885-1930),” addresses the architectural part of the project on behalf of ULB. The second, covering the engineering component and entitled “Technical study and proposal of rehabilitation solutions for steel buildings in Kongo-Central with a view to their reassignment and heritage recognition,” constitutes the subject of the present doctoral research.

The research conducted throughout this work allowed to: (i) identify the technical characteristics of the steel building solutions imported during the colonial period into the Congo Free State (CFS), as well as the employed alternative construction methods; (ii) carry out a complete structural analysis of a representative building (the courthouse of Mbanza-Ngungu-former ABC Hotel of Thysville), in order to highlight and/or identify the “strengths” and “weaknesses” of these structures; (iii) identify the pathologies affecting structural elements and their effects on the loss of load-bearing capacity; and finally, (iv) Develop rehabilitation strategies for the building under study, as well as for other structures in Mbanza-Ngungu employing the same construction system, ensuring that the proposed solutions address the deficiencies identified in the preceding sections.

Remerciements

La réalisation de ce travail de thèse a été rendue possible grâce au souffle de vie offert par le Créateur de toutes choses, le Seigneur Jésus-Christ. Ainsi, du fait de sa grâce, de sa miséricorde, de son pardon et de son amour constamment manifestés envers moi, je rends gloire et honneur à son Saint Nom.

Aussi, l'homme étant le canal par lequel Dieu passe pour agir dans la vie de ses enfants en leur faisant du bien, j'ai l'immense joie et honneur de remercier, dans les lignes qui suivent, toutes personnes ayant, de près ou de loin, contribué ou participé à la réussite de la défense et de la rédaction de cette thèse et de mon parcours doctoral au sein de l'Université de Liège.

Je tiens, en premier, à remercier les membres de mon jury de thèse qui, malgré leurs multiples occupations et des emplois du temps très chargés, ont accepté de consacrer du temps à la lecture et à l'évaluation de ma thèse. Il s'agit notamment de : Professeur Luc Courard de l'université de Liège, Professeure Judith Le Maire de l'Université libre de Bruxelles, Professeur Laurent Duchene de l'Université de Liège, Professeur José Gouveia Henriques de l'Université d'Hasselt, Professeur Nilas Azama de l'Institut National du Bâtiment et des Travaux Publics de la R.D.Congo.

A mes promoteurs : Oh ! Qu'aurait été la réalisation de cette thèse sans vous ? Comme il est souvent dit : « Le soldat, accablé par la rudesse des entraînements, en ressent d'abord toute la dureté. Mais, au crépuscule de la guerre, il comprend enfin que ces épreuves l'avaient façonné, le rendant digne de servir sous de plus grands capitaines ». C'est à la fin de ce chapitre de ma vie (que j'ai commencé et fini avec vous et espère en écrire d'autres ensemble) que je réalise combien précieux étaient votre accompagnement, vos conseils avisés, votre disponibilité ainsi que votre soutien tout au long de la rédaction de cette thèse. Votre rigueur scientifique à mon égard a été la constante principale à l'aboutissement de cette thèse. Puissiez-vous trouver, Professeurs Jean-Pierre Jaspart et Jean-François Demonceau, au travers de ces quelques lignes, l'expression de ma plus profonde gratitude pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Mes remerciements, les plus profonds, s'adressent également au Fonds de la recherche scientifique (FNRS) qui a financé le projet PDR ayant conduit à la réalisation de cette thèse pour la partie « ingénierie » au sein de l'Université de Liège. En parlant du projet PDR, c'est ici l'occasion pour moi de remercier une fois de plus la Professeure Judith Le Maire, responsable du projet et membre de mon comité de thèse, pour le suivi, la patience, le soutien qu'elle a apporté à ma thèse, mais aussi pour tous les sacrifices investis pour la rédaction et l'apparition prochaine du livre « *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) » dont je suis co-auteur de deux chapitres. Je remercie également le Professeur Yves Robert pour son engagement remarqué dans le projet ainsi que pour son attachement envers tous les chercheurs du sud et plus particulièrement ceux de la R.D.Congo (je me rappelle encore son message de soutien pendant la crise sécuritaire de janvier 2025 au Congo). Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma collègue Dalia Perziani (Docteure en Art de Bâtir et Urbanisme de l'université libre de Bruxelles), avec qui j'ai mené ce projet PDR comme doctorants. Ses réflexions, son enthousiasme, sa passion pour la

recherche et son humilité ont été des sources de motivation de mon parcours doctoral et ont contribué à l'aboutissement de ma thèse. A mes collègues et compatriotes de l'Université Kongo, Dieu-Merci Kutalu, Mylène Koko Zola, Christian Tumuinimo, et Dominique Nzuzi, je dis aussi Merci. J'adresse mes sincères remerciements aux étudiants de Master 2 (promotions 2022-2023 et 2023-2024) de la Faculté d'architecture de l'Université Kongo, en particulier à Scofield Matona Lelo et Rachel Ntambila, pour leur disponibilité et leur engagement constant à répondre favorablement à mes sollicitations dans le cadre de la collecte des données au Palais de justice de Mbanza-Ngungu.

À vous, mes chers collègues de l'équipe CMM, dont certains ont traversé cette étape avant moi et dont les expériences m'ont été précieuses, et d'autres qui s'apprêtent à emprunter ce même chemin, je tiens à vous adresser l'expression de ma profonde gratitude pour la richesse de nos échanges et la qualité des liens que nous avons tissés. Merci Adrien Corman, Arnaud Neutelers, Loïc Archambeau, Loris Saufnay, Maxime Vermeylen, Marios-Zois Bezas, Sofia Antonodimitraki, et Tudor Golea. Les gars, Adrien et Zois y sont parvenus (sérieux !), vous pouvez le faire aussi ! Allez, un petit pas en avant et ça va rouler !

Merci à toute l'équipe du bureau Enesta srl où j'évolue actuellement comme ingénieur en stabilité. Puissiez-vous ressentir, par ces quelques lignes, le plaisir et la gratitude que m'apporte le fait de travailler dans une équipe si conviviale. Merci Denis Léfebure, Sévérine Roman, Jean-François Wintgens, Philippe Paternotte, Jérémie Boembeke, Damien Leonard, Roman Gladysh, Martin Taverne et Justin Demaret.

Un très grand merci à mes parents (Jean-Marie Mava Kabongo et Jacquie Tshiowa Odia), mes beaux-parents (Lazare Duete Luemba et Charlotte Mbadu Khonde), mes frères et sœurs (Ernestine Ndaya, Joelle Ngalula, Christelle Kaja, Jean Luc Mbuyi, Ketsia Masanka, Keren Mbuyi, William Odia, Joseph Kabongo, Josué Kabengele et Caleb Kabwe) ainsi qu'à mes amis (Baron Mbinza, Tertio Nzebe, Gagnons Ushindi, Ben Motingea, et Jocelyn Tasumbu). Votre amour, votre affection, votre soutien et vos encouragements ont été le carburant qui a permis à mon moteur de rester en marche jusqu'à destination.

Aux membres de mon église, Malachie 4 Lys Tabernacle, et à ses différents ministres de l'Évangile (Pasteur Peniel Issiyo, Pasteur associé Alexis Patyson, Frères Wesley Mboyo et Rupin Bwami), je dis merci infiniment pour votre soutien moral et spirituel ainsi que pour l'amour que vous me témoignez.

À mon épouse Meda Mbadu, l'amour de ma vie et la future mère de mes enfants, tu as toujours été à mes côtés, dans les moments de joie comme dans les moments de peine. Ta présence, ô combien précieuse, me rappelle chaque jour que tu es le plus beau cadeau que Dieu m'ait offert après le salut. Il y a encore tant de projets que nous devons réaliser ensemble, mais pour tout ce que nous avons déjà accompli, je te dis mille mercis. Que Dieu te bénisse abondamment. Je t'aime !

« Veni, vidi, certamen bonum pugnavi, cursum ad finem perduxi. »

Aris Mpemba Nkole Kabongo, Juillet 2026

Liste des abréviations

ABC	: Dérivée de la compagnie commerciale et agricole de l'Alimentation du Bas-Congo
ABS	: Association Belge de Standardisation
ACQPA	: Association pour la Certification et la Qualification en Peinture Anticorrosion
CBMC	: Compagnie Belge Maritime du Congo
CCCI	: Compagnie du Congo pour le Commerce et l'Industrie
CCFC	: Compagnie du Chemin de Fer du Congo
CEN	: Comité Européen de Normalisation
CFC	: Chemin de Fer du Congo
CCTG	: Cahier des Clauses Techniques générales
CCTP	: Cahier des Clauses Techniques Particulières
EIC	: Etat Indépendant du Congo
ELS	: Etats limites de service
ELU	: Etats limites ultimes
EN	: European Norm (Normes européennes)
FNRS	: Fonds de la Recherche Scientifique
FprEN	: Final draft European Standard (projet final d'une norme européenne soumis au vote formel par le CEN ou le CENELEC avant son adoption définitive)
GCE	: Grandes Chaudronneries de l'Escaut
HR	: haute résistance
IBN	: Institut Belge de Normalisation
ISO	: Organisation internationale de normalisation
NBN	: Bureau de Normalisation (organisme national belge responsable de la réalisation et publication des normes en Belgique)
NV65	: Neiges et vents 1965
OCDE	: Organisation de Coopération et de Développement Economiques
ONATRA	: Office national des transports (actuelle SCTP) en R.D.Congo
PDR	: Projet de recherche
PRFC	: Polymères renforcés de fibres de carbone
RDC	: République Démocratique du Congo
SCTP	: Société Commerciale des Transports et des Ports

SMC : Société Maritime du Congo

T.C : Taux de Chargement

T.D : Taux de Déformation

TOG : Tôles Ondulées Galvanisées

UK : Université Kongo

ULB : Université libre de Bruxelles

ULiège : Université de Liège

Liste des symboles

Minuscules latines

b : largeur de la section transversale d'un profilé

b' : largeur de la section transversale du profilé corrodé au temps t

b (B1 ou B2) : exposant du temps spécifique à la relation métal-environnement (chapitre 3)

c : largeur de la partie en console de la semelle d'un profilé

c' : largeur de la partie en console de la semelle du profilé corrodé au temps t

d : diamètre de la tige d'un boulon ou d'un rivet

d : hauteur de la portion droite de l'âme d'un profilé

d' : hauteur de la portion droite de l'âme du profilé corrodé au temps t

d_0 : diamètre nominal du trou de perçage pour un boulon ou un rivet

e_0 : amplitude maximale d'une imperfection de barre

e_1 : pince longitudinale pour boulons ou rivets

e_2 : pince transversale pour boulons ou rivets

f : facteur de modification de χ_{LT}

f_u : limite de rupture d'un profilé ou d'une pièce en acier

f_{ub} : limite de rupture d'un boulon

f_{ur} : limite de rupture d'un rivet

f_y : limite élastique d'un profilé ou d'une pièce en acier

f_{yb} : limite élastique d'un boulon

f_{yr} : limite élastique d'un rivet

g_k : valeur caractéristique d'une charge permanente uniformément répartie

g_{Ek} : g_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

h : hauteur d'une section transversale ou d'un élément de structure

h' : hauteur de la section transversale du profilé corrodé au temps t

h_p : hauteur de la cornière

i_y : rayon de giration suivant l'axe fort (y-y)

i_z : rayon de giration suivant l'axe faible (z-z)

k_c : facteur de correction d'élancement prenant en compte la distribution des moments

k_σ : coefficient de voilement correspondant au rapport de contraintes ψ et aux conditions limites.

l_{eff} : longueur efficace d'une soudure d'angle

l_y *et* l_z : dimensions des ailes de la cornière

m : nombre de poteaux dans une file

p_1 : entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts

p_2 : entraxe transversale boulons ou rivets

$p_{i,\,Ed}$: charge combinée uniformément répartie d'indice « i - numéro de la combinaison »

p_{Edi} : charge combinée uniformément répartie d'indice « i » représentant l'étage considéré

q_k : valeur caractéristique d'une charge d'exploitation uniformément répartie

q_{Ek} : q_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

r_1 : rayon de congé de raccordement d'un profilé

r_2 : rayon de congé extérieur

r_{corr} : vitesse de corrosion à la première année exprimée en µm/an

t : temps d'exposition exprimé en année

t_p : épaisseur des ailes de la cornière

t_w : épaisseur de l'âme de la section transversale d'un profilé

t'_w : épaisseur de l'âme de la section transversale du profilé corrodé au temps t

t_f : épaisseur de la semelle de la section transversale d'un profilé

t'_f : épaisseur de la semelle de la section transversale du profilé corrodé au temps t

v_{inf} *ou* v_{sup} : positions de l'axe neutre élastique par rapport aux fibres inférieures ou supérieures

w_k : valeur caractéristique de la charge de vent uniformément répartie

w_{Ek} : w_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

y_s : distance du centre de gravité suivant l'axe fort (y-y)

z : bras de levier

Majuscules latines

A : aire de la section transversale d'un profilé

A' : aire de la section transversale du profilé corrodé

A_{eff} : aire efficace de la section transversale d'un profilé

A'_{eff} : aire efficace de la section transversale du profilé corrodé au temps t

A_{net} : aire nette de la section après déduction d'un trou de boulon

A_s : section résistante de la partie filetée de la tige d'un boulon

A_v : aire de cisaillement

A'_v : aire de cisaillement du profilé corrodé

A_{vz} : aire de cisaillement effort parallèle à l'âme

A_{vz} : aire de cisaillement effort parallèle à l'âme

D : diamètre de la tête du rivet (cf. chapitre 2)

D : attaque totale par corrosion des éléments métalliques exprimée en g/(m^2. an) ou en µm/an

E : module d'élasticité longitudinale ou module de Young

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul en pression diamétrale par boulon

F_{cr} : valeur de la charge critique élastique d'instabilité d'ensemble

F_{Ed} : valeur de calcul de la résultante des charges verticales

F_i *ou* V : résultante de toutes les forces verticales de calcul appliquées au niveau de l'étage « i »

$F_{t,Ed}$: effort de traction de calcul par boulon à l'état limite ultime

$F_{t,Rd}$: résistance de calcul à la traction par boulon

$F_{T,Rd}$ *:* résistance à la traction d'une semelle de tronçon en T équivalent

$F_{v,Ed}$: effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime

$F_{v,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par boulon

G : module d'élasticité transversale ou module de cisaillement

G : charge permanente concentrée (parfois utilisée à la place de G_{Ek})

G_k : valeur caractéristique d'une charge permanente concentrée

G_{Ek} : G_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

H : charge horizontale équivalente due aux imperfections globales d'ossature

I_{eff} : moment d'inertie de la section efficace d'un profilé

$I_{eff,\,y}$: moment d'inertie d'axe fort (y-y) de la section efficace

$I'_{eff,\,y}$: moment d'inertie d'axe fort (y-y) de la section efficace pour un profilé corrodé

$I_{eff,\,y}$: moment d'inertie d'axe faible (z-z) de la section efficace

$I'_{eff,\,y}$: moment d'inertie d'axe faible (z-z) de la section efficace pour un profilé corrodé

I_t : moment d'inertie de torsion

I_w : moment d'inertie de gauchissement

I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe fort (y-y)

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible (z-z)

L : longueur d'une barre

L_{cr} : longueur de flambement

M_{cr} : moment critique pour le déversement élastique

M_{Ed} : moment fléchissant de calcul

$M_{y,Ed}$: valeur de calcul du moment fléchissant par rapport à l'axe fort (y-y)

$M_{z,Ed}$: valeur de calcul du moment fléchissant par rapport à l'axe faible (z-z)

$M_{j,Rd}$: moment résistant de l'assemblage

$M_{y,Rd}$: valeurs de calcul de résistances à la flexion par rapport à l'axe fort (y-y)

$M_{z,Rd}$: valeurs de calcul de résistances à la flexion par rapport à l'axe faible (z-z)

M_{Rd} : résistance à la flexion

N_{Ed} : effort normal de calcul

N_{Rd} : résistance axiale de calcul

$N_{pl,Rd}$: résistance plastique de calcul sous effort axial

$N_{b,\,Rd}$: résistance ultime au flambement

$P\text{-}\Delta$: effets du second-ordre globaux

$P\text{-}\delta$: effets du second ordre locaux

Q : charge variable concentrée (parfois utilisée à la place de Q_{Ek})

Q_{k} : valeur caractéristique de la charge variable concentrée

Q_{Ek} : Q_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

S_j : rigidité en rotation d'un assemblage

$S_{j,ini}$: rigidité en rotation initiale d'un assemblage

S_y : moment statique suivant l'axe fort (y-y)

S'_y : moment statique suivant l'axe fort (y-y) du profilé corrodé au temps t

S_z : moment statique suivant l'axe faible (z-z)

S'_z : moment statique suivant l'axe faible (z-z) du profilé corrodé au temps t

V_{Ed} : effort tranchant de calcul

$V_{pl,\ Rd}$: résistance plastique au cisaillement

$V_{pl,y\ Rd}$: résistance plastique au cisaillement suivant l'axe fort (y-y)

$V_{pl,z\ Rd}$: résistance plastique au cisaillement suivant l'axe faible (z-z)

V_{Rd} : valeur de la résistance au cisaillement

W : charge de vent concentrée (parfois utilisée à la place de W_{Ek})

W_t : charge de vent concentrée au niveau de la toiture (parfois utilisée à la place de W_{Ek})

W_m : charge de vent concentrée appliqué sur les portiques (parfois utilisée à la place de W_{Ek})

W_{k} : valeur caractéristique de la charge de vent concentrée

W_{Ek} : W_k dans une combinaison de charges conforme à l'EN1990

W_{eff} : module de résistance élastique efficace

$W_{eff,y}$: module de résistance élastique efficace suivant l'axe fort (y-y)

$W'_{eff,y}$: module de résistance élastique efficace suivant l'axe fort (y-y) du profilé corrodé

$W_{eff,z}$: module de résistance élastique efficace suivant l'axe faible (z-z)

$W'_{eff,z}$: module de résistance élastique efficace suivant l'axe faible (z-z) du profilé corrodé

W_{el} : module de flexion élastique

W_{ely} : module de flexion élastique suivant l'axe fort (y-y)

W_{elz} : module de flexion élastique suivant l'axe faible (z-z)

W_{pl} : module de flexion plastique

W_{ply} : module de flexion plastique suivant l'axe fort (y-y)

W_{plz} : module de flexion plastique suivant l'axe faible (z-z)

W_y : module de flexion d'un profilé suivant l'axe fort (y-y)

W'_y : module de flexion du profilé corrodé suivant l'axe fort (y-y)

W_z : module de flexion d'un profilé suivant l'axe faible (z-z)

W'_z : module de flexion du profilé corrodé suivant l'axe faible (z-z)

Minuscules grecques

α : inclinaison des axes principaux d'inertie pour le cas des pannes

α : facteur d'imperfection pour les courbes européennes d'instabilité

α_{cr} : facteur de charge critique élastique

α_h : coefficient de réduction applicable pour la hauteur h des poteaux

α_{LT} : facteur d'imperfection

α_m : coefficient de réduction pour le nombre de poteaux dans une file

ε : déformation

ε_y : déformation élastique limite

ε_u : déformation limite à la traction

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité pour la résistance en section

γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité pour l'instabilité des membrures

γ_{M2} : coefficient partiel pour résistance à la rupture des sections transversales en traction

λ : élancement de calcul

λ_1 : élancement limite

λ_y : élancement de calcul suivant l'axe fort d'inertie (y-y)

λ_z : élancement de calcul suivant l'axe faible d'inertie (z-z)

$\overline{\lambda}_{LT}$: élancement réduit pour le déversement

$\overline{\lambda}_p$: élancement d'une paroi

$\overline{\lambda}_z$: élancement réduit

ψ : rapport de contraintes conformément à l'EN 1993-1-5

ρ : coefficient réducteur pour le voilement de plaque

σ_{cr} : contrainte critique

ν : coefficient de Poisson

χ : coefficient de réduction pour la courbe de flambement appropriée

χ_{LT} : coefficient de réduction pour le déversement

$\chi_{LT,mod}$: coefficient de réduction modifié pour le déversement

χ_{min} (χ_y ou χ_z) : coefficient de réduction minimum pour la courbe de flambement appropriée

Majuscules grecques

Φ : défaut d'aplomb pour le calcul de la charge horizontale équivalente H

Φ_{LT} : valeur pour déterminer le coefficient de réduction χ_{LT}

Φ_0 : valeur de base du défaut initial global d'aplomb

$\sum$: symbole renvoyant à une somme

Note : D'autres symboles sont spécifiés au moment de leurs utilisations

Table des matières

Résumé VII
Abstract IX
Remerciements XI
Liste des abréviations XIII
Liste des symboles XIV
Table des matières XXI
Chapitre 1 : Introduction générale 1
1.1 Contexte historique 1
1.1.1 Construction métallique dans le contexte colonial au Congo 1
1.1.2 Situation géographique du Kongo-Central et de la ville de Mbanza-Ngungu 2
1.1.3 Révolution industrielle au XIX^{e} siècle 4
1.1.4 Influence du système de transport et voies de communication au XIX^{e} siècle 5
1.1.5 Préfabrication des bâtiments métalliques - de l'Europe au Congo 6
1.2 Mise en évidence des subtilités de la conception structurale originale 11
1.2.1 Descriptions architecturales et structurales des bâtiments étudiés 11
1.2.2 Matériaux de construction utilisés et leurs propriétés 14
1.2.3 Systèmes d'assemblage et de stabilisation des bâtiments des GCE 22
1.2.4 Constructions légères - Facilité de transport, de manutention et de montage 29
1.3 Objectifs de la thèse et questions de recherche 36
1.4 Méthodologie de recherche 36
1.4.1 Etape 1 : Travail de terrain 36
1.4.2 Etape 2 : Recherche bibliographique 38
1.4.3 Etape 3 : Etudes structurales 38
1.5 Structure de la thèse 38
1.6 Conclusions 40
Chapitre 2 : Palais de Justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude - historique et analyses structurales 43
2.1 Introduction 43
2.2 Bâtiments des Grandes Chaudronneries de l'Escaut 44
2.3 Présentation du palais de justice de Mbanza-Ngungu 45
2.3.1 Localisation cartographique du bâtiment 45
2.3.2 Histoire de sa construction 46

2.3.3 Description et évolution structurale du bâtiment du palais de justice 47
2.4 Normes en matière de chargement, d'analyse et de vérification de la structure 60
2.4.1 Introduction 60
2.4.2 Normes 61
2.5 Chargements et méthodes d'analyse et vérification des éléments structuraux 62
2.5.1 Chargements 62
2.5.2 Analyses et vérifications associées 68
2.6 Modélisations des éléments structuraux 69
2.6.1 Modélisations des pannes IPN 120 70
2.6.2 Modélisations des membrures de fermes en profilé J 127 x 76 71
2.6.3 Modélisations des portiques 74
2.7 Résultats des études structurales 84
2.7.1 Pannes IPN 120 84
2.7.2 Membrures de fermes en profilé J 127 x 76 85
2.7.3 Portiques 86
2.7.4 Assemblages 88
2.8 Manquements structuraux 88
2.8.1 Tôles ondulées galvanisées 88
2.8.2 Pannes IPN 120 89
2.8.3 Poutres des portiques 89
2.8.4 Poteaux des portiques 89
2.9 Conclusions 90
Chapitre 3 : Problème pathologique et de modification de la structure au cours du temps 93
3.1 Introduction 93
3.2 Description des pathologies observées 94
3.3 Corrosion des éléments en acier 96
3.3.1 Généralités et définition 96
3.3.2 Mécanismes de corrosion 96
3.3.3 Formes de corrosion 98
3.3.4 Corrosion générale ou uniforme 99
3.3.5 Prédiction de l'attaque par corrosion des éléments en acier 105
3.3.6 Conclusions 106
3.4 Etude du comportement dans le temps des éléments porteurs du cas d'étude 106

3.4.1 Propriétés géométriques des profilés idéalisés pour l'étude de la corrosion..... 107
3.4.2 Effet de la corrosion sur la capacité portante des éléments structuraux..... 111
3.4.3 Interventions requises..... 134
3.5 Conclusions..... 135
Chapitre 4 : Proposition de solutions de réhabilitation..... 137
4.1 Introduction..... 137
4.1.1 Objectifs du chapitre..... 137
4.1.2 Définition de quelques concepts..... 138
4.1.3 L'Acier dans la réhabilitation..... 139
4.1.4 Structure du chapitre..... 140
4.1.5 Problématique de la réaffectation des bâtiments étudiés..... 140
4.2 Principaux outils utiles à la réhabilitation du bâtiment étudié..... 142
4.2.1 Protection contre la corrosion - marche à suivre..... 142
4.2.2 Comportement réel des assemblages poutres - poteaux du bâtiment étudié..... 148
4.3 Etude structurale de solutions de réhabilitation..... 167
4.3.1 Solutions de réparation et de remplacement des éléments porteurs de la toiture.. 167
4.3.2 Solutions de réparation des éléments porteurs des portiques longitudinaux..... 179
4.4 Comment pérenniser à long terme le bâtiment étudié..... 190
4.5 Conclusions..... 191
Chapitre 5 : Conclusions générales & perspectives..... 193
5.1 Conclusions générales..... 193
5.2 Contributions personnelles..... 195
5.3 Perspectives..... 196
Publications..... 197
Références..... 198
ANNEXE A : NOTE DE CALCUL DU BATIMENT DU PALAIS DE JUSTICE DE MBANZA-NGUNGU (configuration initiale : phases de montage et de fonctionnement) .. 206
A.1 Introduction..... 206
A.1.1 Présentation du travail réalisé dans l'annexe A..... 206
A.1.2 Localisation et Description complète du bâtiment dans sa configuration initiale 207
A.1.3 Structure de l'annexe A..... 213
A.1.4 Le logiciel Ossa2d..... 214
A.2 Etude Structurale des éléments porteurs..... 215
A.2.1 Eléments porteurs de la toiture..... 215

A.2.2 Portiques 294
A.3 Conclusion générale & éléments critiques 347
A.3.1 Pannes en IPN 120 (cf. § A.2.1.3) : 347
A.3.2 Fermes en J 127x76 347
A.3.3 Poutres de portiques 348
A.3.4 Poteaux de portiques 348
A.3.5 Assemblages 348
ANNEXE B : NOTE DE CALCUL DU BATIMENT DU PALAIS DE JUSTICE DE MBANZA-NGUNGU (configuration actuelle : phase de fonctionnement) 350
B.1 Introduction 350
B.1.1 Présentation de l'annexe B 350
B.1.2 Structure de l'annexe B 351
B.2 Etude Structurale des éléments porteurs - Les portiques 352
B.2.1 Description de l'état actuel du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 352
B.2.2 Evaluation des charges à appliquer sur les portiques 355
B.2.3 Analyses et vérifications des portiques 374
B.3 Conclusions générales 391
B.3.1 Poutres de portiques 391
B.3.2 Poteaux de portiques 391
B.3.3 Assemblages 391
ANNEXE C : Graphes des évolutions des dimensions géométriques principales des profilés J127x76, IPN 180 et UPN 180 IPN corrodés au temps t exprimé en année 393
ANNEXE D : Etude du comportement des assemblages de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 396
D.1 Première partie : Etudes avant prise en compte du comportement réel des assemblages dans les analyses de portiques du bâtiment en étude 396
D.1.1 Structure de la première partie de l'annexe D 396
D.1.2 Introduction 396
D.1.3 Données géométriques de l'assemblage A1 399
D.1.4 Calcul des caractéristiques de l'assemblage A1 400
D.1.5 Conclusions 424
D.2 Deuxième partie : Etudes après prise en compte du comportement réel des assemblages dans les analyses de portiques du bâtiment en étude 425
D.2.1 Interaction M-V dans l'assemblage « cornières-poutre » 426

D.2.2 Interaction M-V dans l'assemblage cornières-poteau 426
D.2.3 Conclusion 427
ANNEXE E : Vérification de l'influence de la couverture en TOG sur la stabilité des Pannes 428
E.1 Introduction 428
E.2 Données 428
E.2.1 Poutres IPN 120 428
E.2.2 Tôle ondulée galvanisée 836 (11-76-18) - tôle en acier S235 : 430
E.3 Caractérisations de la tôle au cisaillement 431
E.3.1 Rigidité de la tôle au cisaillement 431
E.3.2 Résistance de la tôle au cisaillement 431
E.3.3 Vérification de la rigidité de la tôle 432
E.3.4 Vérification de la résistance de la tôle 433
E.4 Conclusions 434
ANNEXE F : Valeurs numériques pour la détermination des charges maximales à supporter. 435
Liste des Figures 437
Liste des Tableaux 454

Chapitre 1 : Introduction générale

1.1 Contexte historique[1]

1.1.1 Construction métallique dans le contexte colonial au Congo

D'après l'ingénieur belge Louis Goffin, c'est au milieu de l'année 1890 que commença la construction de la ligne du chemin de fer Matadi - Léopoldville grâce à l'initiative de H.M. Stanley qui conclut (à la suite de ses cinq ans, de 1879 à 1884, passés à la tête des expéditions du comité d'études sur les rives du fleuve Congo[2]) que la construction d'un chemin de fer était nécessaire pour la mise en valeur du bassin du fleuve Congo et en convainquît le Roi Léopold II. C'est, en effet, le capitaine d'Etat major Albert Thys (officier d'ordonnance du Roi Leopold II) qui, à travers de nombreuses conférences, réussit à émouvoir les groupes influents de capitalistes et d'industriels sur la question de la construction du chemin de fer du Congo, et la porta ainsi devant la société belge des ingénieurs et industriels. Le comité de la société avait conclu à l'utilité de la construction de ce chemin de fer qui faciliterait l'accès vers l'intérieur du Congo. Cette initiative privée belge fut accueillie à la grande satisfaction de l'Etat Indépendant du Congo (EIC) et l'amena à mettre fin aux négociations qu'il avait entamé, en Décembre 1885, avec le syndicat anglais (négociations qui demeurèrent laborieuses après neuf mois d'échange) (Goffin 1907).

Le 27 décembre 1886, est créée, en Belgique sous l'initiative d'Albert Thys, la « Compagnie du Congo pour le Commerce et l'Industrie (CCCI) » afin de soutenir l'action coloniale du Roi avec l'aide de fonds privés. L'assemblée générale pour la constitution de cette société anonyme de droit belge s'est tenue le 9 février 1887 (Brion et Moreau 2006). La société avait pour but primordial, l'étude, la construction et l'exploitation du chemin de fer Matadi - Léopoldville (actuelle Kinshasa). Cependant, avec le temps, elle a dû patronner la création d'un nombre important de filiales actives dans presque tous les secteurs économiques (transport, agriculture, élevage, commerce, construction métallique, mines, matériaux de construction…) de l'EIC. L'une de ses importantes filiales fut la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) qui, créée le 31 juillet 1889, réalisa entre 1890 et 1898 un travail titanesque de la construction du chemin de fer Matadi - Léopoldville (Brion et Moreau 2006; Goffin 1907).

Lors de l'exploitation du chemin de fer Matadi - Léopoldville, quelques trains de marchandises directs et les trains de voyageurs effectuaient le voyage Matadi - Léopoldville en deux jours. L'étape intermédiaire était alors la ville de Thysville[3] (actuelle Mbanza-Ngungu) dans l'ancienne province du Bas-Congo (actuel Kongo-Central), où les voyageurs passaient la nuit. (Blanchart et al. 1993).

[1] Voir aussi l'article : « Les bâtiments en acier des Grandes Chaudronneries de l'Escaut comme solution à l'exportation - de la maison unifamiliale aux bâtiments multi-étagés », dans *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) » À paraitre, juillet 2026. (Mpemba Nkole Kabongo et al. 2026)

[2] https://fr.wikipedia.org/wiki/Comit%C3%A9_d%27%C3%A9tudes_du_Haut-Congo

[3] Thysville : ville dédiée au promoteur du chemin de fer Matadi-Léopoldville, le colonel Albert Thys. Elle culmine à environ 750 m d'altitude et se localise sur la ligne du chemin de fer Matadi - Léopoldville, soit à 234 km de Matadi (8 heures de trajet en train) et à 154 km de Léopoldville (7 heures de trajet)

La ville de Thysville jouit d'un climat salubre. Comme à Matadi, la Compagnie du Chemin de Fer du Congo avait décidé d'y établir des ateliers de réparation, qui vers les années 1910, disposèrent d'un matériel aussi important que ceux de Matadi (Blanchart et al. 1993; Goffin 1907), un hôtel de transit, une cité pour le personnel noir et une autre pour les agents européens, une église catholique, un temple baptiste, un hôpital pour les indigènes, des systèmes de distribution d'eau et d'électricité, et un réseau d'égouts. Cette ville, dont la plupart des habitations étaient en matériaux totalement importés de l'Europe, ressemblait, bien avant que l'on en construise en Europe, à une vaste cité-jardin avec ces célèbres allées bordées de bambous (Blanchart et al. 1993).

Parmi ces habitations importées d'Europe (Belgique) et construites à l'EIC, nous distinguons des constructions dont l'ossature et le remplissage étaient tout en métal et des constructions à ossature en acier et remplissage en maçonnerie de briques ou de béton. Ce sont ces dernières qui font l'objet de la présente thèse.

Cela étant, ce travail de thèse se focalise donc sur l'étude structurale des maisons à ossature en acier et remplissage en béton de la ville de Mbanza-Ngungu (ancienne Thysville) au Kongo-Central. Ces maisons ont été construites à l'Etat indépendant du Congo (EIC) au début du XX^{e} siècle par l'ancienne société belge des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE), et pour le compte de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) (comme il sera vu ci-dessous). Ces maisons, ayant subi l'épreuve du temps, se trouvent aujourd'hui, pour certaines, dans un état de détérioration très avancé lié non seulement aux conditions climatiques de la zone, mais aussi à celles d'exploitation (charges non initialement prévues lors de leur conception). Pour bien mener à termes ce travail, l'actuel « palais de justice de Mbanza-Ngungu (ancien hôtel ABC de Thysville) » est sélectionné comme cas d'étude du fait de son importance actuelle, de son envergure par rapport à d'autres bâtiments de la ville, et de sa caractéristique originelle. Les analyses et vérifications de la structure de ce bâtiment résumée au chapitre 2 ont été faites en considérant ses configurations initiales de construction et de fonctionnement ainsi que sa configuration actuelle de fonctionnement. Il sera aussi évalué, au chapitre 3, les effets de la corrosion sur les éléments structuraux en acier de ces maisons afin de proposer des solutions de réparation en vue de leur réhabilitation et de leur patrimonialisation au chapitre 4.

Afin de définir le contexte dans lesquels ces maisons ont été construites à l'EIC, quelques évènements historiques, de découvertes et d'inventions dans le monde de la science et de la technique (au XIX^{e} Siècle et au début du XX^{e}), directement ou indirectement liés à la construction de ces maisons, sont évoqués ci-dessous. Mais avant cela, des repères géographiques sont donnés ci-dessous afin de faciliter la localisation de la zone d'études sur la carte de la RDC.

1.1.2 Situation géographique du Kongo-Central et de la ville de Mbanza-Ngungu

La province du Kongo-Central est l'une des 26 provinces que compte actuellement la RDC depuis 2015. [4]Limitée par les provinces de Kwango et de Kinshasa à l'Est et Nord-Est, par la République du Congo au nord et l'Angola au sud, la province se trouve à l'extrême ouest du

[4] https://fr.wikipedia.org/wiki/Kongo-Central

pays et constitue la seule voie d'entrée de la RDC par l'Océan Atlantique à l'ouest (Figure 1.1(a)). Sa superficie est de 55 000 km^2 soit environ deux fois la taille de la Belgique. Deux (2) principales villes (Matadi et Boma) et dix (10) territoires sont identifiés, avec comme chef-lieu la ville de Matadi. L'un de ses 10 territoires est celui de Mbanza-Ngungu ayant pour chef-lieu la ville de Mbanza-Ngungu (Figure 1.1(b)), qui fut un passage obligé pour les voyageurs de la ligne du chemin de fer Matadi - Léopoldville comme dit ci-haut. C'est plus précisément à cette ville de Mbanza-Ngungu que sera consacré ce travail car plusieurs bâtiments coloniaux faisant l'objet de cette étude y ont été identifiés. Déjà au premier quart du XX^e siècle, Henri Segaert rapporte dans son livre intitulé « Un terme au Congo belge (notes sur la vie coloniale) 1916 - 1918 », que de nombreuses et vastes factoreries occupaient cette cité (le quartier Noki). « *Une coquette agglomération constituée par les trente ou quarante jolies maisons des agents de la Compagnie du chemin de fer qui occupent l'autre bout de la cité ; là, de charmantes habitations toutes en matériaux durs d'Europe, plus ou moins vastes selon la situation de ceux à qui elles sont destinées mais toutes confortables et gaies, éclairées à l'électricité et gentillement meublées, sont rangées le long de magnifiques avenues de manguiers.*» (Segaert 1919). Ce texte montre que, sur un total de 68 maisons que la société anonyme des GCE réalisa pour être installées le long de la ligne du chemin de fer Matadi - Léopoldville (selon *Le Mouvement Géographique*), une quarantaine d'entre-elles se trouvaient au quartier Noki dans la ville de Mbanza-Ngungu (Figure 1.35).

Ancienne station de Sona-Gongo ou Nsona-Ngongo, la ville de Mbanza-Ngungu reçut entre 1904 et 1905, le nom de Thysville (en l'honneur du promoteur du chemin de fer du Congo, le colonel Albert Thys) pour changer en Mbanza-Ngungu après l'indépendance de la RDC. Du fait qu'elle culmine à environ 750 m d'altitude, la ville de Mbanza-Ngungu (Thysville) offrait aux coloniaux un bon climat de confort (similaire à celui de l'Europe méridionale) qui les prédisposait au travail contrairement à d'autres régions du Kongo-Central (Goffin 1907; Segaert 1919).

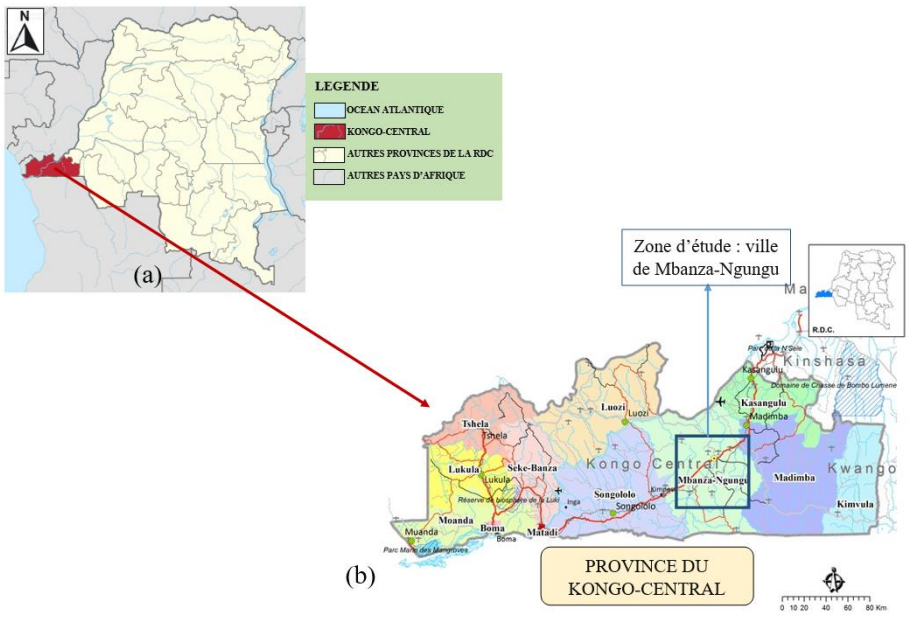


Figure 1.1: (a) Carte de la R.D.Congo avec localisation de la province du Kongo-Central (NordNordWest 2016). (b) Carte de la province du Kongo-Central avec ses 10 territoires et une signalisation de la zone d'étude (source : Cellule d'Analyses des Indicateurs de Développement s. d.).

1.1.3 Révolution industrielle au XIX^{e} siècle

Le XIX^{e} siècle marque un tournant décisif dans le domaine de la construction et plus précisément dans celui de la construction métallique. La révolution industrielle[5] commence vers la fin du XVIII^{e} siècle. C'est d'abord en Angleterre (considérée comme pionnier de la révolution industrielle) qu'on assiste à l'émergence de la sidérurgie avec l'invention de nouvelles techniques utilisées pour la production de la fonte, du fer forgé et plus tard de l'acier (La Fonderie 2020). La révolution industrielle, avec les mines et la sidérurgie, démarre en Belgique vers les années 1820. Par suite des productions en grandes quantités de fonte et de fer, on voit se développer des structures principalement composées d'éléments métalliques (Espion et al. 2018).

L'usage du fer dans la construction remonte à l'Antiquité. Du fait de son aptitude à être mis en forme à chaud et de ses propriétés mécaniques, le fer est utilisé dans des constructions en pierre sous forme d'agrafes ou de goujons, puis au Moyen Âge sous forme de crampons, d'ancres, de chaînages des maçonneries, et de tirants pour des nombreux arcs de pierres (Espion et al. 2018; Lemoine 2017). Après l'apparition au XV^{e} siècle de la fonte (matériau fragile et cassant, utilisé sous forme de pièces moulées comme substitution aux pierres de taille), le fer, dont le procédé de fabrication industriel date de la fin du XVIII^{e} siècle, est obtenu industriellement par affinage de la fonte dans les fours à puddler[6]. Le fer était facilement laminé de façon à produire des barres (plats, cornières, fers I ou fers T pour les structures) et des tôles de petites dimensions pour les couvertures et les façades (Lemoine 2017). À la suite des progrès techniques réalisés dans le domaine de la production métallique, un nouveau matériau, l'acier, apparait dans la seconde moitié du XIXe siècle. Ce dernier, dérivant du fer, a une fois encore modifié l'environnement de construction. En effet, ses performances (limite élastique, résistance à la rupture, dureté, ténacité,…) ont entraîné la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et des modèles de calcul (Hirt et Crisinel 2001). L'amélioration des techniques de production de l'acier a permis à ce dernier de supplanter le fer au début du XX^{e} siècle, ce qui conduisit à la faillite de l'industrie du fer (Braham et Carré 2017).

Le XIX^{e} siècle sera aussi marqué par plusieurs inventions, innovations et découvertes dont l'influence, dans le monde des sciences et techniques, a remodelé la manière de vivre et a occasionné de rapides et impressionnants progrès. Nous citons par exemple : l'invention, en 1829, de la tôle ondulée par Henry Palmer qui travailla pour le compte de la société londonienne Walker. Cependant, la tôle étant facilement attaquée par la corrosion atmosphérique, plusieurs tentatives pour sa protection ont été réalisées avant le XIX^{e} siècle, mais il a fallu attendre l'année 1837 pour voir l'ingénieur parisien Stanislas Sorel, profitant des acquis de la métallurgie et de la physico-chimie, déposer le brevet mettant en œuvre la technique de galvanisation des tôles par application à chaud d'une couche de zinc par immersion dans un bain de ce métal en fusion (Braham et Carré 2017). En 1836, Antoine Durenne, chaudronnier français, invente la première machine capable de fabriquer mécaniquement les rivets. Le

[5] La révolution industrielle désigne le processus historique qui a transformé une société à caractère éminemment agricole et artisanal en une société commerciale et industrielle (La Fonderie 2020).
[6] Puddler : du mot anglais *to puddle* qui signifie « brasser », Le puddlage est un ancien procédé d'affinage de la fonte, consistant à la décarburer dans un four à l'aide de scories oxydantes pour obtenir du fer puddlé à partir de la fonte (https://fr.wikipedia.org/wiki/Puddlage)

procédé consistant à refouler le métal sur lui - même, sans choc et par une pression continue à l'aide d'une bouterolle, a permis d'augmenter grandement le rendement en termes de fabrication de rivets (Rivets de France 2017). Le succès dans la standardisation et la préfabrication des éléments métalliques au XIX^{e} siècle n'aurait pas pu être possible sans le rivet. En effet, ce moyen d'assemblage a facilité la combinaison presque illimitée des profilés standard donnant lieu ainsi à des structures différentes répondant aux divers problèmes posés (Hirt et Crisinel 2001).

A côté de ces quelques inventions et innovations évoquées, on ne pourrait finir ce paragraphe sans parler de la révolution des transports par la découverte et l'amélioration, au début du XIX^{e} siècle, des voies de communication (terrestres ou maritimes). Ces dernières, comme il est vu ci-dessous, ont eu une très forte influence dans l'exportation des constructions préfabriquées en dehors du continent européen.

1.1.4 Influence du système de transport et voies de communication au XIX^{e} siècle

La révolution du système de transport et l'amélioration des voies de communication, au XIX^{e} siècle, sont étroitement liées à la révolution industrielle. C'est au cours de cette période, entre 1750 et 1840, que sont développées les deux principales composantes du chemin de fer (les voies et les locomotives). C'est à l'ingénieur anglais George Stephenson que revient le mérite d'avoir mis en place la première voie ferrée au monde en 1825 au Royaume-Uni. Ce chemin de fer a servi à relier les villes de Stockton et Darlington (Train World s. d.). D'autres pays européens ainsi que les Etats-Unis vont se lancer, par la suite, dans une course ferroviaire amenant plusieurs d'entre eux à se doter d'un réseau de chemin de fer. En Belgique, par exemple, la première ligne reliant Bruxelles à Malines est inaugurée en 1835, et vers 1843, le réseau ferré belge atteint 559 km (La Fonderie 2020). D'autre part, le premier bateau à vapeur, construit en 1783 par Jouffroy d'Abbans, navigue sur la Saône en France (asp s. d.). En Belgique, les échanges par voie maritime s'intensifient vers 1832 et un canal reliant les villes de Bruxelles et Charleroi est inauguré. Ce dernier a servi à relier la mer du nord au bassin minier du sud du pays en favorisant ainsi le transport du charbon et de la houille (La Fonderie 2020). Ces nouveaux moyens de transport et voies de communication ont beaucoup profité aux pays européens car ils étaient à la base de la création de nombreuses industries et usines de locomotives, et facilitaient les exportations des produits manufacturés européens à l'étranger.

L'Afrique centrale, quant à elle, était, à cette époque, dépourvue des voies de communication et de moyens de transport contemporains, voire de l'absence quasi totale de voies de communication primitives et de moyens de transport indigènes. Sa population était sédentaire et cela faisait d'elle un monde fermé, immobile, léthargique, déconnectée de l'histoire comme de la géographie (Weulersse 1931). Au Congo, les explorateurs avaient découvert que le bief non navigable du fleuve Congo (tronçon Matadi - Léopoldville) présentait une succession de rapides et de récifs, et opposait un obstacle à la pénétration des européens par l'océan. Aussi, il était difficilement envisageable, tant pour des raisons financières que techniques, de canaliser le fleuve sur ce parcours. C'est ainsi que Stanley prédît que le Congo ne vaudrait pas un « penny » sans une voie ferrée reliant le port maritime de Matadi au port fluvial de Léopoldville (Lebbe 1947). Avant la construction de la ligne du chemin de fer Matadi - Léopoldville au

Congo, l'homme apparut comme la seule alternative pour ouvrir le pays à l'exploration et faciliter le commerce ; ce fut alors le début des « caravanes de portage ». Cette solution n'en était pas une en réalité (Weulersse 1931), car il s'agissait d'un travail épuisant (par suite de la succession ininterrompue de collines et vallées), lent, coûteux en argent et plus grave encore en vies humaines (Herreweghe 2016). C'est ainsi qu'on entreprît, en 1890, la construction de la voie du chemin de fer reliant Matadi à Léopoldville. C'est avec l'arrivée du rail que surgit d'autres genres d'habitation qui étaient entièrement constitués de matériaux importés d'Europe (Devroey 1940). Comme le dit l'ingénieur belge Léon Trouet dans son livre « le chemin de fer du Congo » (Trouet 1898) :

> *« La valeur du Congo et son développement étaient, par le fait, intimement liés à l'établissement d'une voie de communication permettant aux choses d'Europe d'atteindre le haut fleuve, qui dessert par lui-même et ses affluents la presque totalité des territoires de l'Etat, et donnant le moyen aux produits du pays de prendre le chemin des marchés civilisés. Un chemin de fer pouvait seul fournir dans les circonstances où l'on se trouvait, la solution cherchée »* (Trouet 1898).

1.1.5 Préfabrication des bâtiments métalliques[7] - de l'Europe au Congo

Les progrès techniques réalisés dans les domaines de la métallurgie et de la sidérurgie, au XIX^{e} siècle, ont conduit à la production de bâtiments métalliques dont le caractère préfabriqué favorisait les montages sur site et les exportations (en kit) n'importe où (Lemoine 2017) et, en particulier, dans le cadre de l'expansionnisme et du colonialisme de l'Occident. Les premières mentions, dans la littérature, d'envoi des bâtiments métalliques à usage d'habitation hors d'Europe sont attribuées à l'Angleterre. La société Laycok de Liverpool est la première à avoir réalisé , en 1843, un bâtiment métallique pour l'exportation vers un pays africain - le palais du Roi Eyambo du Nigéria (Braham 2018). La Belgique étant la deuxième puissance industrielle au XIX^{e} siècle (La Fonderie 2020), certaines de ces sociétés s'étaient déjà fait remarquer à l'Exposition de l'Industrie belge qui s'est tenue à Bruxelles en 1841 (Braham 2018; N. Prina 2016). Cependant, il a fallu attendre jusqu'en 1846 pour que la société anonyme de Couillet, en collaboration avec les établissements Lachaussée de Liège et l'ingénieur-architecte français Antonin Romand, fournissent une salle d'hôpital constituée d'éléments métalliques au camp Jacob à Basse-Terre, en Guadeloupe, pour le compte du gouvernement français (Achille 1992; Braham 2018). Vers 1849, avec les ruées vers l'or, plusieurs sociétés sidérurgiques belges vont de même livrer des bâtiments métalliques préfabriqués en Californie (Braham 2018; Pirson 2013). La mécanisation des sociétés belges s'est intensifiée par la suite, au niveau international, et ce, à partir de l'année 1850 jusqu'au début du XX^{e} siècle. Cette période, riche en découvertes de nouveaux procédés et en publications de revues d'architecture et d'ingénierie, a permis aux ingénieurs et entreprises d'adapter les procédés de construction et d'envisager de nouvelles applications (Pirson 2013).

[7] bâtiments qui utilisent pour une large part le fer, l'acier, la fonte ou un autre métal - l'aluminium par exemple - et ce pour un élément structural important de la construction, l'ossature primaire ou secondaire, ou pour les deux (Braham et Carré 2017)

Dans le Bas-Congo (actuelle province de Kongo-Central), une ligne de chemin de fer reliant le port de Matadi au port fluvial de Léopoldville fut construite entre 1889 et 1898 après plusieurs missions d'études visant la définition du meilleur tracé (Goffin 1907). Dans un premier temps, la Compagnie du Chemin de fer du Congo avait recours aux tentes ou huttes en pisé pour loger ses ingénieurs et sa main d'œuvre. Ces constructions, adaptées au mode de vie des peuples indigènes, ne répondaient toutefois pas aux besoins européens d'efficacité et de confort : elles étaient considérées comme rudimentaires, inflammables et difficiles à entretenir, s'adaptant donc seulement à un usage temporaire (Devroey 1940). C'est à ce moment, et avec pour objectif additionnel de trouver des débouchés pour les sociétés ou industries de production des bâtiments métalliques, qu'il fût décidé d'importer, pour le personnel blanc du chemin de fer « Matadi - Léopoldville », des habitations dont les matériaux provenaient directement d'Europe (Braham 2018; Goffin 1907). Ces habitations métalliques présentaient, par rapport aux huttes en pisé, d'incontestables avantages : elles étaient plus durables et protégeaient mieux contre la pluie, les tornades et les incendies ; elles ne nécessitaient pas l'utilisation de matériaux locaux et étaient rapidement construites ; certaines d'entre-elles étaient démontables et transportables d'un endroit à un autre à l'instar des maisons dites « danoises » où se logeaient, pendant la construction du chemin de fer, les agents blancs de la compagnie du chemin de fer (Figure 1.2 - Devroey, 1940; Goffin, 1907; Trouet, 1898).



Figure 1.2 : Les maisons danoises mesurant 4,00 m x 4,00 m en plan avec une hauteur de 2,25 m environ (Goffin 1907)

L'usage hors du continent européen des bâtiments métalliques préfabriquées fut aussi motivé par la méconnaissance des ressources locales en matériaux de construction, le manque de temps à consacrer aux recherches, la rapidité dans la construction (une stratégie de construction en milieu tropical sanitairement agressif), etc. Un comportement efficace face aux séismes et une meilleure tenue au feu par rapport aux tentes ou huttes en pisé ont complété, vers la fin du XIX^{e} siècle, les raisons susmentionnées (Pirson 2013). D'autre part, les prix de revient des maisons métalliques importées dans l'Etat Indépendant du Congo (EIC) étaient relativement peu élevés par rapport à ceux des maisons en maçonnerie de briques qui, cependant, présentaient des très

bonnes caractéristiques d'isolation phonique et thermique. On ne pouvait malheureusement pas songer à généraliser la construction de maisons en maçonnerie de briques eut égard à leur prix élevé (Goffin 1907) et à la rapidité que devait avoir la construction du chemin de fer (Vermeirre 2001). Néanmoins, après les années 1920, il s'était développé un souci d'installation dans la durée. Des représentations commerciales, administratives et diplomatiques ainsi que de nombreux colons, une fois établis, enrichis, et pour se distinguer des indigènes, se sont logés dans des bâtiments au prestige certain (Braham et Carré 2017). En effet, lorsque les habitations métalliques provisoires semblaient perdre leur caractère temporaire, ils se hâtaient de les abandonner afin de bâtir « le définitif » ou, comme on l'entendait au Congo, « le durable », c'est-à-dire des habitations en maçonnerie de briques ou de béton, combinée ou pas à une ossature métallique (Devroey 1940).

La conception des habitations métalliques était fondée sur la connaissance acquise du contexte congolais, considéré comme sauvage et à son climat tropical. Cette adaptation au contexte sera appelée : « *tropicalisation* ». Dans ce sens, l'architecture coloniale était donc développée en réponse au besoin d'occuper le territoire de manière permanente, à la demande de confort exprimée par les Européens, mais aussi à un contexte local imparfaitement perçu et particulièrement exigeant et complexe (climat chaud et humide et présence des animaux nuisibles). Ainsi, par exemple, la conception architecturale de l'époque, au tournant du XX^{e} siècle, limitait le contact entre les planchers des bâtiments et le terrain sur lequel ils étaient implantés (comme on peut le voir sur toutes les images ou figures illustrant des bâtiments importés d'Europe présentés ci-dessous). Ceci permettait une ventilation sous les planchers et limitait les attaques des nuisibles (Robert 2010). Le surhaussement de ces planchers était aussi une des techniques mises en œuvre par les européens pour adapter leurs constructions au milieu qui semblait être la cause de maladies et de pertes en vies humaines de la population européenne.

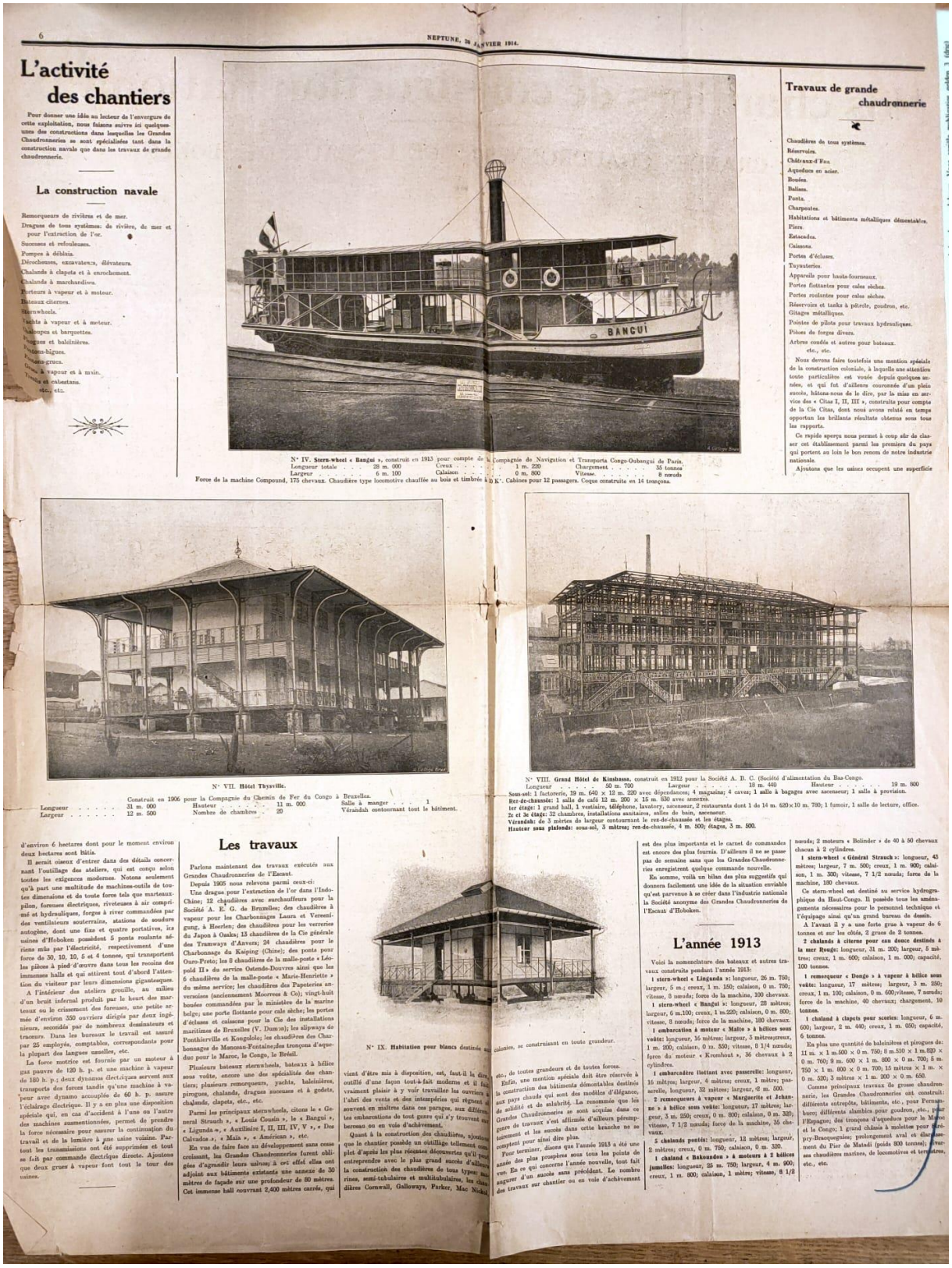
Plusieurs sociétés belges ont participé à cette œuvre d'envoi des bâtiments à l'EIC, et également, plusieurs modèles de maisons métalliques ont été fournies à l'EIC entre 1888 et la Seconde Guerre mondiale. Parmi les sociétés ayant exporté les maisons à l'EIC, il faut citer la Société Anonymes des Forges d'Aiseau qui fut, sans la moindre doute, la plus productrice en matière de bâtiments métalliques et constructions associées en Belgique, et qui fournit, vers 1888, plus d'une vingtaine de bâtiments et constructions de tous genres (gares, hangars, bâtiments des administrations, hôtels, prisons, églises, …- Figure 1.3) à l'EIC (Pirson 2013). Cependant, ces constructions, dont l'ossature et le remplissage étaient en éléments métalliques (système de construction, breveté par l'ingénieur belge Joseph Danly, utilisant la technique d'emboutissage et de galvanisation de tôles), présentaient l'inconvénient d'avoir une faible inertie thermique : la température y était fort élevée la journée et pendant la saison chaude (bien que les parois étaient doubles et protégées par les vérandas). De plus, des minutieuses précautions devraient être prises pour renouveler régulièrement la peinture afin de protéger ces constructions contre l'oxydation du fer dans le but de garantir leur conservation à long terme (Goffin 1907).



Figure 1.3: AP.0.2.12528, collection MRAC Tervuren; photo A. Mahieu, 1900 : Matadi, hôtel et bureaux de la société du chemin de fer.

Voyant que les maisons en tôles embouties n'étaient pas adaptées au climat du Congo, la CCFC décida d'importer d'autres formes de maisons qui devaient résoudre ce problème d'isolation thermique (Goffin 1907). C'est ainsi que la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) (ancienne Grandes Chaudronneries d'Anvers), créée en 1900 (Dagant 1974; Laporte et Dosse 1905) et spécialisée dans la construction navale et dans les travaux de grande chaudronnerie (comme on peut bien le voir à la Figure 1.4 sur l'une des pages du journal NEPTUNE du 20 janvier 1914), fournit des maisons à ossature métallique et remplissage en maçonnerie de béton ou en bois à plusieurs sociétés œuvrant au Congo au début du XX^{e} Siècle. Une importante quantité de ces maisons fut réalisée pour le compte de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) à qui l'EIC avait accordé des importantes « *land grants* » de 1500 hectares pour chaque kilomètre du chemin de fer construit (à prendre dans n'importe quelles « terres vacantes » de l'EIC), et chaque 200 mètres de part et d'autre du chemin de fer à construire (Buelens 2012). Ce modèle de bâti permit ainsi de résoudre le problème d'entretien permanent et d'isolation thermique que posait les bâtiments fournis par les Forges d'Aiseau. La présente étude se consacrera principalement sur ce modèle de bâtiments (comme précisé ci-dessus) et les différents détails relatifs à la réalisation et l'exportation de ce type de maisons dans la Province du Kongo-Central seront présentés dans les paragraphes suivants.

En complément des deux sociétés évoquées ci-dessus, il convient également de citer les Etablissements J.T. Sluysmans de Vilvorde ainsi que les Ateliers métallurgiques et chantiers navales de Vilvorde qui construisirent de nombreuses habitations à Boma, Matadi et Léopoldville (Braham 2018), la société anonyme des Usines et Fonderies de Baume et Marpent, l'entreprise Jambes-Namur et bien d'autres sociétés anglaises ou allemandes qui fournirent des maisons métalliques dans l'ancien Congo belge.



6 NEPTUNE, 20 JANVIER 1914.

L'activité des chantiers

Pour donner une idée au lecteur de l'envergure de cette exploitation, nous faisons suivre ici quelques-unes des constructions dans lesquelles les Grandes Chaudronneries se sont spécialisées tant dans la construction navale que dans les travaux de grande chaudronnerie.

La construction navale

Remorqueurs de rivières et de mer.
Dragues de tous systèmes: de rivière, de mer et pour l'extraction de l'or.
Sueuses et refouleuses.
Pompes à déblais.
Dérocheuses, excavateurs, élévateurs.
Chalands à clapets et à enrochement.
Chalands à marchandises.
Tracteurs à vapeur et à moteur.
Bateaux citernes.
Sternwheels.
Yachts à vapeur et à moteur.
Chaloupes et barquettes.
Baleinières et baleinières.
Pontons-bigues.
Pontons-grues.
Grues à vapeur et à main.
Treuils et cabestans.
etc., etc.

Travaux de grande chaudronnerie

Chaudières de tous systèmes.
Réservoirs.
Châteaux-d'Eau
Aqueducs en acier.
Bouées.
Balises.
Ponts.
Charpentes.
Habitations et bâtiments métalliques démontables.
Fûts.
Estacades.
Caissons.
Portes d'écluses.
Tuyauteries.
Appareils pour hauts-fourneaux.
Portes flottantes pour cales sèches.
Portes roulantes pour cales sèches.
Réservoirs et tanks à pétrole, goudron, etc.
Gilages métalliques.
Pointes de pilots pour travaux hydrauliques.
Pilots de forges divers.
Arbres coudés et autres pour bateaux.
etc., etc.

Nous devons faire toutefois une mention spéciale de la construction coloniale, à laquelle une attention toute particulière est vouée depuis quelques années, et qui fut d'ailleurs couronnée d'un plein succès, pontons-grues de la dite, par la mise en service des « Citas I, II, III », construits pour compte de la Cie Citas, dont nous avons relaté en temps opportun les brillants résultats obtenus sous tous les rapports.

Ce rapide aperçu nous permet à coup sûr de classer cet établissement parmi les premiers du pays qui portent au loin le bon renom de notre industrie nationale.

Ajoutons que les usines occupent une superficie d'environ 6 hectares dont pour le moment environ deux hectares sont bâtis.

Il serait oiseux d'entrer dans des détails concernant l'outillage des ateliers, qui est conçu selon toutes les exigences modernes. Notons seulement qu'à part une multitude de machines-outils de toutes dimensions et de toute force tels que marteaux-pilon, fonderies électriques, rivetteuses à air comprimé et hydrauliques, forges à river commandées par des ventilateurs souterrains, stations de soudure autogène, dont une fixe et quatre portatives, les usines d'Hoboken possèdent 5 ponts roulants sédérieus mûs par l'électricité, respectivement d'une force de 30, 10, 10, 5 et 4 tonnes, qui transportent les pièces à pied d'œuvre dans tous les recoins des immenses halls et qui attirent tout d'abord l'attention du visiteur par leurs dimensions gigantesques.

A l'intérieur des ateliers grouille, au milieu d'un bruit infernal produit par le heurt des marteaux ou le crissement des forceuses, une petite armée d'environ 350 ouvriers dirigés par deux ingénieurs, secondés par de nombreux dessinateurs et traceurs. Dans les bureaux le travail est assuré par 25 employés, comptables, correspondants pour la plupart des langues usuelles, etc.

La force motrice est fournie par un moteur à gaz pauvre de 120 h. p. et une machine à vapeur de 180 h. p.; deux dynamos électriques servent aux transports des forces tandis qu'une machine à vapeur avec dynamo accouplée de 60 h. p. assure l'éclairage électrique. Il y a en plus une disposition spéciale qui, en cas d'accident à l'une ou l'autre des machines susmentionnées, permet de prendre la force nécessaire pour assurer la continuation du travail et de la lumière à une usine voisine. Partout les transmissions ont été supprimées et tout se fait par commande électrique directe. Ajoutons que deux grues à vapeur font tout le tour des usines.

Les travaux

Parlons maintenant des travaux exécutés aux Grandes Chaudronneries de l'Escaut.

Depuis 1905 nous relevons parmi ceux-ci:

Une drague pour l'extraction de l'or dans l'Indo-Chine; 12 chaudières avec surchauffeurs pour la Société A. E. G. de Bruxelles; des chaudières à vapeur pour les Charbonnages Laura et Vereeniging, à Heerlen; des chaudières pour les verreries du Japon à Osaka; 13 chaudières de la Cie générale des Tramways d'Anvers; 24 chaudières pour le Charbonnage du Kaiping (Chine); des ponts pour Ouro-Preto; les 8 chaudières de la malle-poste « Léopold II » du service Ostende-Douvres ainsi que les 6 chaudières de la malle-poste « Marie-Henriette » du même service; les chaudières des Papeteries anversoises (anciennement Mourres & Co); vingt-huit bouées commandées par le ministère de la marine belge; une porte flottante pour cale sèche; les portes d'écluses et caissons pour la Cie des installations maritimes de Bruxelles (V. Dumon); les slipways de Pontblerville et Kongolo; les chaudières des Charbonnages de Monceau-Fontaine; des tronçons d'aqueduc pour le Maroc, le Congo, le Brésil.

Plusieurs bateaux sternwheels, bateaux à hélice sous voûte, encore une des spécialités des chantiers; plusieurs remorqueurs, yachts, baleinières, piroques, chalands, dragues suceuses et à godets, chalands, clapets, etc., etc.

Parmi les principaux sternwheels, citons le « General Strauch », le « Louis Cousin », le « Bangui », « Ligunda », « Auxiliaire I, II, III, IV, V », « Des Calvados », « Mais », « American », etc.

En vue de faire face au développement sans cesse croissant, les Grandes Chaudronneries furent obligées d'agrandir leurs usines; à cet effet elles ont adjoint aux bâtiments existants une annexe de 30 mètres de façade sur une profondeur de 80 mètres. Cet immense hall couvrant 2,400 mètres carrés, qui vient d'être mis à disposition, est, fait-il la dire, outillé d'une façon tout-à-fait moderne et il fait vraiment plaisir à y voir travailler les ouvriers à l'abri des vents et des intempéries qui régnent souvent en maîtres dans ces parages, aux différentes embarcations de tout genre qui s'y trouvent sur berceau ou en voie d'achèvement.

Quant à la construction des chaudières, ajoutons que le chantier possède un outillage tellement complet d'après les plus récentes découvertes qu'il peut entreprendre avec le plus grand succès d'ailleurs la construction des chaudières de tous types: marines, semi-tubulaires et multitubulaires, les chaudières Cornwall, Galloways, Parker, Mac Nicol etc; de toutes grandeurs et de toutes forces.

Enfin, une mention spéciale doit être réservée à la construction des bâtiments démontables destinés aux pays chauds qui sont des modèles d'élégance, de solidité et de salubrité. La renommée que les Grandes Chaudronneries se sont acquises dans ce genre de travaux n'est affirmée d'ailleurs péremptoirement et les succès dans cette branche ne se comptent pour ainsi dire plus.

Pour terminer, disons que l'année 1913 a été une année des plus prospères sous tous les points de vue. En ce qui concerne l'année nouvelle, tout fait augurer d'un succès sans précédent. Le nombre des travaux sur chantier ou en voie d'achèvement est des plus importants et le carnet de commandes est encore des plus fournis. D'ailleurs il ne se passe pas de semaine sans que les Grandes-Chaudronneries enregistrent quelque commande nouvelle.

En somme, voilà un bilan des plus suggestifs qui donnera facilement une idée de la situation enviable qu'est parvenue à se créer dans l'industrie nationale la Société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut d'Hoboken.

L'année 1913

Voici la nomenclature des bateaux et autres travaux construits pendant l'année 1913:

1 stern-wheel « Lingonda »: longueur, 26 m. 750; largeur, 5 m.; creux, 1 m. 150; calaison, 0 m. 750; vitesse, 8 nœuds; force de la machine, 100 chevaux.

1 stern-wheel « Bangui »: longueur, 33 mètres; largeur, 6 m.100; creux, 1 m.220; calaison, 0 m. 800; vitesse, 8 nœuds; force de la machine, 180 chevaux.

1 embarcation à moteur « Malte » à hélices sous voûte: longueur, 16 mètres; largeur, 3 mètres; creux, 1 m. 200; calaison, 0 m. 800; vitesse, 8 1/4 nœuds; force du moteur « Kromhout », 36 chevaux à 2 cylindres.

1 embarcadère flottant avec passerelle: longueur, 16 mètres; largeur, 4 mètres; creux, 1 mètre; passerelle, longueur, 32 mètres; largeur, 0 m. 600.

2 remorqueurs à vapeur « Marguerite et Johanne » à hélice sous voûte: longueur, 17 mètres; largeur, 3 m. 250; creux, 0 m. 800; calaison, 0 m. 320; vitesse, 7 1/2 nœuds; force de la machine, 35 chevaux.

5 chalands pontés: longueur, 12 mètres; largeur, 2 mètres; creux, 0 m. 750; calaison, 0 m. 320.

1 chaland « Bakoundou » à moteurs à 2 hélices jumelles: longueur, 25 m. 750; largeur, 4 m. 900; creux, 1 m. 800; calaison, 1 mètre; vitesse, 8 1/2 nœuds; 2 moteurs « Bolinder » de 40 à 50 chevaux chacun à 2 cylindres.

1 stern-wheel « Général Strauch »: longueur, 43 mètres; largeur, 7 m. 500; creux, 1 m. 900; calaison, 1 m. 300; vitesse, 7 1/2 nœuds; force de la machine, 180 chevaux.

Ce stern-wheel est destiné au service hydrographique du Haut-Congo. Il possède tous les aménagements nécessaires pour le personnel technique et l'équipage ainsi qu'un grand bureau de dessin.

A l'avant il y a une forte grue à vapeur de 6 tonnes et sur les côtés, 2 grues de 2 tonnes.

2 chalands à citerne pour eau douce destinés à la mer Rouge: longueur, 31 m. 200; largeur, 5 mètres; creux, 1 m. 600; calaison, 1 m. 000; capacité, 100 tonnes.

1 remorqueur « Dongo » à vapeur à hélice sous voûte: longueur, 17 mètres; largeur, 3 m. 250; creux, 1 m. 100; calaison, 0 m. 600; vitesse, 7 nœuds; force de la machine, 40 chevaux; chargement, 10 tonnes.

1 chaland à clapets pour scories: longueur, 6 m. 600; largeur, 2 m. 440; creux, 1 m. 050; capacité, 6 tonnes.

En plus une quantité de baleinières et pirogues de: 11 m. × 1 m. 500 × 0 m. 750; 8 m. 510 × 1 m. 020 × 0 m. 760; 9 m. 600 × 1 m. 800 × 0 m. 700; 5 m. 750 × 1 m. 800 × 0 m. 700; 15 mètres × 1 m. × 0 m. 500; 3 mètres × 1 m. 200 × 0 m. 650.

Comme principaux travaux de grosse chaudronnerie, les Grandes Chaudronneries ont construit: différents entrepôts, bâtiments, etc., pour Fernambuco; différents abattoirs pour goudron, etc., pour l'Espagne; des tronçons d'aqueducs pour le Maroc et le Congo; 1 grand châssis à molette pour Cérépy-Bracquegnies; prolongement aval et élargissement du Pier de Matadi (poids 800 tonnes); nombreuses chaudières marines, de locomotives et tenderes, etc., etc.

N° IV. **Stern-wheel « Bangui »**, construit en 1913 pour compte de la Compagnie de Navigation et Transports Congo-Oubangui de Paris.
Longueur totale . . . . 33 m. 000 — Creux . . . . 1 m. 220 — Chargement . . . . 35 tonnes
Largeur . . . . 6 m. 100 — Calaison . . . . 0 m. 800 — Vitesse . . . . 8 nœuds
Force de la machine Compound, 175 chevaux. Chaudière type locomotive chauffée au bois et timbrée à 10 K°. Cabines pour 12 passagers. Coque construite en 14 tronçons.

N° VII. **Hôtel Thysville.**
Construit en 1906 pour la Compagnie du Chemin de Fer du Congo à Bruxelles.
Longueur . . . . 21 m. 000 — Hauteur . . . . 11 m. 000 — Salle à manger 1
Largeur . . . . 12 m. 500 — Nombre de chambres . . . . 20 — Véranda contournant tout le bâtiment.

N° VIII. **Grand Hôtel de Kinshassa**, construit en 1912 pour la Société A. B. C. (Société d'alimentation du Bas-Congo.
Longueur . . . . 50 m. 700 — Largeur . . . . 18 m. 440 — Hauteur . . . . 19 m. 800
Sous-sol: 1 factorerie, 39 m. 640 × 12 m. 220 avec dépendances; 4 magasins; 4 caves; 1 salle à bagages avec ascenseur; 1 salle à provision.
Rez-de-chaussée: 1 salle de café 12 m. 200 × 15 m. 830 avec annexes.
1er étage: 1 grand hall, 1 vestiaire, téléphone, lavatory, ascenseur, 2 restaurants dont 1 de 14 m. 620 × 10 m. 760; 1 fumoir, 1 salle de lecture, office.
2e et 3e étage: 32 chambres, installations sanitaires, salles de bain, ascenseur.
Vérandah: de 3 mètres de largeur contournant le rez-de-chaussée et les étages.
Hauteur sous plafonds: sous-sol, 3 mètres; rez-de-chaussée, 4 m. 500; étages, 3 m. 500.

N° IX. **Habitation pour blancs** destinée aux colonies, se construisant en toute grandeur.

Figure 1.4: Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914

1.2 Mise en évidence des subtilités de la conception structurale originale[8]

Dans la présente partie du travail, la description structurale du système constructif étudié et la présentation des différents paramètres ayant conduit (et/ou influencé) à la construction de ces bâtiments dans la province du Kongo-Central (en RDC) par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) sont fournis. Ces informations sont non seulement utiles dans la compréhension des différentes étapes et contraintes liées à l'exportation et à la réalisation de ces maisons dans le contexte de l'époque, mais aussi aux différentes hypothèses considérées dans les analyses et vérifications structurales du bâtiment choisi comme cas d'étude. Parmi les aspects analysés, on cite : la standardisation des maisons, la recherche de légèreté dans le souci de faciliter le transport et le montage sur site, les propriétés mécaniques de matériaux de construction utilisés, la rapidité de construction dans un milieu tropical chaud, les techniques et méthodes de montage de ces bâtiments, le système de stabilisation des bâtiments à étages (qui était différent de celui des pavillons[9]), le système d'assemblage des éléments porteurs en acier, etc.

Ainsi, après la mise en lumière des différents points évoqués ci-dessus, on pourra alors aborder avec plus de sérénité l'étude technique de ces maisons qui permettra de pouvoir déceler les atouts et faiblesses de ces constructions afin de pouvoir mieux formuler les propositions de solutions pour la réhabilitation dans une perspective de patrimonialisation.

1.2.1 Descriptions architecturales et structurales des bâtiments étudiés

Les bâtiments de la société anonyme des GCE, qu'ils soient à simple rez-de-chaussée (Pavillon) ou à étages (cf. Figure 1.5), sont des bâtiments dont l'ossature principale (poutres, poteaux, membrures de fermes) est en acier et les remplissages (des murs ou des planchers) sont en bois, en béton ou en maçonnerie. Leur architecture présentait une partie centrale (ou intérieure) habitable cloisonnée par des murs et entourée par de larges vérandas (servant de lieux de repos et de protection contre le soleil pour les parois) sur ses quatre faces. Les toitures étaient de type toiture double (présence d'une charpente constituée d'arbalétriers et de pannes en acier et des TOG[10] ainsi que d'un voligeage en bois placé à environ 50 cm sous la charpente en acier) à quatre versants surplombée, dans certains cas, d'un lanterneau devant servir à ventiler la toiture (Goffin 1907). Les planchers du rez-de-chaussée se trouvaient à plus d'un mètre du niveau du terrain naturel pour des raisons évoquées ci-dessus (cf. §1.1.5). Il y avait des ouvertures (portes/fenêtres) sur chaque côté (pour des bâtiments dont la forme en plan était proche du carré), et sur deux faces parallèles (pour les bâtiments à forme rectangulaire en plan et dont le grand côté était jusqu'à deux fois supérieur au petit côté - les ouvertures sont dans ce cas placées sur le grand côté). L'ensemble des spécificités architecturales évoquées ci-dessus illustre la recherche d'une ventilation naturelle du bâtiment et constitue une forme d'adaptation des

[8] Voir aussi l'article : « Les bâtiments en acier des Grandes Chaudronneries de l'Escaut comme solution à l'exportation - de la maison unifamiliale aux bâtiments multi-étagés », dans *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) », *op. cit*.
[9] Pavillons : Maisons à simple rez-de-chaussée construites avec le même système constructif que les maisons à étages - bâtiment isolé se trouvant en retrait par rapport à la route et non accolé à d'autres bâtiments)
[10] TOG : Tôle ondulée galvanisée

constructions européennes au climat chaud et humide de la zone tropicale - processus de « tropicalisation », notion approfondie dans la thèse de Dalia Perziani (Perziani 2024).



Figure 1.5: Vue de deux bâtiments à ossature métalliques et remplissage en maçonnerie de béton (AfricaMuseum_AP.0.0.14536 ; Hôtel de la M'Poko)

Les poutres de planchers en acier, en profilés similaires aux profilés du type IPN ou UPN, étaient articulées sur les poteaux par l'entremise d'assemblages par cornières de liaison rivetées (en atelier/en Belgique) sur les âmes des poutres et boulonnées (sur chantier/au Congo) aux âmes de poteaux (Figure 1.20/gauche), à l'exception des assemblages entre poutres de rive et poteaux d'angles dans lesquels l'âme des poutres était directement boulonnée à l'âme du poteau, sans cornière de liaison comme le montre la Figure 1.20/droite ci-dessous. Le rivetage des pièces d'assemblage en atelier permettait d'éviter la perte de ces pièces pendant le transport. Les poteaux (en profilé IPN ou UPN, continus sur toute leur hauteur et de dimensions moindres que celles des poutres) s'appuyaient (à leurs extrémités inférieures) sur des socles de fondation ou pilotis en maçonnerie de briques ou de pierres (par l'intermédiaire de plaques d'assise) et supportaient (à leurs extrémités supérieures) les membrures (arbalétriers) de fermes de la toiture. Les profilés utilisés pour les éléments de la toiture (arbalétriers et pannes) étaient de type double-T ; les dimensions des arbalétriers (qui ont pour rôle de supporter les pannes et de transmettre les charges de la toiture aux poteaux) étaient un peu plus grandes que celles des pannes. Les recherches sur terrain (cf. §1.4.1) ont montré que le profilé double-T utilisé pour les pannes est le même que celui utilisé pour les poteaux (donc IPN) et que les éléments constituant les arbalétriers correspondaient à un profilé de type " J " ou "BSB" dans les anciens catalogues anglais.

Il convient de remarquer que le souci de standardisation de ces bâtiments a conduit à utiliser, tant pour les pavillons que pour les bâtiments à deux étages, des profilés de mêmes dimensions. En d'autres termes, les profilés utilisés comme éléments porteurs (poteaux, poutres,

arbalétriers…) des pavillons sont les mêmes que ceux utilisés pour les bâtiments à deux étages, ce qui pourrait amener à conclure que les profilés utilisés dans les pavillons étaient surdimensionnés. Mais en fait, ce n'est pas le cas ! En effet, dans les pavillons, les poteaux en acier avaient comme rôle de supporter l'ensemble de charges (celles provenant des toitures et des planchers (poutres et murs y compris) et de les transmettre aux fondations, via les socles en maçonnerie. Les murs intérieurs ne jouaient ainsi qu'un rôle de stabilisation ou de rigidification transversalement, par « effet diaphragme[11] ». Les portiques, formés par les poteaux et poutres métalliques, formaient l'ossature portante principale des pavillons (cf. Figure 1.6). En revanche, dans les bâtiments à étages dont le cloisonnement de la partie intérieure était exclusivement en maçonnerie de briques ou de béton, les poteaux en acier ne pouvaient supporter seuls l'ensemble des charges sollicitant le bâtiment vu l'augmentation du poids de ces structures liée à l'ajout d'étages. Ainsi, les auteurs de ces bâtiments optèrent pour un système de conception et de stabilisation à noyau central. Les fondations filantes en maçonnerie, sous les murs de cloisonnement (cf. Figure 1.7), de même hauteur que les socles sous poteaux en acier, permettaient le transfert à la fondation de l'ensemble des charges transversales et d'environ 70% des charges verticales (cf. §2.3.3.1). Les poteaux en acier ne transféraient aux fondations que les charges verticales au niveau des vérandas dans cette configuration. En phase de construction, en revanche, la charpente métallique devait être capables d'assurer seule le transfert du poids propre de la structure vers les fondations (avant la pose des murs en maçonnerie - comme décrit ci-dessous, au §1.2.4.2, où il sera constaté que la phase de remplissage des parois par des murs succède à la phase de montage de l'ossature en acier).



Figure 1.6 : Vue d'un pavillon à ossature en acier et remplissage en béton au Kongo-Central (source : Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914)

[11] Effet diaphragme : effet de prise en compte de l'influence d'une paroi de faible épaisseur dans la stabilité d'une ossature (par ex. le bardage pour le contreventement d'une façade).(DIAPHRAGME - (effet) - Dictionnaire du BTP - Eyrolles s. d.)



Figure 1.7 : Photo d'un bâtiment à étage couplée à celle de sa fondation dans la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020).

1.2.2 Matériaux de construction utilisés et leurs propriétés

1.2.2.1 Acier pour éléments porteurs métalliques

Le matériau métallique utilisé pour les éléments porteurs de ces bâtiments était de l'acier. La littérature montre que déjà, vers l'année 1890, l'acier s'imposait comme matériau de construction métallique au détriment du fer et de la fonte grâce à ses indéniables caractéristiques physiques (Landowski et Lemoine 2005). Aussi, lors de la première mission effectuée dans la ville de Mbanza-Ngungu, il a été découvert l'inscription « CL.ACIER » sur une des poutres métalliques d'un des pavillons (comme le montre la Figure 1.8 ci-dessous). Ainsi, dans les prochains chapitres de ce travail, on parlera plus des bâtiments en acier au lieu de bâtiments métalliques.

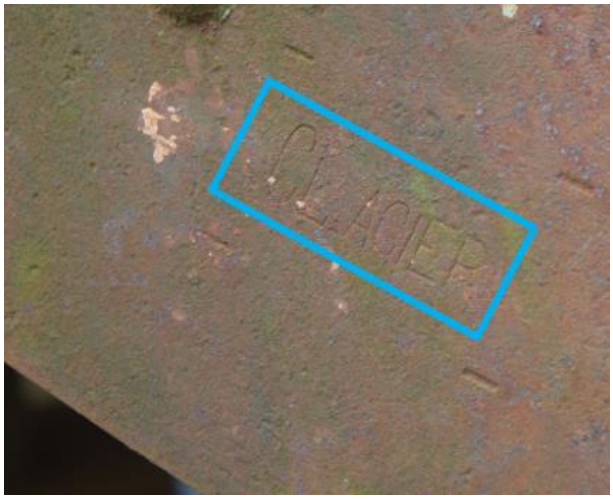


Figure 1.8: Profilé UPN 180 marqué sur sa face CL.ACIER (Mission Mbanza-Ngungu janvier 2020)

Cependant, plusieurs catégories d'aciers avaient déjà vu le jour au début du XX^{e} siècle. Il est alors important de connaitre quel était celui utilisé pour les éléments porteurs métalliques de ces bâtiments. Ce travail de thèse est parti du postulat qu'on ne pouvait, en termes d'économie et de résistance, utiliser les aciers mi-durs (utilisés pour les rails du chemin de fer Matadi - Léopoldville (Trouet 1898)) pour les charpentes métalliques des maisons vu leur faibles sollicitations comparativement aux sollicitations des rails du chemin de fer. C'est ainsi qu'il est considéré que les éléments d'ossature des bâtiments de Grandes Chaudronneries de l'Escaut étaient en acier doux dont les caractéristiques mécaniques (la limite élastique f_y = 240 Mpa[12]) sont reprises au Tableau 1.1 ci-dessous. En lisant Léon Trouet[13], on a tendance à croire que ces aciers atteignaient des limites élastiques allant de 250 Mpa à 280 Mpa après essai des éprouvettes au laboratoire (Trouet 1898). Toutefois, pour se conformer aux exigences actuelles de fabrication, la limite élastique pour l'acier doux de 235 Mpa est utilisée dans les calculs repris dans le présent travail.

Tableau 1.1: Données du cahier des charges du 29 octobre 1913 (Poineau 2010)

Matériaux (Cahier des charges du 29 octobre 1913)	Limite d'élasticité en Mpa	Limite de rupture en Mpa	Allongement à rupture en %
Acier moulé	220	450	15
Acier laminé (tôles unies, plats, barres rondes et carrées, profilés)	240	420	25
Rivets	200	380	28

La nuance d'acier étant connue, il reste à déterminer les dimensions géométriques des sections de profilés utilisés pour ces éléments de structure. Après prélèvement des dimensions de ces profilés sur terrain lors des différentes missions (janvier 2020, septembre 2021 et janvier 2023) effectuées à Mbanza-Ngungu (Figure 1.9), les valeurs des dimensions sont comparées aux valeurs données par les catalogues actuels de profilés laminés en acier afin de déterminer le type de section utilisé. Il est ainsi constaté que les poteaux de ces structures étaient des profilés IPN 120, parfois combinés aux UPN 120, dans la partie intérieure de ces maisons pour épouser au mieux l'épaisseur du mur de remplissage (pour des raisons d'esthétique). Les poutres de contour de ces bâtiments sont, au niveau de plancher, en profilé UPN 180 et celles intérieures sont en IPN 180. Les poutres de toiture étaient en profilés « J127 x 76 » pour les arbalétriers et en profilés IPN 120 pour les pannes.

[12] Unité de mesure de pression et de contrainte du Système International (SI) correspondant à 10 kg/cm^2

[13] Ingénieur belge des ponts et chaussées, et ancien secrétaire général de la Compagnie du chemin de fer du Congo qui fut aussi membre du conseil d'administration de la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut



Figure 1.9: Vue d'un bâtiment « pavillon » dans la ville de Mbanza-Ngungu avec éléments porteurs en acier (poteaux en IPN 120, poutres de rive du plancher en UPN 180 et poutres de rive du plafond en IPN 120) (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020).

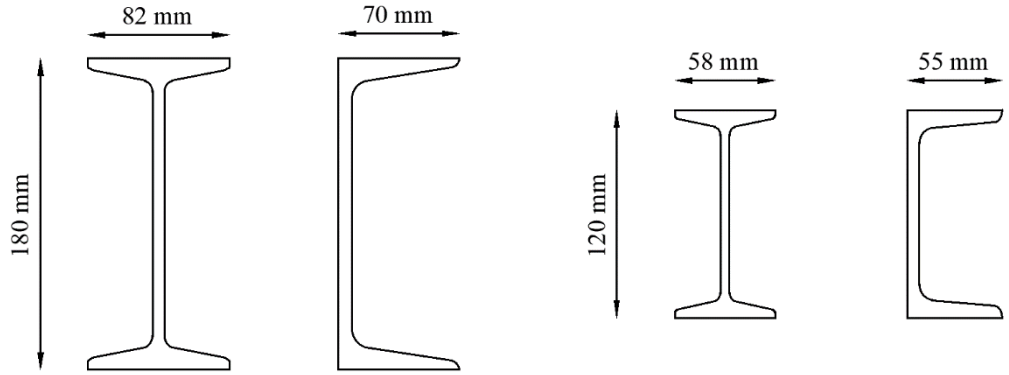


Figure 1.10: Dimensions des profilés identifiés dans les bâtiments de Mbanza-Ngungu construits pars les GCE

1.2.2.2 Eléments de remplissage des murs et des planchers

Les éléments de remplissage des murs et des planchers utilisés dans la construction de ces bâtiments étaient, comme pour les éléments porteurs en acier, importés de l'Europe du fait de la méconnaissance des ressources locales en matériaux de construction (Goffin 1907; Trouet 1898)

Ainsi, comme matériaux ou systèmes utilisés pour le remplissage de planchers, il faut citer :

- ✓ Le bois en sapin rouge du Nord (Trouet 1898) : L'espace vide entre poutres de planchers était rempli par des solives en madrier «7/18» de section (la hauteur de ces solives était presque équivalente à celle des poutres métalliques devant les supporter ; des entailles étaient faites aux extrémités de ces solives de manière à pouvoir facilement les insérer entre les semelles des poutres métalliques). Un platelage en planches d'1pouce (2,54 cm) d'épaisseur, servant de plate-forme horizontale, était cloué sur ces solives. Pour les planchers séparant les étages, on clouait des lattes d'environ 2 cm (soit ¾ de pouce) d'épaisseur, en sous-face de ces solives, et elles servaient de plafond.



Figure 1.11 : Vues de dessus et de dessous du plancher en bois du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020)

- ✓ Les voussettes en maçonnerie de briques : un des systèmes de remplissage de plancher le plus utilisé au tournant du XX^{e} Siècle. On employait des briques pleines ou creuses pour exécuter des hourdis en voussettes. Des entretoises formées par des boulons à quatre écrous et placées, soit au-dessus de la voute (Figure 1.12), soit dans la voute, étaient parfois utilisées. Ce système était plus souvent employé pour les planchers du rez-de-chaussée vu qu'il présentait plus de résistance et permettait donc de reprendre des charges plus élevées. Les briques, bien rejointoyées au ciment, restaient apparentes en dessous des planchers (Oslet 1898).

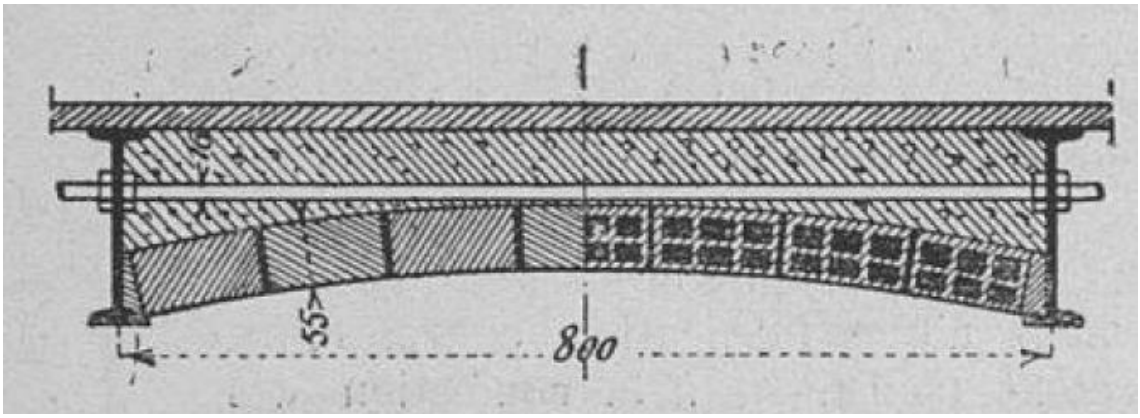


Figure 1.12 : Coupe transversale d'un plancher à voussettes en briques pleines ou creuses avec entretoises en barre ronde placées au-dessus des voussettes (source : Oslet 1898)

Pour les bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu, les constructeurs ont employé des voussettes en briques pleines, sans entretoises, sur lesquels on coulait un béton non armé comme le montre la Figure 1.13. En observant ces photos, on constate une uniformité entre les joints des voussettes en briques et la dalle en béton. Il en va donc de dire que les constructeurs procédaient premièrement à la pose des voussettes sur des coffrages en arc ou cintrés, et coulaient, par la suite, du béton dessus. C'est ce béton de la dalle qui servait de joints entre briques des voussettes.



Figure 1.13 : Vue des voussettes en maçonneries des briques pleines sur les pavillons de Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020)

- ✓ Les dalles mixtes acier-béton : ce système de remplissage de planchers était beaucoup plus utilisé par les Anglais. Il avait l'inconvénient d'être très lourd et exiger de gros échantillons de matériaux métalliques (Oslet 1898). Un exemple de plancher d'un bâtiment de Mbanza-Ngungu utilisant des tôles métalliques plissées s'appuyant sur des poutres métalliques de planchers est montré à la Figure 1.14 ci-dessous. Le béton coulé sur ces tôles servait de dalle. Comme pour les voussettes en maçonnerie, un coffrage et un étaiement ont dû préalablement être placés, sous ces tôles, avant coulage du béton.



Figure 1.14 : Vue de dessous d'un plancher avec remplissage en dalle mixte dans un des bâtiments « pavillon » de la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020)

Au niveau de murs, le remplissage se faisait par des éléments en bois, des voiles en béton ou par de la maçonnerie en briques. Les paragraphes suivants, tirés du livre « Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool) » indiquent les différents matériaux utilisés pour les parois verticales de ces maisons ainsi que leurs épaisseurs :

> *« Les chefs de chantier et ouvriers blancs de la ligne sont logés dans des constructions, à ossature métallique et à parois en bois de 35 mm d'épaisseur, qui n'ont qu'une seule chambre entourée de tous côtés d'une véranda de 2 mètres, et qui sont aussi très fraîches. La toiture et les portes et fenêtres sont semblables à celles des autres constructions.» (Goffin 1907)* (voir Figure 1.15)



Figure 1.15 : Maison à ossature en acier et remplissage en bois au Kongo-Central (Goffin 1907)

> *« Enfin, nous avons étudié des constructions à ossature en acier et parois en béton, qui ont donné toute satisfaction…Tous ces profiles embrassent exactement Le remplissage en béton, qui a 11 cm d'épaisseur… »* (Goffin, 1907, p. 147-148) (voir Figure 1.6)

1.2.2.3 Pièces d'assemblages

Peu de documents renseignent, de manière précise, sur la nature du métal utilisé pour les pièces d'assemblage rencontrées dans les bâtiments faisant l'objet de cette étude. Si, pour les éléments porteurs de la structure, l'inscription « CL.ACIER » (Figure 1.8) sur une des poutres d'un pavillon à Mbanza-Ngungu a permis de formuler l'hypothèse quant au type de métal utilisé, cela n'est pas le cas pour les pièces d'assemblages. Les seules informations sûres (comme l'indique la ligne du temps à la Figure 1.16 ci-dessous), à avancer à ce stade sont :

- ✓ Premièrement, lors de la réalisation de ces maisons (début XX^{e} siècle), deux modes d'assemblage entre éléments porteurs métalliques étaient utilisés en construction. Il s'agit du rivetage et du boulonnage par boulons ordinaires. L'assemblage par soudure n'était pas encore développé, et l'assemblage par boulons HR n'a vu le jour qu'après le premier quart du XX^{e} siècle (Pasquasy 2018).
- ✓ Deuxièmement, il est vu au §1.1.3 que la production de l'acier avait supplanté celle du fer au début du XX^{e} siècle. Mais il est cependant difficile de donner, avec plus de précisions, les propriétés mécaniques du métal utilisé pour la confection des pièces d'assemblages utilisées dans les bâtiments étudiés car le début du XX^{e} siècle a constitué une période de transition entre la fin de la production du fer et la croissance de la production de l'acier (comme le montre la Figure 1.16 ci-dessous). En d'autres termes, ces éléments d'assemblage pouvaient bien être en fer qu'en acier. D'ailleurs, il est mentionné dans le livre « Le chemin de fer du Congo » que les boulons utilisés dans la construction du chemin de fer Matadi - Léopoldville étaient en fer avec une charge de rupture de 400 Mpa et un allongement de 16% (Trouet 1898). Cependant, l'hypothèse adoptée au chapitre 2 est de considérer que tous les éléments métalliques sont en acier.
- ✓ Enfin, il faut aussi mentionner l'inscription « BCG » sur les têtes de boulons d'un des pavillons (Figure 1.17). Cette inscription devrait constituer une piste de recherche des

caractéristiques mécaniques de boulons utilisés, mais aucune information liant le sigle « BCG » aux boulons du début du XX^{e} siècle n'a été trouvée.

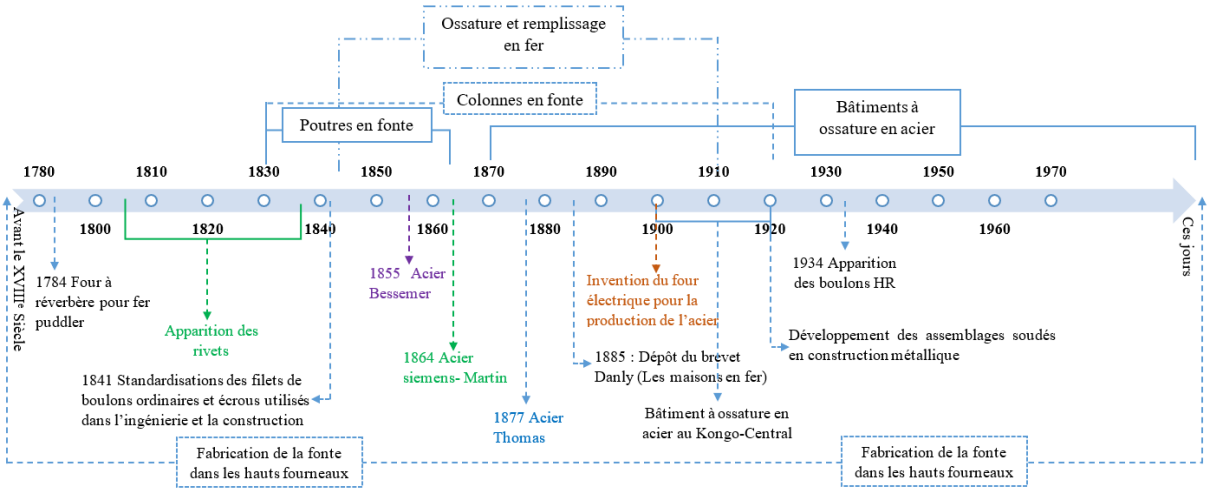


Figure 1.16 : ligne du temps (Elaboration, mise en forme et utilisation de la fonte, du fer, et de l'acier en construction) (source : Espion et al., 2018)



Figure 1.17 : Inscription « BCG » sur les têtes de boulons dans un des bâtiments « pavillon » de la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020)

Ainsi, les différents systèmes et éléments d'assemblages utilisés dans les bâtiments étudiés sont présentés au §1.2.3.1 ci-dessous. En termes de dimensions, seules les valeurs mesurées au niveau du bâtiment pris comme cas d'études sont données au chapitre 2.

1.2.2.4 Tôles métallique de couverture

En ce qui concerne les tôles de couverture employées dans ces bâtiments, il s'agissait bel et bien des tôles ondulées galvanisées (TOG) comme on peut le voir sur les photos de la Figure 1.18 ci-dessous, et comme l'indique aussi la documentation (Goffin 1907; Trouet 1898). C'est d'ailleurs ce type de tôle qui est couramment utilisé dans la région. Toutefois, des ambiguïtés persistent en matière du métal utilisé (fer ou acier) pour la réalisation de ces tôles.



Figure 1.18 : Couverture en tôles ondulées galvanisées au bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021)

1.2.2.5 Socles et maçonneries de fondation

Comme toute fondation, les socles (piliers), ainsi que les maçonneries sous murs de remplissage (pour les bâtiments à étages), de fondation de ces bâtiments précédaient la réalisation de la superstructure. Ils étaient construits sur place et pouvaient être réalisés en briques, en pierres ou en béton. Les matériaux de construction de ces fondations étaient, soit totalement importés de l'Europe, soit une combinaison de matériaux importés et de matériaux locaux. Ces structures de fondation étaient surélevées de 50 cm à 1,00 m au-dessus de la surface du terrain naturel, afin d'éviter les « émanations paludéennes », les miasmes[14], ou l'humidité émise par le sol (Donny 1900). Il en résulte, au tournant du XX^{e} siècle, la conception d'une architecture qui limite, au maximum, le contact avec le sol (présence de pilotis) (Robert 2010).



Figure 1.19 : Socles et murs de fondation au palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021)

[14] Les miasmes sont des émanations fétides et malsaines, considérées autrefois (avant Pasteur) comme la cause des maladies infectieuses et épidémies. Provenant de matières organiques en décomposition ou de marais, ce « mauvais air » était réputé transporter la maladie, une théorie aujourd'hui infirmée par la microbiologie.
https://fr.wikipedia.org/wiki/Th%C3%A9orie_des_miasmes

1.2.3 Systèmes d'assemblage et de stabilisation des bâtiments des GCE

1.2.3.1 Assemblages

Au §1.2.2.3, il est vu qu'à l'époque de la réalisation de ces bâtiments, deux modes de liaison d'éléments métalliques de structure étaient utilisés en construction. Il s'agit du rivetage et de l'assemblage par boulons ordinaires. Ces assemblages devraient être conçus de manière que les efforts à transmettre, entre éléments de structure, soient faciles à évaluer par les simples équations d'équilibre statique (une réelle volonté de réaliser des structures isostatiques[15]). Les concepteurs de ces bâtiments avaient opté pour des assemblages articulés entre poutres et poteaux, pannes et membrures de fermes ; et pour des pieds de poteaux encastrés ou articulés sur les socles de fondation (par l'intermédiaire des plaques d'assises, des cornières de liaisons, et des goujons d'ancrages).

Les liaisons entre éléments de structure se faisaient en deux phases comme vu au §1.2.1 ci-dessus. Quelques exemples de ces liaisons sont donnés et représentés ci-dessous :

1.2.3.1.1 Liaison poutres - poteaux

Les liaisons poutres - poteaux étaient conçues de manière que les poutres ne puissent transmettre, théoriquement, que des efforts devant agir parallèlement aux axes longitudinaux de poteaux. Les poutres venaient s'articuler sur les poteaux par l'entremise de doubles-cornières, rivetées sur les âmes des poutres en atelier (en Europe) et boulonnées sur les âmes des poteaux sur site. Pour les liaisons entre poutres et poteaux d'angle, il n'y avait pas lieu d'utiliser la double-cornière, les âmes de poutres étaient directement boulonnées sur les âmes de poteaux



Figure 1.20 : - à gauche : Liaison poutre de rive en UPN et poteau intermédiaire en IPN dans un bâtiment « pavillon » de Mbanza-Ngungu (Mission, janvier 2020) ; - à droite : Liaison poutre de rive en UPN et poteau d'angle en IPN au palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission, septembre 2021)

[15] Isostatique : Se dit d'un système matériel dont les liaisons mécaniques (notamment les réactions d'appui) peuvent être caractérisées par la statique : le nombre d'inconnues de liaison est égal au nombre d'équations données par le principe d'équilibre de la statique (ISOSTATIQUE - Dictionnaire du BTP - Eyrolles s. d.).

1.2.3.1.2 Liaison pied de poteau

Les pieds de poteaux étaient rivetés, par l'entremise des goussets et/ou des cornières de liaison fixés sur leurs âmes et/ou leurs semelles (Figure 1.21), sur les plaques d'assise en atelier (en Europe), et l'ensemble était transporté pour être goujonné sur chantier (au Congo).



Figure 1.21 : - à gauche : Liaison pied de poteau et socle de fondation « bâtiment - pavillon » - à droite : Liaison pied de poteau et socle de fondation « palais de justice de Mbanza-Ngungu » (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020)

1.2.3.1.3 Liaisons poutres - solives en bois

Les solives en bois de planchers étaient, d'un côté, vissées sur les poutres de contour en profilé UPN et, de l'autre côté, assemblées à l'aide des cornières de liaison à la fois boulonnées sur elles et rivetées sur les poutres intermédiaires en profilé IPN, comme le montrent les photos de la Figure 1.22 ci-dessous.



Figure 1.22 : - à gauche : Liaison par vis (solives en bois et poutre en UPN 180) - à droite : Liaison par cornière de liaison (solive en bois et poutre en IPN 180) « bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu » (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021)

1.2.3.1.4 Autres liaisons entre éléments de structure

En dehors des liaisons présentées ci-haut, il convient aussi de citer les détails suivants :

- ✓ Les arbalétriers (membrures) de fermes des toitures appuyés sur les extrémités supérieures des poteaux (assemblage par boulonnage) ;
- ✓ Les chevrons pour voliges en bois vissés sur les poutres supérieures au niveau du plafond des vérandas ;
- ✓ Les pannes IPN attachées aux arbalétriers par l'entremise des plaques, à la fois boulonnées sur des âmes de panne et sur les semelles des arbalétriers (membrures), servant d'échantignole ;
- ✓ Les tôles vissées entre-elles et attachées aux pannes par des crochets qui empêchaient le glissement des tôles sur les pannes.

Il convient de noter que certains de ces détails sont présentés au chapitre 2

1.2.3.2 Eléments de stabilisation de bâtiments des GCE[16]

Outre les murs de remplissage en maçonnerie qui ont servi d'éléments de contreventement et de stabilisation (en phase de fonctionnement) de ces bâtiments coloniaux, d'autres astuces, souvent très ingénieuses ont été utilisées par les concepteurs de ces bâtiments afin d'assurer leur stabilité au moment de la construction ou de renforcer leur stabilité en phase de fonctionnement. Celles-ci pourraient d'ailleurs encore servir d'inspiration pour les sociétés de construction contemporaines qui visent le marché de la préfabrication, de la construction légère ou encore de l'aide d'urgence en cas de catastrophes naturelles. Ces astuces sont présentées ci-dessous. Les analyses démontrant leur efficacité sont présentées au chapitre 2.

1.2.3.2.1 Tirant métallique pour membrures de fermes

La plupart des bâtiments d'habitation (pavillons et hôtels à deux étages) - construits au Kongo-Central par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut jusque vers 1910 - utilisaient, en toiture, des fermes à membrures (arbalétriers) à traverses brisées sans entrait simplement appuyées sur les poteaux. Ce système s'avérait être économique et simple à réaliser pour des bâtiments qui présentaient des portées faibles entre deux poteaux d'appuis de membrures et dont la charge à reprendre n'était liée qu'au seul poids propre des éléments de la toiture (la charge de vent pouvant être négligée selon le règlement de l'époque vu les faibles hauteurs de ces bâtiments - cf. §2.4.2 du chapitre 2).

L'inclinaison des membrures des fermes déterminait la pente de la toiture. Bien sûr, l'absence d'entrait contribuait à la légèreté de la solution mais nécessitait la reprise de « la poussée d'arc » horizontale au niveau des extrémités supérieures des poteaux. Pour ce faire, les concepteurs de ces bâtiments mettaient en œuvre des tirants métalliques constitués de barres circulaires de faible diamètre et reliant les poteaux opposés (par rapport à l'axe de symétrie de la toiture) au niveau des appuis des fermes (Figure 1.23).

[16] Voir aussi l'article : "Technical Study of Kongo-Central Colonial Steel Houses Belonging to the DRC Patrimony" publié le 14 septembre 2022 (https://doi.org/10.1002/cepa.1852)

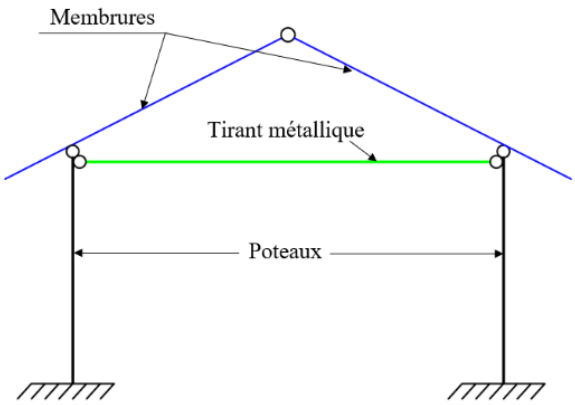


Figure 1.23 : Schéma d'une ferme à membrures articulées sur les poteaux et stabilisées par un tirant métallique (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo)

Quelques anciens plans des bâtiments de Mbanza-Ngungu, repris à la Figure 1.24 ci-dessous, illustrent ce système de fermes à tirant métallique.

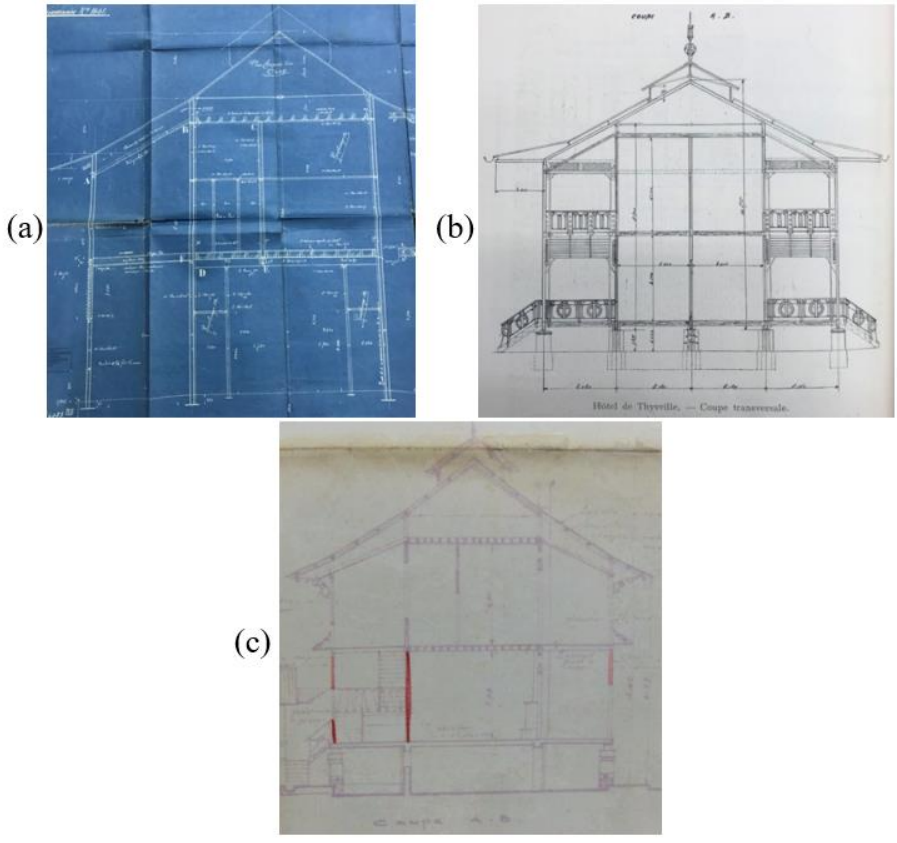


Figure 1.24 : Présence du tirant métallique raccordant deux poteaux opposés aux bâtiments suivants : (a) 4 maisons d'habitation à fournir à la compagnie du chemin de fer du Congo - plan N°624E^{x} 6073TER II, expédition du 17/12/1909, commande N°1661) (source : archives de la SCTP[17]) - (b) plan de la coupe transversale de l'ancien hôtel ABC de Thysville (actuel palais de justice de Mbanza-Ngungu) (Goffin 1907) - (c) plan de modification N°V.T. 7049 du 14/10/1954 de l'habitation du docteur (N°5230) à Thysville (source : archives de la SCTP)

[17] SCTP : Société commerciale des transports et des ports en RDC dont l'ancienne appellation fut : Office national des transports (ONATRA)

1.2.3.2.2 Fermes à treillis métalliques

Ce type de ferme a été utilisé, dans le cas des structures où les poteaux portant la charpente de la toiture présentaient des écartements importants, mais aussi lorsque l'influence de la charge de vent devenait assez considérable compte tenu de la hauteur du bâtiment (à l'instar de l'hôtel ABC de Kinshasa construit en 1912 - Figure 1.26/(b)). Souvent réalisé par l'assemblage des éléments métalliques présentant des poids légers (cornières et plats assemblés au moyen des boulons et/ou rivets par l'entremise des goussets d'assemblage), les fermes à treillis ont l'avantage, par rapport aux fermes à membrures, de franchir, de manière économique, des très grandes portées avec des poids légers que n'offriraient les fermes à membrures.

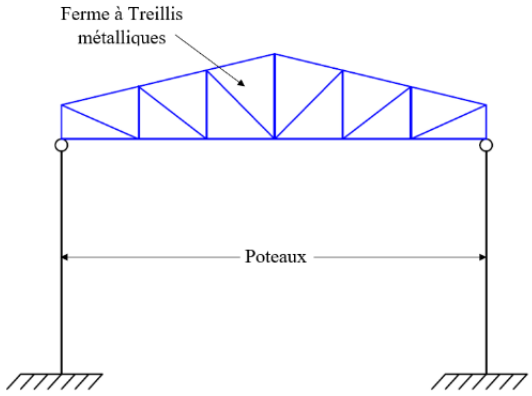


Figure 1.25 : Schéma d'une ferme à treillis métalliques simplement appuyée sur des poteaux à ses extrémités (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo)

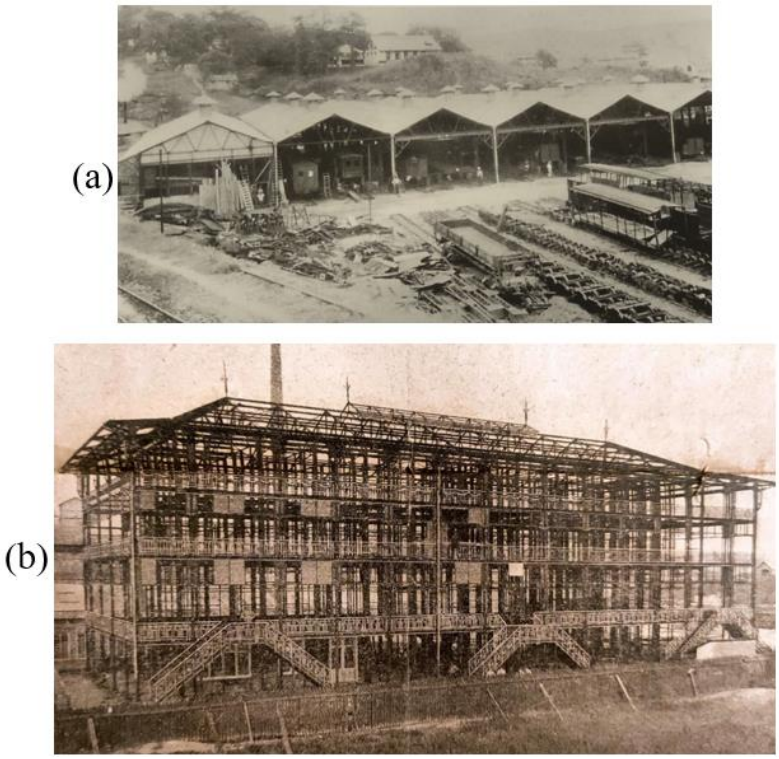


Figure 1.26 : (a) : les ateliers de Matadi (source : Blanchart et al., 1993) - (b) : Grand hôtel ABC de Kinshasa, construit en 1912 pour le compte de la Société ABC (Alimentation du Bas-Congo) (source : Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914)

Ce système de toiture avec fermes à treillis métalliques est identifié dans les constructions ci-après : le grand hôtel ABC de Kinshasa, l'hôpital de Kinkanda à Matadi, les ateliers et hangars de Matadi Figure 1.26/(a) et de Thysville, les entrepôts de Boma et Matadi, , les usines minières du haut Katanga, et bien d'autres constructions de l'époque.

1.2.3.2.3 Jarrets - éléments de décoration et/ou de structure (renfort des parties en console)

Il a été observé, sur certains bâtiments des GCE, que les concepteurs de ces bâtis avaient la réelle volonté de protéger les occupants contre le soleil fort et épuisant de la zone tropicale. Pour rendre ces bâtiments agréables à vivre et assurer la protection contre les rayonnements solaires, les membrures de fermes devaient avoir des parties débordantes qui s'étendaient au-delà de la limite extérieure des vérandas. Pour certains bâtiments à étages, ces débordement de membrures de fermes pouvaient présenter des porte-à-faux très importants. Les observations sur site ont permis de se rendre compte que, pour éviter le surdimensionnement des membrures de toiture et, par conséquent, d'en augmenter le poids, les parties en porte-à-faux de ces membrures étaient soutenues par des jarrets, de formes diverses, qui, au-delà de l'aspect structural (soutien des membrures et contribution à la stabilisation du bâtiment en phase de construction) jouaient également un rôle décoratif. Les formes de ces jarrets ont varié dans le temps (en allant de formes très esthétiques à de plus simples éléments de décoration, jusqu'à se réduire à leur seule fonction structurale - voir Figure 1.27).



Figure 1.27 : (a) Jarret au palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021) - (b) Jarret à l'ancien hôtel ABC de Kinshasa (source : Mission septembre 2021) - (c) Jarret de la maison d'habitation N°5277 (source : Mission janvier 2020) - (d) Jarret à l'hôpital de Kinkanda (Mission janvier 2020)

1.2.3.2.4 Cadres en métal déployé en tête des portiques externes

Comme décrit ci-dessus, les assemblages entre éléments porteurs (poutres/poteaux) de ces bâtiments étaient de simples articulations. Par ailleurs, aucun système de contreventement n'était prévu pour assurer la stabilité de la structure en phase de montage, avant le placement de parois en bois ou en maçonnerie (voir Figure 1.31 et Figure 1.32). La combinaison de ces deux facteurs (absence de contreventement et usage d'assemblages articulés) ne permettait évidemment pas d'assurer cette stabilité. Afin d'éviter le transport et le montage d'éléments ad-hoc de contreventement, des astuces constructives ont à nouveau été mises en œuvre. Les jarrets présentés à la section précédente jouaient déjà un rôle important à cet égard, en rigidifiant les assemblages entre les fermes et les têtes de poteau, mais cela était parfois insuffisant. Dans ce cas, les concepteurs avaient recours à des cadres en métal déployé qui rigidifiaient, au niveau des plafonds, les portiques métalliques externes des bâtiments. Ces cadres qui fonctionnent en « poutres Vierendeel » étaient rigidement connectés aux poteaux qu'ils relient, contribuant ainsi à l'hyperstaticité de la structure et, par conséquent, à son niveau global de stabilité. Les photos ci-dessous présentent les cadres en métal déployé utilisés dans certains de ces bâtiments, parfois avec une valeur esthétique ajoutée (Figure 1.28). Ces cadres jouaient également un rôle fonctionnel en empêchant les nuisibles de pénétrer la double toiture.



Figure 1.28: Cadres en métal déployé sur les poutres supérieurs ; à gauche : ancien hôtel ABC de Kinshasa (source : Mission septembre 2021) - à droite et en bas : palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021)

1.2.3.2.5 Apport de la semi-rigidité des assemblages et de l'effet diaphragme des planchers

Au moment de la construction de ces bâtiments, les notions de semi-rigidité des assemblages et d'effet diaphragme des planchers n'étaient pas connus dans la pratique courante du dimensionnement des structures (Jones, Kirby, et Nethercort 1983; Yadav et Khuswaha 2016). Les assemblages étaient considérés soit parfaitement rigides, soit articulés, ce qui faisait que les structures étaient analysées avec des hypothèses des nœuds articulés ou rigides et les dispositions pratiques des assemblages entre éléments de structure devraient corroborer avec ces hypothèses. Cependant, dans la réalité, il est constaté et démontré, depuis quelques années, que le comportement réel des assemblages d'une structure se situe à l'intermédiaire de ces deux cas extrêmes, d'où la récente apparition de la notion de la « semi-rigidité » des assemblages qui se rapproche à leur fonctionnement réel. Dans les propositions de solutions de réhabilitation et de réaffectation de ces bâtiments au chapitre 4, il sera pris en compte ce phénomène de semi-rigidité des assemblages afin d'évaluer et d'exploiter son apport dans la stabilité structurale du bâtiment étudié. De même, le système de liaison utilisé entre solives en bois et poutres en acier de plancher, telle que décrite ci-dessus (§1.2.3.1.1), permet d'activer l'effet diaphragme de ces planchers pour la stabilisation de certains portiques de ces bâtiments coloniaux. Les différentes analyses réalisées au chapitre 2 permettent de confirmer cette hypothèse.

1.2.4 Constructions légères - Facilité de transport, de manutention et de montage

De nos jours, parler des constructions légères renvoie à parler des constructions facilement déplaçables, démontables et d'un poids faible dont l'emprise au sol n'est pas assez importante (Duhaut 2021). En analysant les bâtiments importés au Kongo-Central, au tournant du XX^{e} siècle, sous cet angle des bâtiments déplaçables, démontables et d'un poids faible, il est possible de les appliquer cette définition. En effet, ces bâtiments (qu'ils soient à étages ou à simple rez-de-chaussée) étaient conçus pour répondre à des critères stricts de légèreté pour faciliter le transport maritime et ferroviaire entre la Belgique et le Congo, et leur montage sur chantier avec des équipements limités. C'est ce critère de légèreté qui a poussé les concepteurs de ces maisons à optimiser chaque élément structural et à adopter des systèmes de construction audacieux dans lesquels la résistance de l'acier était pleinement exploitée.

1.2.4.1 Transport et manutention des matériaux (de la Belgique au Congo)

L'objectif ici est de recouper l'ensemble des informations issues de la documentation et des observations faites à Mbanza-Ngungu afin de définir les différentes étapes d'acheminement (par voies maritimes et ferroviaires) des matériaux utilisés pour la construction des bâtiments de la société des GCE au Congo.

Pour la partie transports maritimes, ce travail se base sur les recherches de Jean Herreweghe et d'André Lederer (Herreweghe 2016; Lederer 1977).

Lors de la constitution du Comité d'études du Haut Congo, en 1879, le sud de la côte ouest de l'Afrique n'est desservi que par deux lignes anglaises ayant Liverpool comme port d'attache. Il s'agit de la *British and African Steam Navigation Cy.,* et de *l'African Steamship Cy*. Cependant, leurs navires touchent très rarement Banana, l'embouchure du fleuve, et la durée du trajet est de plus de deux mois, du fait de la lenteur des navires et de la multiplicité des escales s'échelonnant

le long de la Guinée, de la Sierra Léone et du Nigeria (Herreweghe 2016). En 1891, l'Etat Indépendant du Congo et quelques sociétés commerciales décident de signer un accord avec le syndicat constitué de la *Woermann Linie* de Hambourg et de *l'African Steamship Cy* ainsi que de la *British and African Steam Navigation Cy.* Ce syndicat devait organiser l'expédition d'un steamer[18], d'Anvers à Matadi, le 06 de chaque mois avec une durée de trajet de 25 jours à l'aller et de 30 jours au retour (Herreweghe 2016; Lederer 1977).

Soucieux des appuis étrangers aux affaires du Congo, le Roi Léopold II fonde, avec le groupe allemand, la Société Maritime du Congo (SMC) le 21 janvier 1895 ; et avec le groupe anglais le 24 janvier de la même année, la Compagnie Belge Maritime du Congo (CBMC) dont le siège était à Anvers. Comme les accords entre l'EIC et l'*African Steamship Cy* arrivaient à son terme, l'Etat conclut un accord unique avec la CBMC et la SMC. Le départ mensuel à partir d'Anvers était garanti, à une date fixe, et la durée du trajet ne pouvait dépasser 19 jours à l'aller, et 21 jours au retour (Lederer 1977).

Les différents navires ayant été affectés, entre 1895 et 1908, par ces sociétés pour le voyage « Anvers - Matadi » sont :

- ✓ En 1895, la CBMC aligne le « Coomasie » et le « Léopoldville 1 » tandis que la SMC de son côté aligne l' « Eduard Bohlen » qui, plus tard, est remplacé par le « Bruxellesville 1 ». Ces navires effectuaient un service mensuel sous pavillon belge. C'est le « Léopoldville 1 » qui va, en premier, inaugurer la ligne le 6 février 1895 et va arriver au Congo vingt jours après. Puis vient le tour d'« Eduard Bohlen » le 6 mars et du Coomassie le 6 avril.
- ✓ En juin 1896, la croissance du capital permit, à ces sociétés, d'acquérir l'« Albertville » de 3953 tonnes et le nouveau « Léopoldville 2 » de 3963 tonnes, qui remplacera le premier « Léopoldville 1 » de 2500 tonnes.
- ✓ La création de multiples sociétés commerciales belges à l'EIC ainsi que l'amélioration des moyens de déchargement au Congo, dans les années qui ont suivi, ont amené une sensible augmentation du trafic qui a permis un rapide développement de ces deux sociétés (la CBMC et la SMC). C'est ainsi que vers l'année 1900, les départs furent organisés le 1er et le 16 de chaque mois au moyen de six vapeurs : « l'Albertville 2 de 3805 tonnes, l'Anversville 1 de 3897 tonnes, le Léopoldville 2 de 3963 tonnes, le Stanleyville 1 de 4057 tonnes, le Bruxellesville de 3900 tonnes et le Philippeville ». Cette fréquence fut rapidement abandonnée faute d'un trafic suffisant.
- ✓ En 1908, la Société Maritime du Congo (SMC) est liquidée. Comme les affaires étaient florissantes (augmentation du confort de passagers et croissance du trafic), la Compagnie Belge Maritime du Congo (CBMC), restée seule, a continué le service avec des navires plus grands et plus modernes (le tonnage des nouvelles unités allait en croissant; d'environ 3805 tonnes en 1898 à 6327 tonnes en 1908). A cette époque, Matadi était devenu le port le mieux équipé de la côte occidentale d'Afrique, et ensemble avec Borna, ils étaient les seuls ports d'Afrique équatoriale où les marchandises pouvaient être transbordées directement du navire sur les wagons, et vice-versa.

[18] Steamer : bateau ou navire à Vapeur https://www.cnrtl.fr/definition/steamers

- ✓ Enfin, la Compagnie Belge Maritime du Congo (CBMC) n'avait cessé de se développer et d'améliorer ces services ainsi que ces navires de manière à répondre aux nécessités d'un trafic qui ne cessait de croitre, à assurer sa régularité comme le montre l'affiche sur la Figure 1.30 ci-dessous et à permettre de remplacer régulièrement les vieux navires par des unités neuves plus rapides et plus grandes (la durée moyenne de service d'un navire étant de 3 ans et 10 mois).

Il est à noter que jusqu'en 1912, tous les navires étaient construits en Grande Bretagne, c'est en janvier 1913 que la société John Cockerill sortait, à Hoboken, « l'Albertville IV de 7745 tonnes », le premier d'une longue série des chantiers navals.

Comme mentionné ci-dessus (§1.1.5), les Grandes Chaudronneries de l'Escaut étaient anciennement appelées Grandes Chaudronneries d'Anvers car elles étaient installées dans le district d'Hoboken, près du fleuve Escaut à Anvers. Cette société était spécialisée dans « la construction navale et les travaux de grande chaudronnerie ». Outre les bâtiments métalliques qu'elle fournit au Congo, son catalogue de 1905 montre qu'elle livre aussi des yacht(s)[19] et des canots à vapeur pour le service hydrographique actif à l'intérieur du Congo (Laporte et Dosse 1905). On peut supposer que l'exportation des éléments métalliques de bâtiments à ossature métallique des GCE. se faisait, soit via la Compagnie Belge Maritime du Congo (CBMC), soit par l'intermédiaire d'autres sociétés de transport maritime qui effectuaient la liaison avec le Congo. Toutefois, il convient de mentionner que le colonel Albert Thys, pionnier de la construction du chemin de fer Matadi - Léopoldville et président du conseil d'administration des Grandes Chaudronneries de l'Escaut, a participé à la transformation et à la reprise par l'Etat belge de la CBMC. en 1911 (Lederer 1977). Cet élément suggère donc l'existence d'une étroite relation entre les Grandes Chaudronneries de l'Escaut et la CBMC. dans les exportations de marchandises au Congo.
Au niveau de Matadi, la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) avait créé un service central qui comprenait une section un peu spéciale appelée « section des entrepôts ». Les clients de la Compagnie étaient représentés à Matadi par la Compagnie elle-même et sa section des entrepôts faisait, pour les clients, toutes les opérations de port (la réception des marchandises importées sous palan, l'entreposage et le chargement sur wagons pour expédition à l'intérieur du Congo, la réception des wagons de produits africains, le déchargement à Matadi, l'entreposage et le chargement des navires pour la Belgique). La CCFC se substituait donc aux clients pour toutes les opérations à faire à Matadi (Goffin 1907). Pour le transport de marchandises et de personnes à l'intérieur du Kongo-Central, la CCFC possédait, déjà aux alentours de l'année 1900, 5 locomotives à marchandises à quatre essieux, 35 locomotives à marchandises à trois essieux, 10 locomotives à voyageurs à quatre essieux, et 16 locomotives de travaux, à deux essieux (cf. Figure 1.29). Elle disposait aussi de divers wagons dont la majorité pouvait transporter une charge maximale de 10 tonnes (un exercice de vérification du poids des éléments métalliques d'un pavillon a donné une valeur inférieure à 10 tonnes et celui d'un bâtiment à étage a donné aux alentours de 20 tonnes). Ces wagons étaient de types : wagons à haussettes[20]de 1 mètre, de 90 centimètres, et de 90 centimètres avec couvercles à

[19] Yacht : bateau de plaisance à voile ou à moteur (source : https://fr.wikipedia.org/wiki/Yacht)
[20] Haussette : paroi surélevée dans un wagon https://www.cordial.fr/dictionnaire/definition/haussette.php

charnières ; wagons fermés, wagons fermés à toiture et parois d'about métalliques pleines et à parois longitudinales en métal déployé, etc. (Goffin 1907; Trouet 1898).

En bref, la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut concevait les bâtiments en Belgique, produisait et/ou préparait leurs pièces constitutives en les faisant transporter par voie maritime par l'entremise des compagnies de transports maritimes naviguant entre Anvers et Matadi. A Matadi, la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) assurait le chargement des marchandises dans les wagons et le transport ferroviaire jusqu'à la station de la ville où devaient être construits ces bâtiments. A la station de la ville de construction, les GCE. ou la CCFC procédait par « portage humain » pour acheminer les matériaux au site de construction.

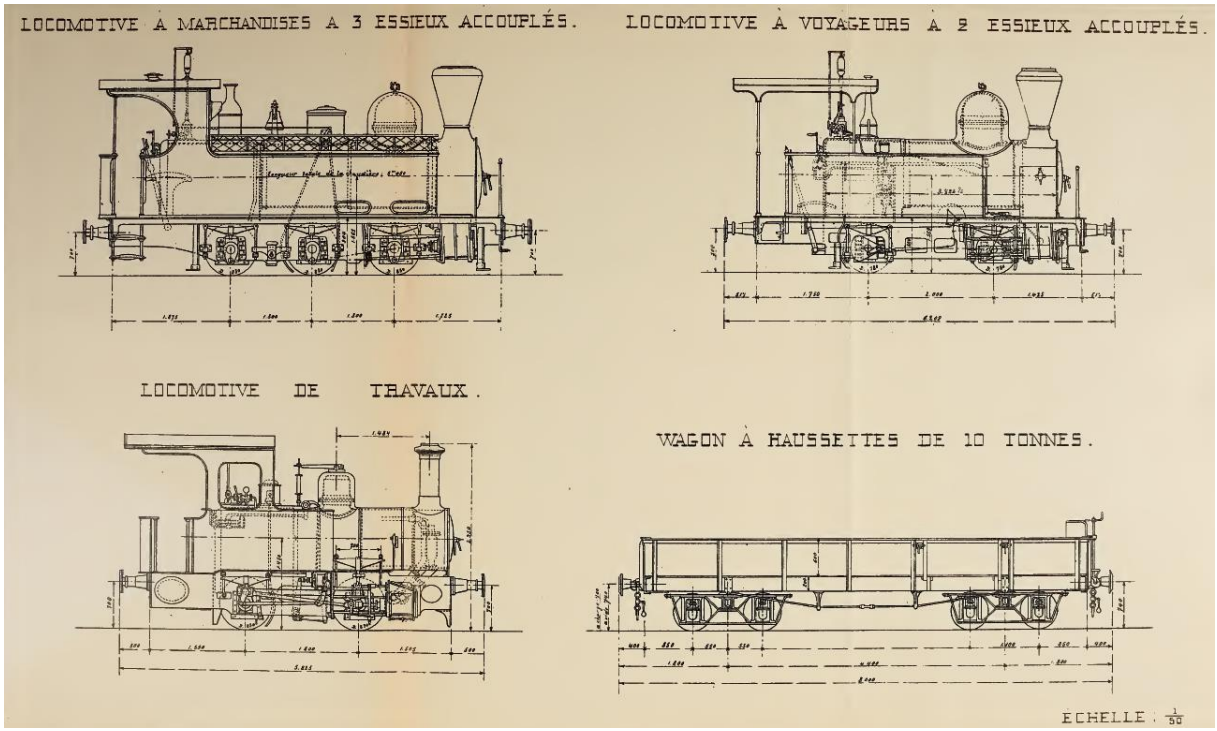
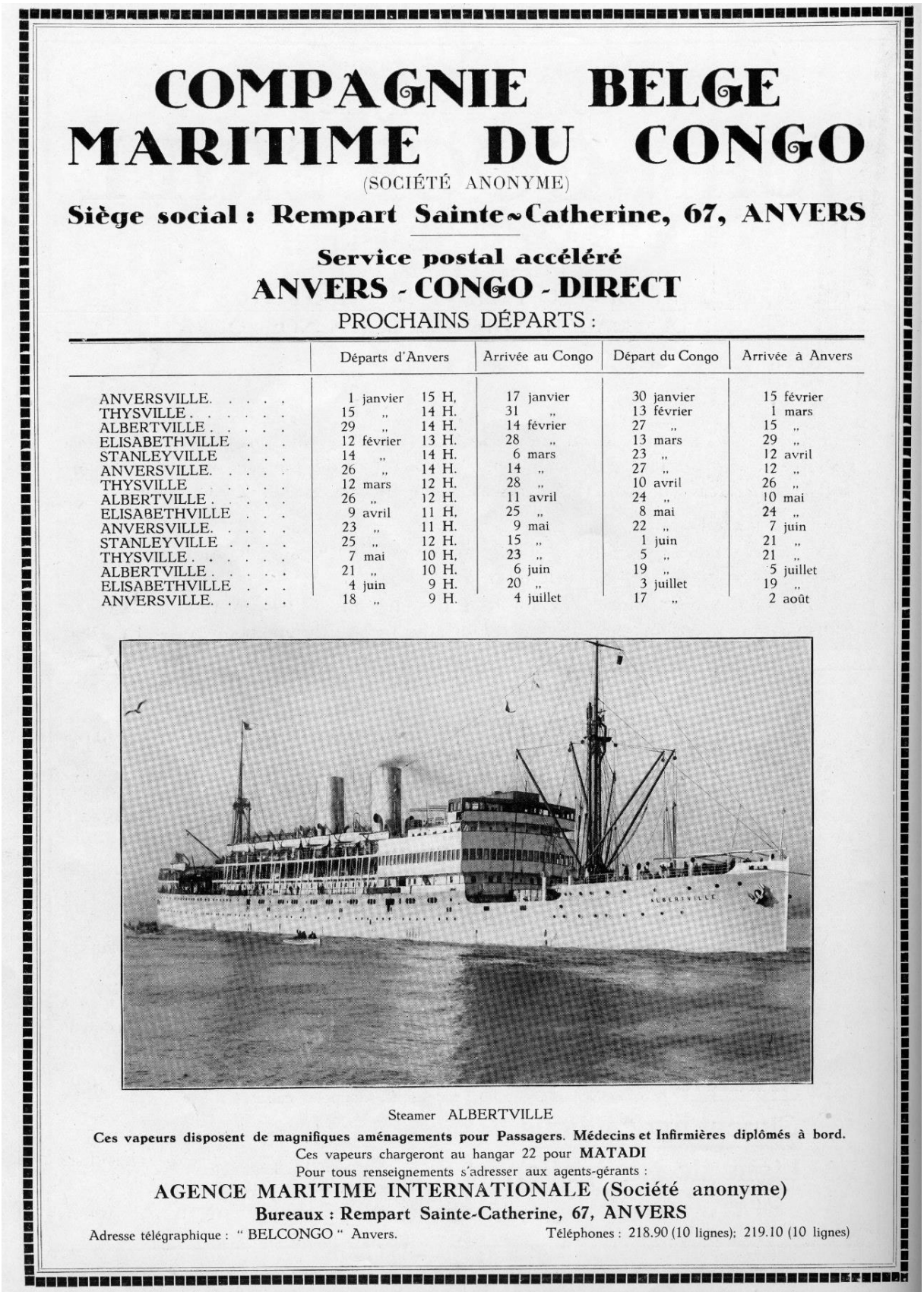


Figure 1.29 : Locomotives et wagons de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) (source : Goffin, 1907, Annexe VI)



COMPAGNIE BELGE MARITIME DU CONGO

(SOCIÉTÉ ANONYME)

Siège social : Rempart Sainte-Catherine, 67, ANVERS

Service postal accéléré

ANVERS - CONGO - DIRECT

PROCHAINS DÉPARTS :

	Départs d'Anvers	Arrivée au Congo	Départ du Congo	Arrivée à Anvers
ANVERSVILLE	1 janvier 15 H.	17 janvier	30 janvier	15 février
THYSVILLE	15 „ 14 H.	31 „	13 février	1 mars
ALBERTVILLE	29 „ 14 H.	14 février	27 „	15 „
ELISABETHVILLE	12 février 13 H.	28 „	13 mars	29 „
STANLEYVILLE	14 „ 14 H.	6 mars	23 „	12 avril
ANVERSVILLE	26 „ 14 H.	14 „	27 „	12 „
THYSVILLE	12 mars 12 H.	28 „	10 avril	26 „
ALBERTVILLE	26 „ 12 H.	11 avril	24 „	10 mai
ELISABETHVILLE	9 avril 11 H.	25 „	8 mai	24 „
ANVERSVILLE	23 „ 11 H.	9 mai	22 „	7 juin
STANLEYVILLE	25 „ 12 H.	15 „	1 juin	21 „
THYSVILLE	7 mai 10 H.	23 „	5 „	21 „
ALBERTVILLE	21 „ 10 H.	6 juin	19 „	5 juillet
ELISABETHVILLE	4 juin 9 H.	20 „	3 juillet	19 „
ANVERSVILLE	18 „ 9 H.	4 juillet	17 „	2 août

Steamer ALBERTVILLE

Ces vapeurs disposent de magnifiques aménagements pour Passagers. Médecins et Infirmières diplômés à bord.

Ces vapeurs chargeront au hangar 22 pour **MATADI**

Pour tous renseignements s'adresser aux agents-gérants :

AGENCE MARITIME INTERNATIONALE (Société anonyme)

Bureaux : Rempart Sainte-Catherine, 67, ANVERS

Adresse télégraphique : " BELCONGO " Anvers. Téléphones : 218.90 (10 lignes); 219.10 (10 lignes)

Figure 1.30 : Affiche des différents trafics de la CBMC (source : "Les chemins de Fer Belges" Commemoration catalog with lots of advertisements of railway industry and products, janvier 1928)

1.2.4.2 Techniques et séquences de montage sur chantier

Le caractère démontable des ossatures en acier de ces bâtiments permettait à la société de procéder au montage à blanc, en Belgique, des ossatures de bâtiments avant leur expédition au Congo et ce, afin d'en vérifier la constructibilité effective. La Figure 1.31 ci-dessous montre l'exemple d'un tel montage à blanc (cette photo est tirée de la page 73 du catalogue de 1905 de la société, et il est stipulé, à la page 72, qu'il s'agit d'un bâtiment démontable pour les colonies) (Laporte et Dosse 1905). Ce montage à blanc permettait de déceler les éventuelles failles et de peaufiner les techniques à adopter pour le montage de ces structures dans les colonies lointaines.

Sur chantier, au Congo, peu d'informations concernant le montage de ces bâtiments ont été retrouvées. Seules les données relatives à l'hôtel ABC de Kinshasa construit en 1912 par les GCE ont permis de bien comprendre les différentes étapes de montage des bâtiments construits par la société au Congo (voir sources Figure 1.32 et Figure 1.33). Ces différentes étapes sont présentées ci-dessous :

- ✓ Au départ de la construction, juste après l'implantation, des socles (piliers) de fondation qui devaient servir d'appuis des poteaux étaient réalisés.
- ✓ Ensuite venait l'étape du montage de l'ossature en acier dans son entièreté comme cela a été le cas pour le montage à blanc en Europe (Figure 1.32).
- ✓ Enfin avait lieu la pose des éléments de remplissage de murs et de planchers qui précédaient la pose de la tôle métallique en toiture (cf. Figure 1.33). Les fondations pour les murs de remplissage se faisaient en premier afin de mettre une distance entre le sol et le plancher du rez-de-chaussée ; puis venaient : la pose des éléments du plancher du rez-de-chaussée, la construction des murs en élévation au niveau du rez-de-chaussée, la pose des éléments du plancher de l'étage, et ainsi de suite pour des bâtiments à plus de 2 étages. La construction évoluait donc dans cet ordre jusqu'à atteindre le niveau supérieur du bâtiment.

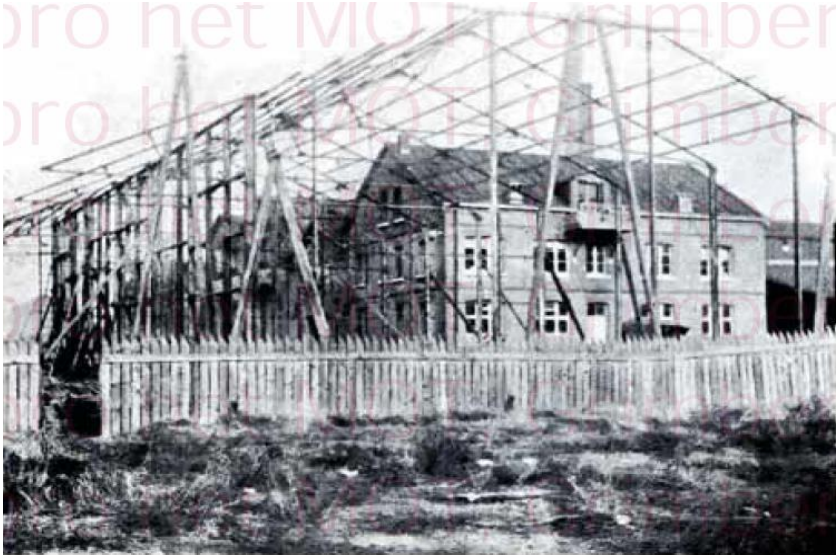


Figure 1.31 : Montage à blanc en Belgique de l'ossature métallique d'un bâtiment démontable (Laporte et Dosse 1905)

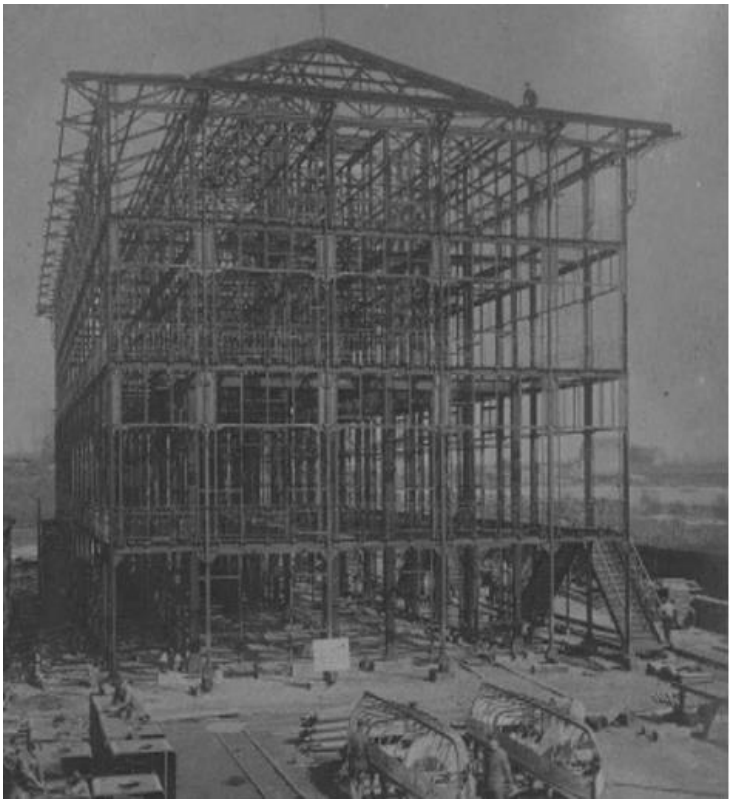


Figure 1.32 : Montage à blanc de l'Hôtel ABC de Kinshasa à Hoboken (Anvers) (source : AfricaMuseum, AP.0.0.15609)



Figure 1.33: Vue du fleuve du chantier de l'hôtel ABC de Kinshasa (Mwana Mboka 2011)

1.3 Objectifs de la thèse et questions de recherche

Les objectifs poursuivis dans ce travail de thèse sont les suivants :

- ✓ Etude des caractéristiques techniques et du comportement structural des maisons à ossature en acier réalisées par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut au Kongo-Central (RDC) ;
- ✓ Etude des différentes pathologies affectant les éléments structuraux de ces maisons (avec une attention plus particulière sur la dégradation par corrosion) ;
- ✓ La proposition de solutions de réhabilitation et de réaffectation de ces bâtiments.

Afin d'atteindre ces objectifs, les différentes questions de recherche auxquelles cette thèse est confrontée sont :

- Comment caractériser structuralement ces bâtiments centenaires construits par les GCE au début du XX^{e} siècle ?
- Comment réaliser la caractérisation de ces bâtiments dans le contexte normatif actuel ?
- Comment évaluer l'effet de la corrosion sur la capacité portante des membrures structurales ?
- Comment réparer des éléments en acier attaqués par la corrosion atmosphérique après une exposition de près de 120 ans ?
- Quel est l'impact de la prise en compte du comportement réel des assemblages sur la résistance et la stabilité des structures étudiées ?
- Comment caractériser les propriétés mécaniques des assemblages composés de composantes non explicitement couvertes par les normes actuelles ?
- Quelles sont les différentes affectations pouvant être envisagées pour ces bâtiments centenaires de la ville de Mbanza-Ngungu ?
- Quelles sont les solutions de maintenance pouvant être envisagées afin de conserver ce patrimoine

La présente thèse s'attèle à apporter des réponses dans les chapitres qui suivent en utilisant la méthodologie décrite à la section suivante.

1.4 Méthodologie de recherche

La méthodologie adoptée pour la réalisation de cette thèse est la suivante :

1.4.1 Etape 1 : Travail de terrain

Cette partie de la thèse a consisté à faire plusieurs missions sur terrain afin de collecter les données relatives aux différents systèmes constructifs des maisons importées au Congo au début de la colonisation. Cette thèse étant financée par le fonds de la Recherche Scientifique (FNRS) et menée en collaboration entre l'Université libre de Bruxelles (en charge de la partie architecture) et l'Université de Liège (en charge de la partie ingénierie), ce travail de terrain s'est fait en équipe (ULB - ULiège) et avec la participation de nos collaborateurs de l'Université

Kongo. Trois missions (janvier 2020, septembre 2021 et janvier 2023) ont été effectuées au Congo et plus spécifiquement dans la province du Kongo-Central. A Mbanza-Ngungu (au Kongo-Central), deux systèmes constructifs majeurs datant du tournant du XX^{e} siècle et dont certains bâtiments existent jusqu'à ce jour ont été identifiés. Ces deux systèmes constructifs sont évoqués au § 1.1.5 ci-dessus. Il s'agit des maisons en tôles embouties (Figure 1.34) fournies par la Société Anonyme des Forges d'Aiseau, et des bâtiments à ossature en acier et au remplissage en bois ou en maçonnerie de béton ou de brique (Figure 1.35) des Grandes Chaudronneries de l'Escaut. C'est ce deuxième système constructif qui fait l'objet de la présente étude et dont la plupart des bâtiments fournis par les GCE sont identifiés dans la ville de Mbanza-Ngungu. D'autres missions ont suivi cette première et ont permis d'ajuster et de confirmer les données techniques sur le bâtiment sélectionné pour l'étude, et d'organiser un séminaire pour exposer les différentes avancées des travaux de recherche au corps scientifique de l'Université Kongo et aux personnels administratif de la ville de Mbanza-Ngungu et des ateliers centraux de Mbanza-Ngungu.



Figure 1.34: Bâtiment, en tôles embouties (système Danly), d'une école au quartier Noki à Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu janvier 2020)



Figure 1.35: Bâtiments à ossature en acier et remplissage en maçonnerie de béton du quartier Noki dans la ville de Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu janvier 2020)

1.4.2 Etape 2 : Recherche bibliographique

La recherche bibliographique a été une étape très importante dans ce travail de thèse. En effet, en jouant le rôle « charnière » entre la collecte sur terrain des données techniques des bâtiments étudiés et les analyses structurales, il était important d'avoir des précisions claires sur la nature des matériaux utilisés dans ces bâtiments, les systèmes d'assemblage et de montage utilisés, le transport et la manutention des différents composants de la Belgique au Congo, jusqu'au site de construction. C'est ainsi qu'une étude de la documentation existante et des archives (AfricaMuseum, archives de la SCTP,…), tant en Belgique qu'au Congo, a été réalisée sur les constructions de l'époque et sur les évolutions technologiques qu'a connu le secteur de l'industrie métallurgique.

Cette étape a aussi permis d'identifier les propriétés mécaniques et géométriques des éléments de structure utilisés, les aspects architecturaux et techniques dans la réalisation de ce type de construction, etc. La recherche bibliographique a aussi permis de comparer, pour le bâtiment choisi comme cas d'étude, les dimensions trouvées dans la documentation (Goffin 1907) à celles recueillies sur terrain, et de mettre en lumière les données techniques et dimensions des parties moins accessibles dudit bâtiment.

1.4.3 Etape 3 : Etudes structurales

La troisième étape, qui est liée à la contribution principale de cette thèse, a consisté à faire l'étude complète de la structure du bâtiment sélectionné (le palais de justice de Mbanza-Ngungu). Cette étude a été scindée en trois parties. En premier lieu, l'étude complète de la structure de ce bâtiment à différents stades de sa vie, à savoir dans sa configuration initiale et dans sa configuration actuelle est réalisée. Cette étude s'est basée sur des normes récentes de construction (Eurocodes, NV65, …). Ces analyses ont permis, de déceler aussi bien les points forts et les faiblesses de la structure de ce bâtiment. Ensuite, la progression de la dégradation par corrosion des éléments porteurs en acier de ce bâtiment est évaluée via l'application des modèles théoriques existants. L'effet de cette dégradation sur la résistance des éléments porteurs est ensuite intégré dans les études structurales pour pouvoir évaluer les taux de chargement actuels de ces éléments de structure. Enfin, des études structurales complémentaires sont menées afin d'étudier l'impact des différentes solutions de remplacement/renforcement envisagées et d'identifier les possibilités de réaffectation.

1.5 Structure de la thèse

Ce travail de thèse est subdivisé en cinq (5) grands chapitres conduisant à la proposition de solutions de réhabilitation pour différents types d'utilisations du bâtiment sélectionné pour l'étude, ainsi que, dans la mesure du possible, pour les autres bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu relevant du même système constructif. Les points abordés dans ces différents chapitres se présentent de la manière suivante :

Au **chapitre 1**, une introduction générale du travail est réalisée. Il s'agit de présenter, en premier lieu, le contexte historique de la recherche ainsi que les différents évènements (du tournant du

XX^{e} siècle) ayant conduit à la construction de ces bâtiments dans la province du Kongo-central et plus précisément dans la ville de Mbanza-Ngungu. En second lieu, les subtilités de la conception et de la réalisation de ces bâtiments au Congo sont mises en évidence.

Au **chapitre 2**, un cas d'étude est sélectionné (le palais de justice de Mbanza-Ngungu) et étudié dans ses différentes configurations (initiale et actuelle). A partir des données techniques du bâtiment prélevées sur terrain et identifiées dans la littérature, diverses modélisations structurales et études paramétriques sont réalisées dans le but de valider les hypothèses (effets diaphragmes, propriétés mécaniques des matériaux et des assemblages, …) de modélisation adoptées et de mettre en évidence les éléments structuraux gouvernant le dimensionnement de la structure. Les analyses et vérifications structurales de ce bâtiment sont faites en se référant aux normes de dimensionnement européennes actuelles afin de répondre aux attentes des standards actuels en termes de fiabilité. Enfin, les différentes pathologies dont souffrent les éléments structuraux sont identifiés.

Le **chapitre 3** traite de la pathologie principale identifiée au chapitre 2, à savoir la corrosion des éléments structuraux. En particulier, ce chapitre traite de l'évaluation, dans le temps, des effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques et géométriques des profilés en acier (profilés J, IPN et UPN) utilisés dans les bâtiments étudiés mais aussi sur la stabilité globale du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration actuelle.

Au **chapitre 4**, les analyses et vérifications structurales du bâtiment étudié, en s'assurant de son adéquation aux exigences normatives actuelles, pour différents types d'utilisation possibles (bureaux, musée, bibliothèque, …) sont réalisées en tenant compte des propositions de solutions de remplacement ou de renforcement des éléments de structure détériorés, mais également de la semi-rigidité des assemblages. Cette dernière étape a nécessité le développement d'une méthode de caractérisation des assemblages présentant une configuration spécifique non explicitement prise en compte dans les normes de dimensionnement.

Enfin, au **chapitre 5**, les conclusions générales sur l'ensemble des études réalisées dans ce travail de thèse sont présentées en résumant les différentes contributions personnelles du rédacteur de la thèse ainsi que les perspectives pouvant être envisagées.

Au début de chaque chapitre, en dehors de l'introduction et des conclusions générales, une étude de la littérature relative à la thématique traitée dans le chapitre sera réalisée afin d'établir un état de l'art spécifique à chaque chapitre.

Une bibliographique reprenant l'ensemble des ouvrages consultés pour la rédaction de ce travail de thèse est donnée après le dernier chapitre des conclusions générales.

1.6 Conclusions

Ce chapitre introductif a permis de présenter le contexte au début du XX^{e} siècle ayant conduit à la construction des bâtiments à ossature en acier par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut au Congo. Les différents courants de la fin du XIX^{e} siècle, dont notamment l'industrialisation, l'exportation et la colonisation, ont conduit à un gigantesque projet de construction de la voie du chemin de fer devant relier les villes de Matadi et de Léopoldville (actuelle Kinshasa). Ce projet a facilité la pénétration de l'intérieur du Congo, à partir de l'Océan Atlantique, et a eu pour conséquences l'importation des produits manufacturés belge (européen) par l'Etat Indépendant du Congo et/ou le Congo Belge et l'exportation, vers la Belgique, de matières premières congolaises. Les bâtiments de la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut, dont un bref historique est donné ci-dessus, constituent un exemple palpable de ce mouvement nord-sud.

Les différentes contraintes ayant conduit à la réalisation de ces bâtiments en acier dans la province du Bas-Congo (actuelle province de Kongo-Central) ont également été abordées. En effet, ces bâtiments ont été initialement importés à l'EIC, pour suppléer aux problèmes d'isolation thermique que présentaient les bâtiments en tôles (rappelant ainsi une forme d'adaptation et d'amélioration des conditions de vie des européens au climat tropical chaud et humide du Congo), pour marquer une différence entre les différentes couches ou classes de population, mais surtout dans l'idée que le Congo constituait un débouché de l'industrie métallique belge qui avait atteint son apogée au tournant du XX^{e} siècle.

Outre la contextualisation du sujet, les différentes stratégies et/ou astuces ingénieuses utilisées par les constructeurs de l'époque pour réaliser ces bâtiments sont données. Cette étude a permis de révéler que les ingénieurs de l'époque disposaient d'un savoir-faire et d'une technicité pouvant inspirer les sociétés travaillant actuellement dans le secteur de la préfabrication.

A l'issue de cette analyse préliminaire des systèmes constructifs, les objectifs de thèse ainsi que la méthodologie de recherche fondée sur une approche en trois étapes ont été fixés. Enfin, la structure de la thèse a été présentée en décrivant brièvement le contenu des cinq chapitres du présent document.

Chapitre 2 : Palais de Justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude - historique et analyses structurales

2.1 Introduction

Comme le titre l'indique, ce chapitre aborde l'étude structurale complète du bâtiment du Palais de Justice de Mbanza-Ngungu (en configuration initiale de montage et de fonctionnement et en configuration actuelle de fonctionnement) comme cas d'étude des bâtiments construits par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) au début du XX^{e} siècle en R.D.Congo. Il est donc structuré de la manière suivante :

Au §2.2, un rappel est fait sur les types de bâtiments produits par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut ainsi que sur la relation qui liait les pionniers de la construction du chemin de fer du Congo à cette société.

Au §2.3, des détails sur l'historique de la construction du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu, sa localisation dans la ville, ainsi que sur ses différentes descriptions architecturales et structurales (en configurations initiale et actuelle) sont donnés.

Au §2.4, les différentes normes facilitant l'étude complète de la structure de ce bâtiment dans ses différentes configurations sont présentées. Quelques éclaircissements sur les points de divergence, en termes de valeurs utilisées dans les normes actuelles et les règlements datant de l'époque de la construction du bâtiment étudié, sont apportés.

Au §2.5, sont présentés les différents types de charges considérés sur les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié ainsi que les méthodes de chargement et d'analyses de ces éléments de structure.

Au §2.6, sont présentées les hypothèses de modélisation prises en compte pour la stabilisation de ces éléments de structure lors de leurs analyses via le logiciel Ossa2d de l'Université de Liège décrit au §A.1.4 de l'annexe A.

Au §2.7, sont donnés les résultats ainsi que les interprétations des études structurales des éléments porteurs du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Cette partie permet de montrer les différents atouts et faiblesses que présentent la structure de ce bâtiment, tant dans sa configuration initiale que dans sa configuration actuelle.

Au §2.8 sont présentés les manquements structuraux décelés sur les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié. Les solutions de réhabilitation de ce bâtiment seront établies sur base de ces défauts structuraux repérés, mais aussi sur base des résultats du chapitre 3 traitant de l'effet du temp sur les comportements mécaniques de ces éléments porteurs.

Au §2.9 est donnée la conclusion générale sur l'ensemble des études réalisées ainsi que sur les perspectives de prochaines études (problème pathologique et de modification de la structure au cours du temps et les solutions de réparation et de réhabilitation du bâtiment étudié) qui sont abordées aux chapitres 3 et 4.

2.2 Bâtiments des Grandes Chaudronneries de l'Escaut

Fondée en 1900 (Dagant 1974), la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) est l'une des principales sociétés belges ayant fourni un grand nombre d'habitation à la population blanche résidant au Congo au début du XX^{e} siècle. Les premières pages du catalogue de réalisations de la société et du journal Neptune, du 20 janvier 1914, montrent que le colonel Albert Thys (promoteur de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo) fut le président du conseil d'administration de la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut. Des noms d'autres personnes telles que : Leon Trouet, Louis Goffin, Gaston Périer, … se retrouvent également sur les documents cités ci-dessus et ces personnes furent, avec Albert Thys, pionniers dans la construction du chemin de fer reliant les villes de Matadi et de Léopoldville (actuelle Kinshasa). Ainsi, du fait de ce lien étroit existant entre Albert Thys, la Compagnie du Chemin de Fer du Congo et la ville de Thysville (actuelle Mbanza-Ngungu), il est possible de croire que la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut fut créée à des fins d'exportation des produits finis de l'industrie belge pour la nouvelle colonie qui présentait diverses opportunités. Les bâtiments produits par la société dans la ville de Mbanza-Ngungu existent encore à ce jour et sont facilement reconnaissables grâce à leur système constructif et la disposition « en diagonale » des poteaux d'angles externes (voir Figure 2.1).

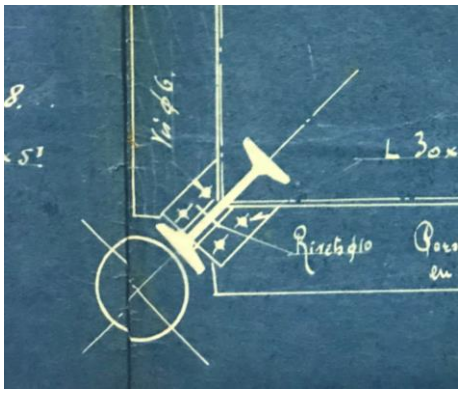


Figure 2.1: Poteau d'angle externe incliné d' angles α/β par rapport aux directions principales du bâtiment (image extraite du plan N°624Ex 6073TER II, expédition du 17/12/1909, commande N°1661 - 4 maisons d'habitation à fournir à la compagnie du chemin de fer du Congo

Dans la description structurale de ces bâtiments, au premier chapitre (§1.2.1), il est montré que le système constructif, ainsi que les éléments porteurs en acier utilisés pour les pavillons étaient les mêmes que ceux utilisés pour les bâtiments à étages. De ce fait, la compréhension du fonctionnement structural de ces bâtiments peut s'envisager au travers de l'étude d'un seul bâtiment considéré comme « cas d'étude », sachant que les enseignements tirés de ce cas d'étude pourront être directement étendus aux autres cas. Afin d'en tirer des conclusions utiles dans le cadre d'une éventuelle réhabilitation de ces bâtiments, les normes de référence utilisées dans l'étude sont les normes européennes (Eurocodes). Ce chapitre présente donc les résultats des études structurales menées sur la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Ce bâtiment est étudié dans sa configuration initiale, telle qu'elle se présentait durant sa construction et en début d'exploitation, et dans sa configuration actuelle en tenant compte des modifications apportées au cours du temps par rapport à la configuration initiale. Deux

annexes (Annexe A et Annexe B) fournissant les détails de calculs réalisés pour ces deux configurations accompagnent ce chapitre qui, lui, attire l'attention sur leurs éléments importants. A des nombreuses reprises, le lecteur sera renvoyé à la consultation de ces annexes s'il désire obtenir des détails complémentaires.

Rappelons encore que le système constructif utilisé par la société pour la réalisation des bâtiments dans la ville de Mbanza-Ngungu est un système constitué d'une ossature (poutres-poteaux) en acier et d'un remplissage en maçonnerie (de béton ou de briques). Il est montré, au §1.2.4.2 du chapitre 1, que l'ossature métallique était montée en premier et le remplissage de la maçonnerie s'en suivait. C'est ainsi que, dans les lignes qui suivent, les résultats des analyses et des vérifications de la structure seront présentés dans les deux configurations précitées.

L'étude complète de la structure de ce bâtiment centenaire de la ville de Mbanza-Ngungu va permettre de comprendre son comportement structural, sur base desquelles des solutions techniques pour sa réparation, sa réhabilitation et/ou sa réaffectation seront ensuite envisagées. Pour y arriver, des notes de calcul de la structure dans ses différentes configurations (voir Annexe A et Annexe B) accompagnent ce chapitre. Comme annoncé plus haut, les méthodes d'analyses et de vérifications utilisées pour ces études sont basées sur les normes de dimensionnement européennes récentes (Eurocodes), à la fois pour l'étude de la structure dans sa configuration initiale et dans sa configuration actuelle. En effet, il est impossible de faire référence à des codes de dimensionnement de l'époque vu que ceux-ci étaient inexistants (de Bouw et Wouters 2018). De plus, le fait d'utiliser les mêmes méthodes d'analyses et de vérifications pour les différentes configurations permet d'assurer la cohérence des résultats obtenus et, de ce fait, de réaliser une étude comparative de ces résultats.

2.3 Présentation du palais de justice de Mbanza-Ngungu

2.3.1 Localisation cartographique du bâtiment

Encerclé en rouge sur la Figure 2.2 (tirée de Google Maps[21]), le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (ancien hôtel ABC de Thysville), se situe sur l'avenue Mobutu, dans le quartier Noki de la ville de Mbanza-Ngungu. Comme vu au §1.1.2 du premier chapitre, cette ville est le chef-lieu du territoire de Mbanza-Ngungu qui est l'un des dix territoires de la province du Kongo-Central en République Démocratique du Congo. Sur cette Figure 2.2, on aperçoit, de l'autre côté de la route et en diagonale du bâtiment du palais de justice, les ateliers de réparation ainsi que l'ancienne station (gare) des trains de la ville de Mbanza-Ngungu.

[21] https://www.google.com/maps/place/Parquet+de+Grande+Instance,+Av.+Mobutu,+Mbanza-Ngungu,+R%C3%A9publique+d%C3%A9mocratique+du+Congo/@-5.2630502,14.8576609,17.52z/data=!4m5!3m4!1s0x1a4223257f67492b:0xbcfd2f6adf75d9df!8m2!3d-5.2627921!4d14.8573646

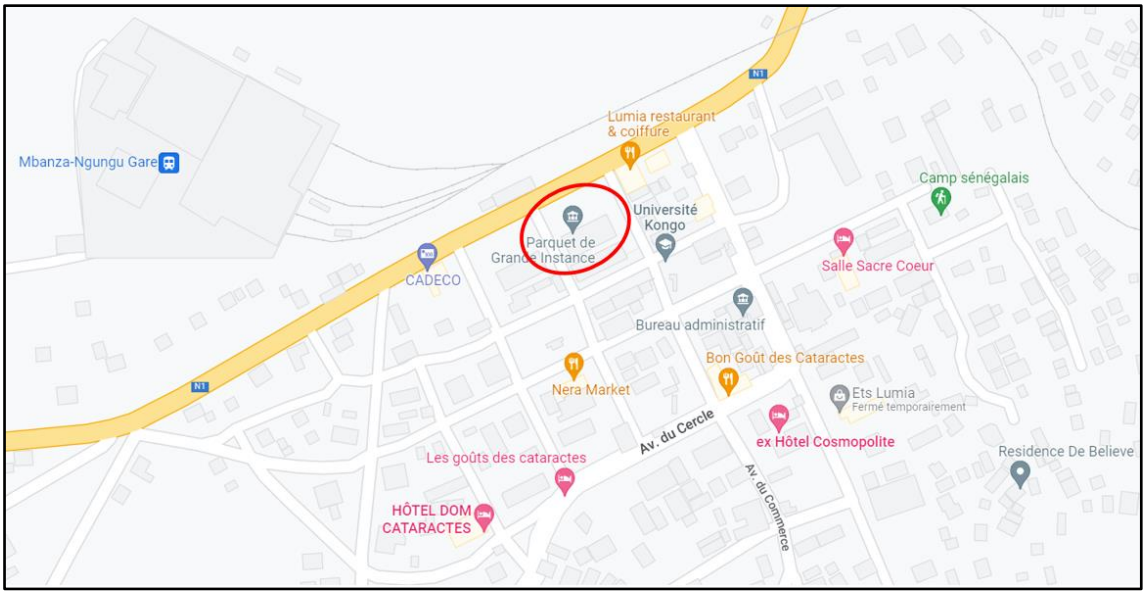


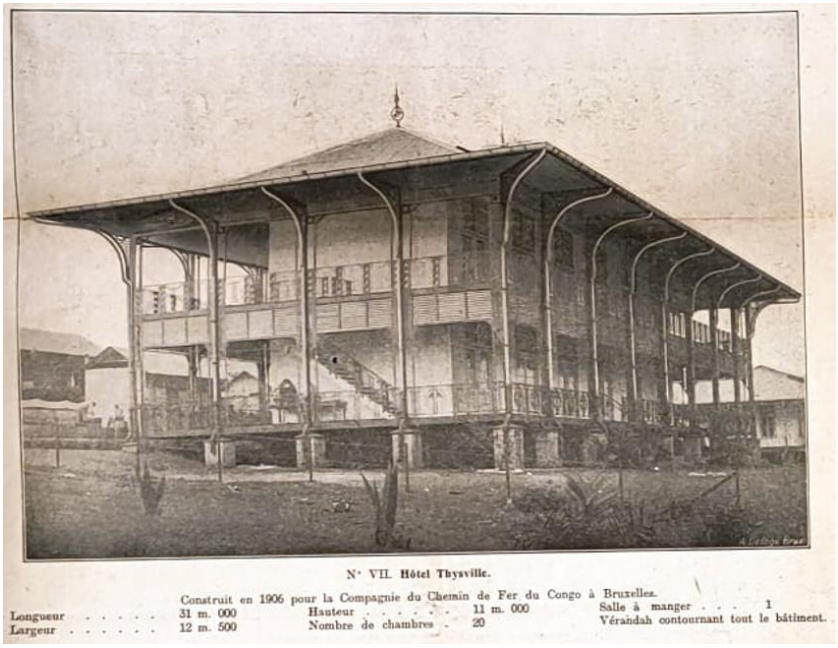
Figure 2.2 : Géolocalisation du palais de justice dans la ville de Mbanza-Ngungu (province du Kongo-Central)

2.3.2 Histoire de sa construction

L'histoire de la construction de ce bâtiment est étroitement liée à l'histoire de la ville de Mbanza-Ngungu (ancienne Thysville) qui, elle, est liée à la construction de la voie du chemin de fer reliant les villes de Matadi et Kinshasa comme exposé au chapitre premier. Le nom de « Thysville » a été donné à la ville en 1905 en souvenir d'Albert Thys. Ce dernier exprima, en 1899, la volonté d'installer les ateliers de réparation des locomotives à Thysville, et de faire de l'ancienne station de Nsona-Ngungu[22] une ville abritant les services administratifs de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo ainsi qu'un quartier résidentiel pour européens (Robert 2017). C'est en 1904 que la colonie décida de déplacer l'atelier de réparation, qui était installé à Tumba depuis 1898, à Nsona-Ngungu. La ville fut élevée au rang de circonscription urbaine le 6 mai 1904 et devint la principale station de la ligne du chemin de fer à la fin de l'été de la même année. En 1905, elle reçut le nom de Thysville et devint le chef-lieu du district des Cataractes en lieu et place de Tumba (Robert 2017). Comme dit au §1.1.1 du chapitre premier, le voyage en train entre les villes de Matadi et Léopoldville (actuelle Kinshasa) nécessitait plus de 14 heures du temps de trajet, c'est ainsi que la ville de Thysville était devenue un point de passage obligé. Les trains de marchandises et de voyageurs effectuaient le trajet Matadi - Léopoldville en deux temps (2 jours) ; et le point intermédiaire était la ville de Thysville où les voyageurs se reposaient avant de poursuivre leur voyage. C'est dans ce contexte que la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut va ériger un hôtel (à deux étages, en acier et béton, et d'un bel aspect) pour les voyageurs de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (Goffin, 1907).

[22] Nsona-Ngungu : littéralement traduit par « la tenue d'un marché le jour de Nsona (4e jour) en langue Kongo » est la première appellation de Thysville, cette agglomération fut réputée pour être une résultante ou un lieu de marché commun, entre trois villages (Kitala, Ntala Ungudi et Nsona-Nkulu), bien organisé par rue sur près de 30 km de rayon (Carte Postale s. d.; Robert 2017)

On lit à la page 6 du journal Neptune du 20 janvier 1914, que ce bâtiment a été construit en 1906 pour le compte de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (Figure 2.3). Au départ, ce bâtiment était appelé "Hôtel de Thysville" (Goffin 1907, 166-168). La compagnie commerciale et Agricole d'Alimentation du Bas-Congo (A.B.C), une filiale de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo chargée de développer une infrastructure d'accueil pour les voyageurs, rachète l'hôtel, quelques années après, et le baptise du nom de "Hôtel ABC de Thysville". Cette compagnie édifiera plus tard, avec la même architecture, d'autres "Hôtels ABC" dont un à Matadi (en 1915), et deux autres à Kinshasa (en 1912 et 1928).



N° VII. **Hôtel Thysville.**

Construit en 1906 pour la Compagnie du Chemin de Fer du Congo à Bruxelles.

Longueur	31 m. 000	Hauteur	11 m. 000	Salle à manger	1
Largeur	12 m. 500	Nombre de chambres	20	Vérandah contournant tout le bâtiment.	

Figure 2.3 : Portion de la page 6 du journal Neptune du 20 janvier 1914

2.3.3 Description et évolution structurale du bâtiment du palais de justice[23]

La description structurale de ce bâtiment se base, premièrement, sur les dimensions du bâtiment prélevées sur site lors des missions effectuées dans la ville de Mbanza-Ngungu au Congo (janvier 2020, septembre 2021 et janvier 2023), et deuxièmement, sur les anciens plans (Figure 2.4 et Figure 2.5) du livre « Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool) » de Louis Goffin (Goffin 1907, 167-168). Dans les paragraphes suivants (§2.3.3.1 et §2.3.3.2), la structure est présentée dans ses configurations initiale et actuelle. Plus particulièrement, la structure dans sa configuration initiale est d'abord décrite en se focalisant sur les portiques formant l'ossature principale du bâtiment, leurs éléments porteurs constitutifs et les liaisons entre ces éléments porteurs ; les éléments formant la structure portante au niveau de la toiture sont également présentés. Ensuite, la structure dans sa configuration actuelle est décrite en mettant en évidence les modifications réalisées par rapport à la configuration initiale.

[23] Voir aussi l'article : « Enjeux techniques de la réhabilitation du bâti métallique congolais - le palais de justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude », dans *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) À paraitre, juillet 2026. (Mpemba Nkole Kabongo, Demonceau, et Jaspart 2026)

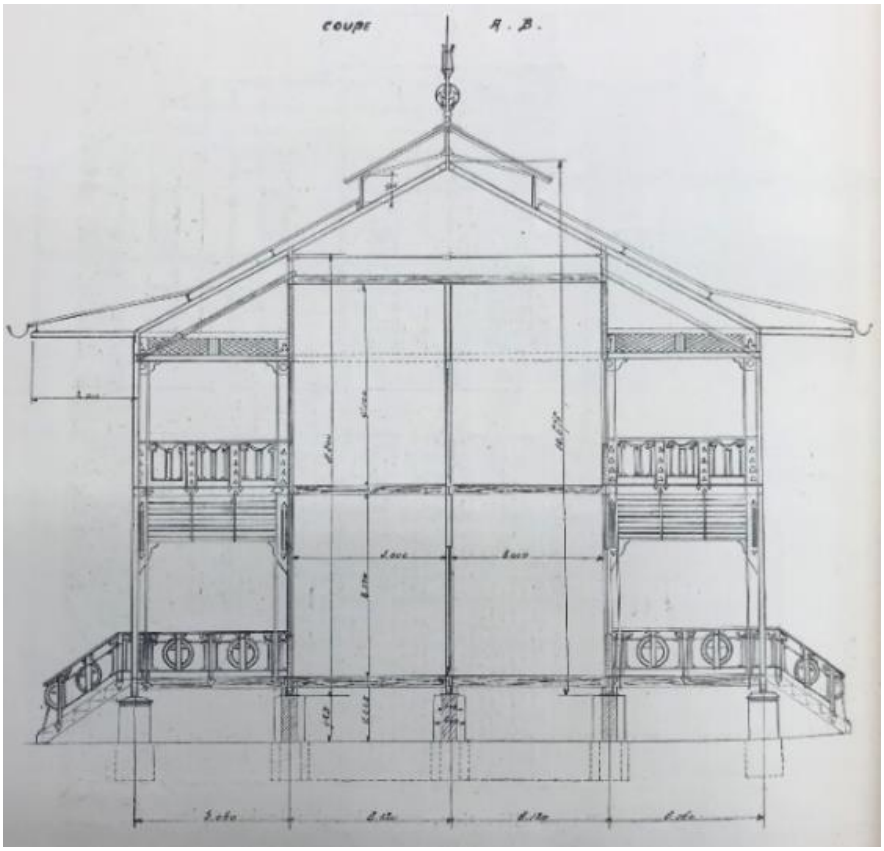


Figure 2.4 : Coupe transversale de l'ancien hôtel ABC de Thysville (actuel Palais de Justice de Mbanza-Ngungu) (Goffin 1907).

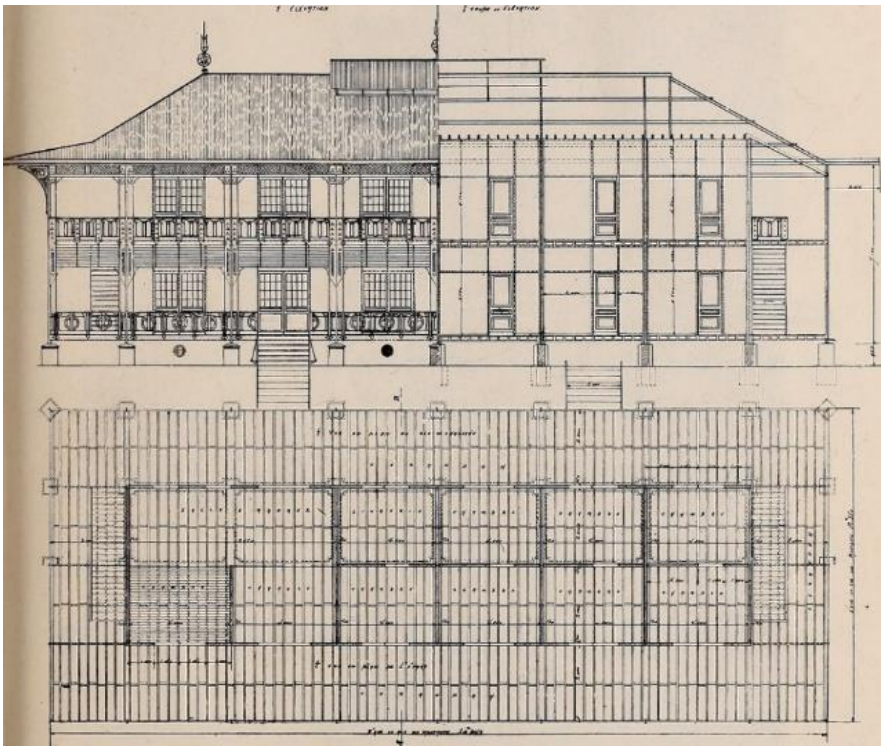


Figure 2.5 : Coupe longitudinale et vue en plan (RDC et étage) de l'ancien hôtel ABC de Thysville (Goffin 1907)

2.3.3.1 Configuration initiale

En se basant sur les plans des Figure 2.4 et Figure 2.5 ci-dessus, des vues en plan et des coupes de ce bâtiment sont produites pour la meilleure compréhension de la configuration initiale ; ils sont présentés ci-dessous. Ces plans permettent d'éclairer les lecteurs sur les différents plans de structure et hypothèses adoptées dans les analyses structurales du bâtiment étudié. Ils permettront aussi d'apporter la lumière sur les différentes modifications et ajouts utiles pour la compréhension du comportement structural du bâtiment dans sa configuration actuelle.

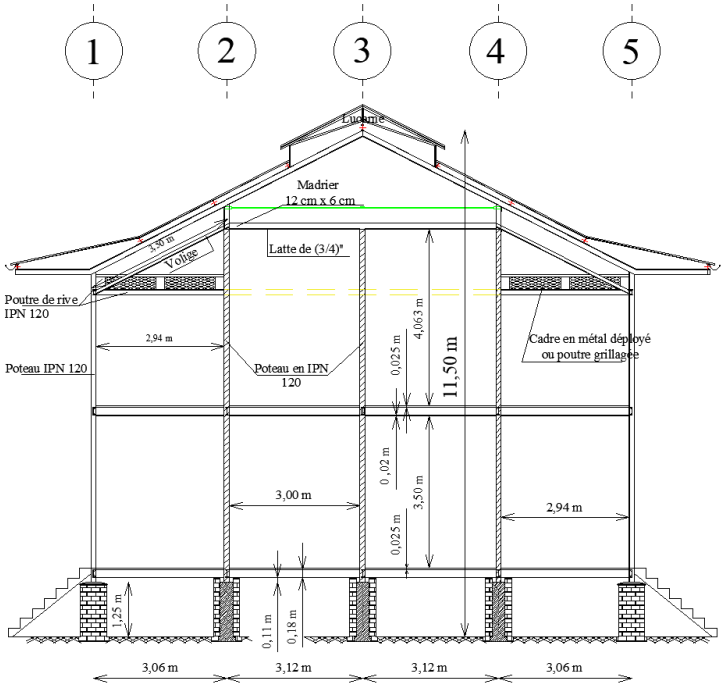


Figure 2.6 : Coupe transversale A-A du bâtiment du palais de justice montrant la hauteur hors-sol du bâtiment - configuration initiale.

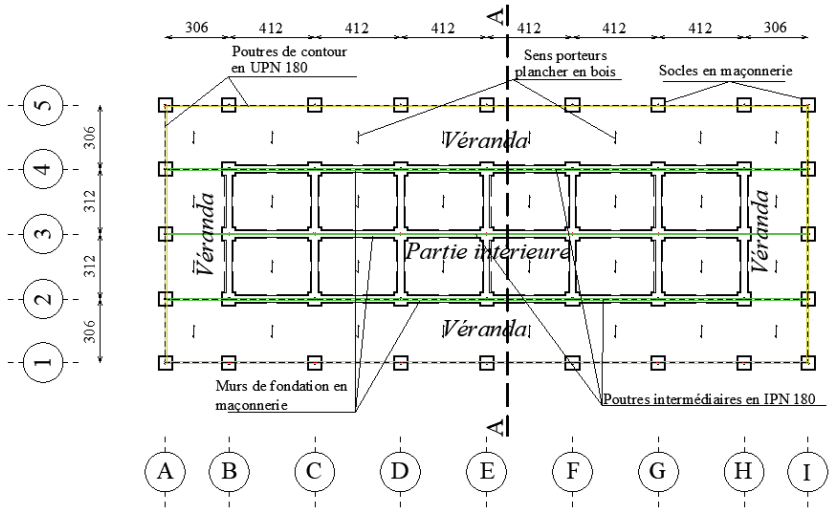


Figure 2.7 : Vue en plan fondation et éléments du plancher du rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

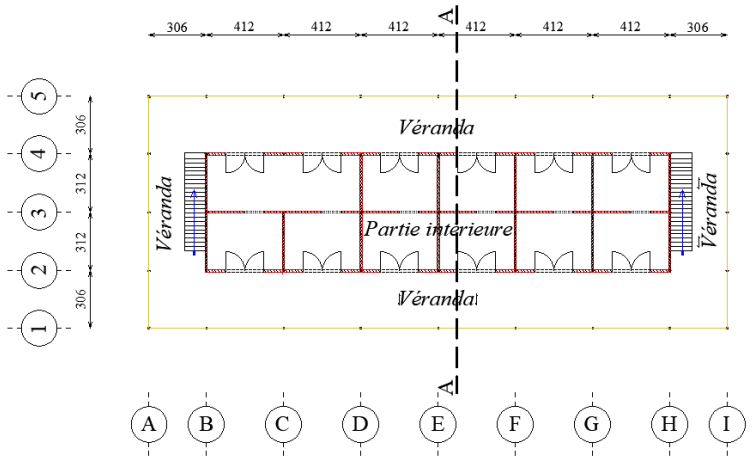


Figure 2.8: Vue en plan rez-de-chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm

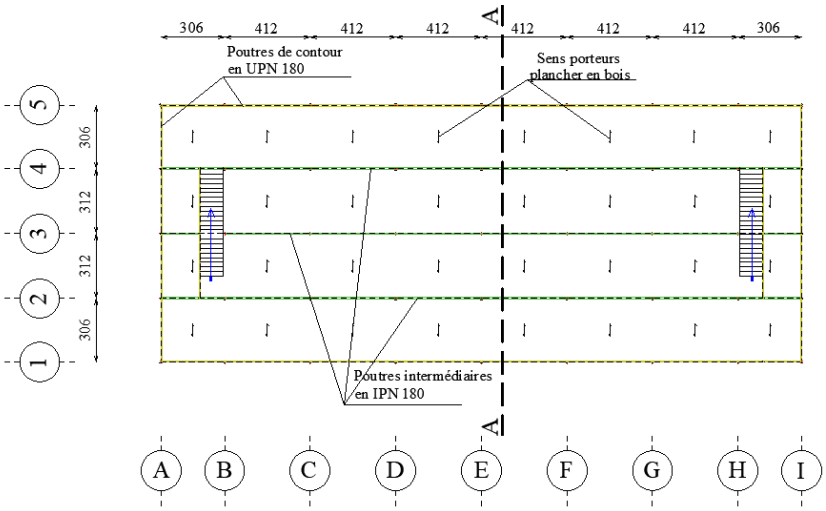


Figure 2.9 : Vue en plan des éléments du plancher de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

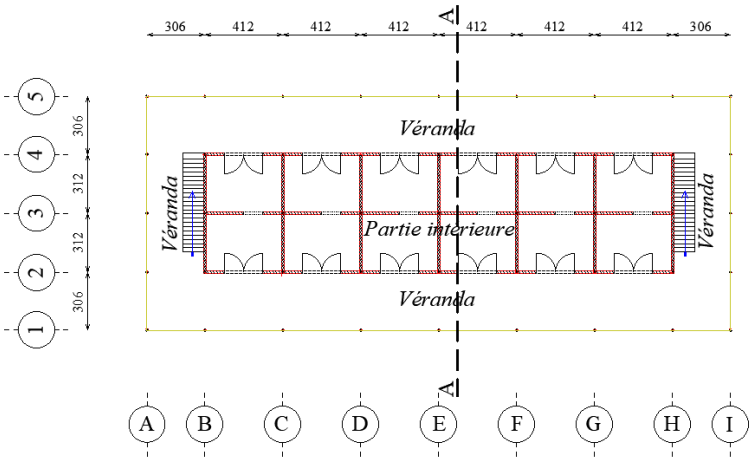


Figure 2.10 : Vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm

Le palais de justice de Mbanza-Ngungu ou l'ancien hôtel ABC de Thysville est un bâtiment à deux étages, d'environ 11,50 m de hauteur, qui présente une surface en plan d'environ 31,00 m de longueur et 12,50 m de largeur. Sa structure est constituée de cinq portiques longitudinaux avec des éléments porteurs en acier ; dans le sens transversal, il n'y a pas de portiques transversaux, les éléments de plancher reposant directement sur les portiques longitudinaux. Comme il est vu plus loin dans ce chapitre, les liaisons entre les poutres et les poteaux sont assimilées à des articulations tandis que les pieds de poteaux sont supposés encastrés suivant l'axe faible (z-z) et articulés suivant l'axe fort (y-y) (cf. Figure 2.23). Le cloisonnement des pièces est réalisé par des murs en maçonnerie de béton dont l'épaisseur de 12 cm correspond à la plus grande dimension de la section transversale des profilés utilisés comme poteau (voir Figure 2.11). Il est aussi montré ci-dessous que la présence des fondations filantes sous les murs de cloisonnement leur permet de jouer le rôle d'éléments de stabilisation principale de la structure sous la forme d'un noyau central supportant la totalité des charges transversales et près de 70% des charges verticales (valeur trouvée en faisant le rapport de la surface d'influence en plan de l'ensemble de ces murs à la surface totale en plan du bâtiment) appliquées sur la structure. Les 30% restant correspondent à une partie des charges appliquées au niveau des vérandas qui sont reprises par les portiques externes (voir Figure 2.7).

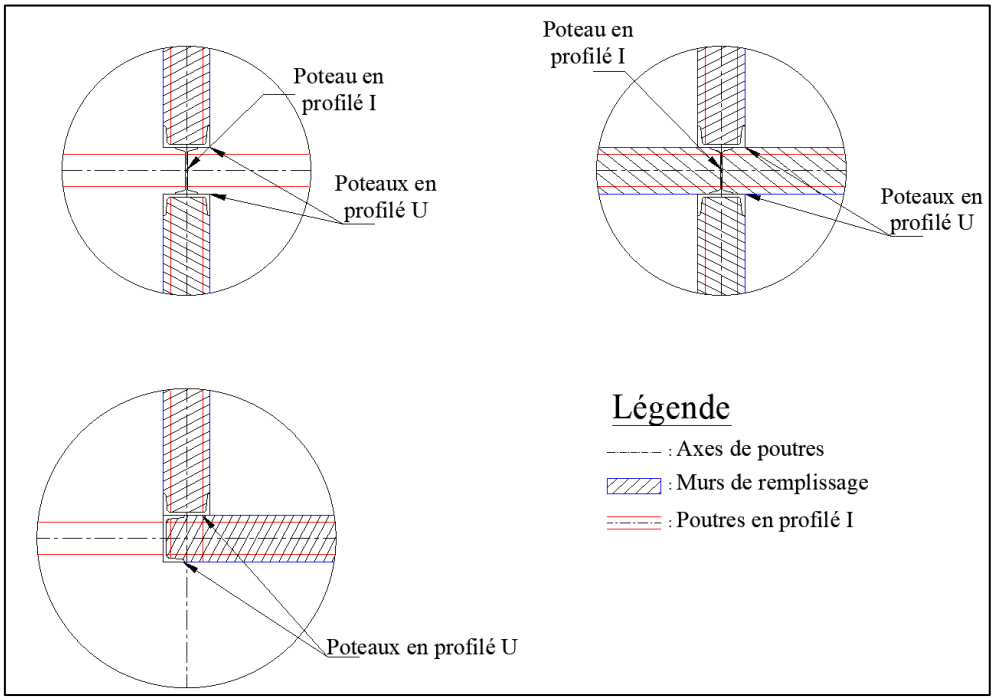


Figure 2.11 : Vue des quelques jonctions entre les murs de cloisonnement et les poteaux du bâtiment étudié.

Les poteaux, en profilés I et U (Figure 2.11 - IPN 120 et UPN 120 pour le cas du palais de justice - dimensions prélevées in situ), sont continus sur leur hauteur et supportent à leur extrémités supérieurs les membrures des fermes de la toiture. La structure des planchers du rez-de-chaussée et de l'étage est constituée des poutres extérieures en profilé UPN 180 (délimitant, en plan, le contour du bâtiment) et de poutres intérieures en profilé IPN 180 (placées dans la

direction longitudinale du bâtiment) - Figure 2.7 et Figure 2.9). Le plancher des différents étages sont constitués d'éléments en bois :

- solives de 18 cm de hauteur et d'environ 7 cm d'épaisseur, doublées et disposées parallèlement à la largeur du bâtiment avec un espacement entre-axes d'environ 35 à 40 cm ;
- sur ces solives sont clouées des planches de 2,5 cm d'épaisseur servant de parquet[24].

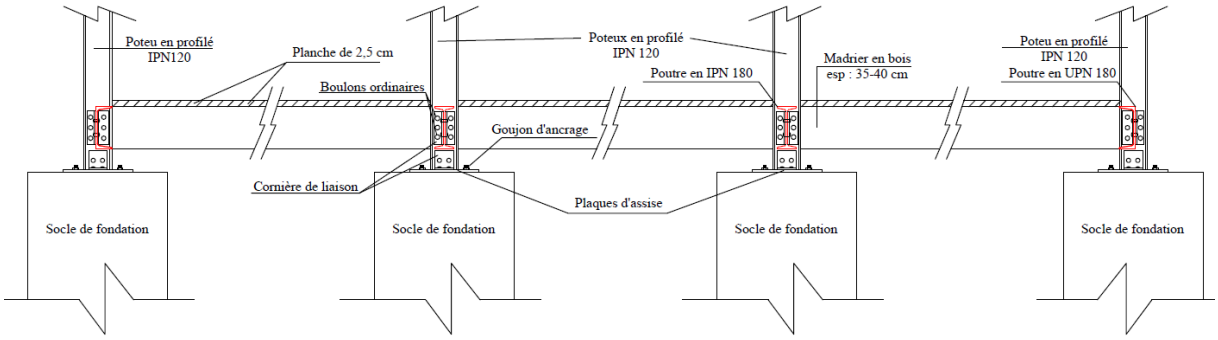


Figure 2.12 : Vue représentative des éléments constitutifs de la structure du plancher du rez-de-chaussée du bâtiment étudié.

La structure des éléments des plafonds, de la partie intérieure et de la véranda (Figure 2.13), est constituée des poutres IPN 120 (en rouge) sur lesquelles reposent un voligeage en bois, pour la véranda, et un gitage en bois pour la partie intérieure (cf. Figure 2.4).

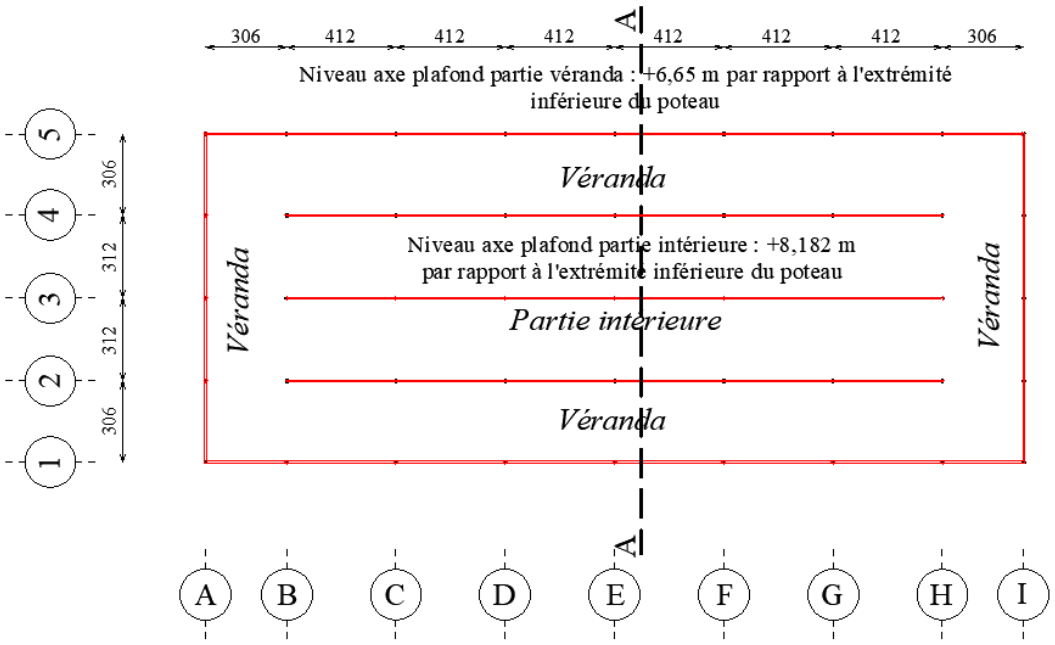


Figure 2.13 : Vue en plan des poutres supérieures IPN 120 (en rouge) au niveau des plafonds du bâtiment étudié - dimensions en cm

[24] Ensemble de frises ou de lamelles de bois, formant ou destiné à former un revêtement de sol intérieur (cf. https://www.larousse.fr/dictionnaires/francais/parquet/58315).

La toiture du bâtiment est une toiture double-peau pour assurer une ventilation de cette dernière - selon la pratique "bioclimatique" de l'époque - et à quatre versants avec ligne de coyau. Sa structure portante est formée de quatre types de fermes à membrures de profilé J127x76 sur lesquelles s'appuient des pannes IPN 120 et des plats de contreventement (Figure 2.14). Une lucarne est posée au centre et au-dessus de la toiture de manière à faciliter son aération. La couverture est en tôles ondulées galvanisées (TOG) vissées entre-elles et attachées aux pannes par des crochets (Figure 2.15).

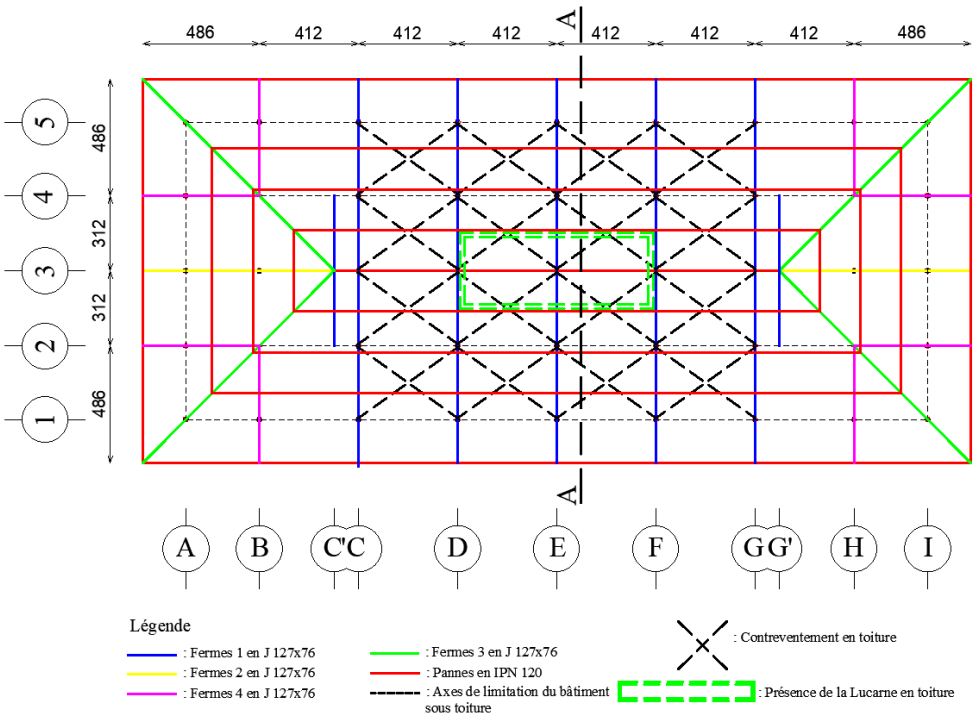


Figure 2.14: Vue en plan des éléments de la toiture du bâtiment palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm.



Figure 2.15 : Photo illustrant les crochets attachant les pannes à la tôle ondulée galvanisée au niveau de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021)

2.3.3.2 Configuration actuelle

Le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu a subi plusieurs modifications au cours du temps. Cependant, les informations concernant ces différentes modifications ne sont pas très documentées. Certains documents de 1926, dont un écrit par Mr Warny, l'architecte du Chemin de Fer du Congo (CFC)[25], montrent que des modifications, telles que la suppression des cloisons en bois séparant les chambres afin de rendre ces dernières plus spacieuses et l'ajout des WC et salle de bain sur l'aile droit au niveau du rez-de-chaussée, ont été apportées à l'hôtel ABC à l'époque coloniale. Ainsi, il peut être affirmé que les murs qui ferment la véranda pour les toilettes ont probablement été ajoutés à l'époque coloniale. Cela est visible par l'attention donnée au renforcement des fondations, comme vérifié in situ, à un raccord de tuyaux qui semble dater de l'époque et à l'ouverture sur les murs de petites fenêtres carrées (vue de face Figure 2.16) pour une meilleure ventilation de l'intérieur ; ces éléments semblent s'inspirer des formes et motifs du "modernisme tropical" (Perziani 2024). A l'époque contemporaine, la réaffectation de l'hôtel ABC en palais de justice a conduit à l'ajout des murs sur certaines poutres de la véranda, non dimensionnées à cet effet, afin d'agrandir l'espace intérieur utilisable. La Figure 2.16 ci-dessous montre quelques murs ajoutés sur les poutres de la véranda au niveau du rez-de-chaussée et de l'étage.



Figure 2.16 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (mission janvier - février 2023)

Certains de ces murs (murs en vert à la Figure 2.17) sont en maçonnerie de bloc creux et présentent une épaisseur de 23 cm (y compris enduit), tandis que d'autres ont 12 cm d'épaisseur (mur en bleu sur les Figure 2.17 et Figure 2.18) et sont en briques de terre cuite. Outre l'ajout

[25] Archives Générales du royaume, fonds *Fineoutremer*, dossier 447, "Hôtel de Thysville, avant-projet de transformation", et fonds *Fineoutremer*, dossier 447, "Note pour l'A.B.C" du 17 décembre 1926 de Gaston Perier.

de murs, une dalle en béton armé, d'environ 12 cm d'épaisseur, remplace le plancher en bois du rez-de-chaussée. Les plafonds de l'étage ainsi que la toiture n'ont pas été modifiés.

La structure portante en acier n'a pas été modifiée à l'exception d'un poteau au niveau du rez-de-chaussée qui a été retiré afin d'offrir un espace intérieur libre d'éléments porteurs plus vaste. A cet endroit, une poutre porteuse a été ajoutée afin de reprendre les charges venant des étages supérieurs, comme illustré à la Figure 2.17.

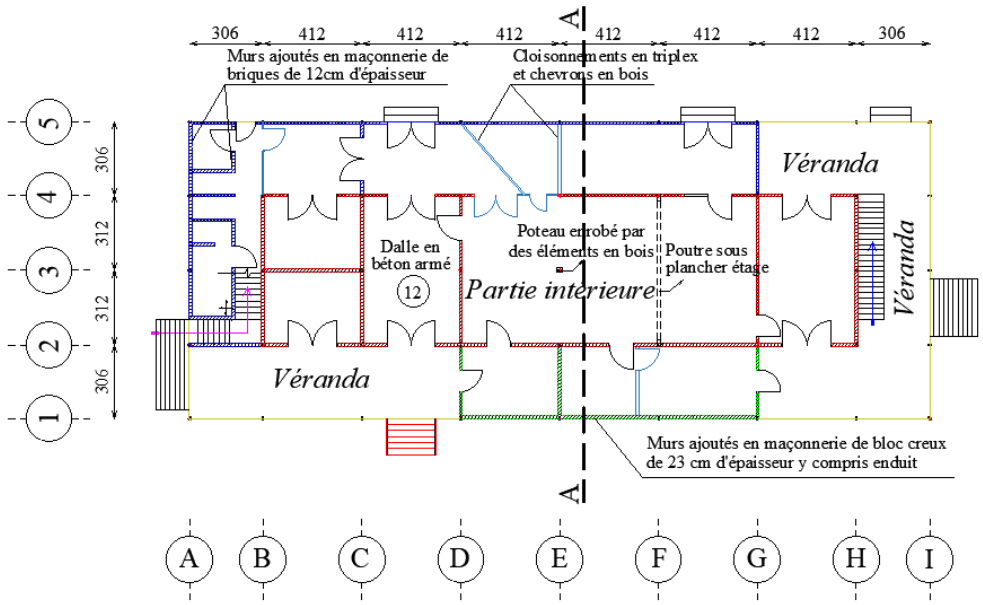


Figure 2.17 : Actuelle vue en plan rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec plancher en béton armé - dimensions en cm

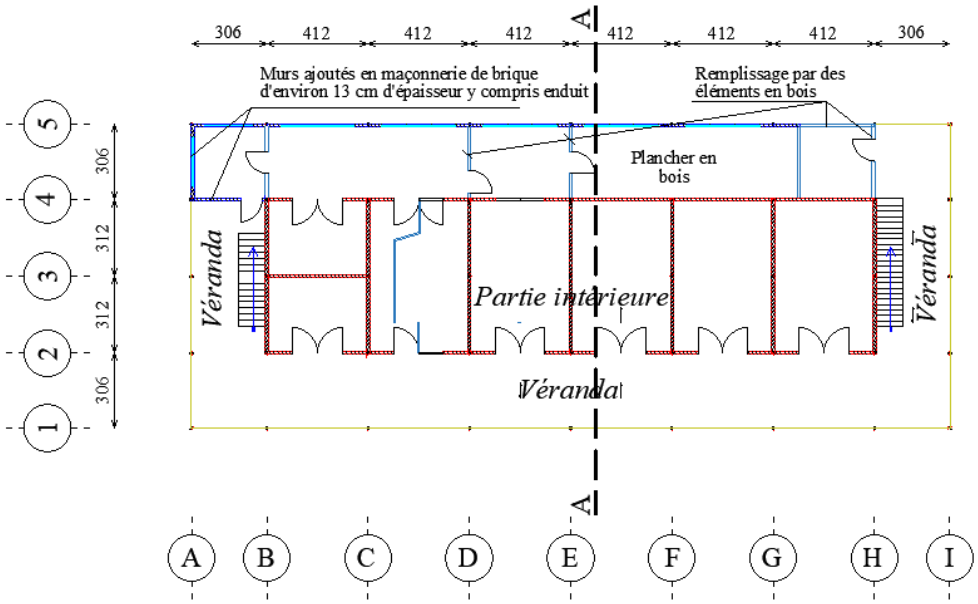


Figure 2.18 : Actuelle vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

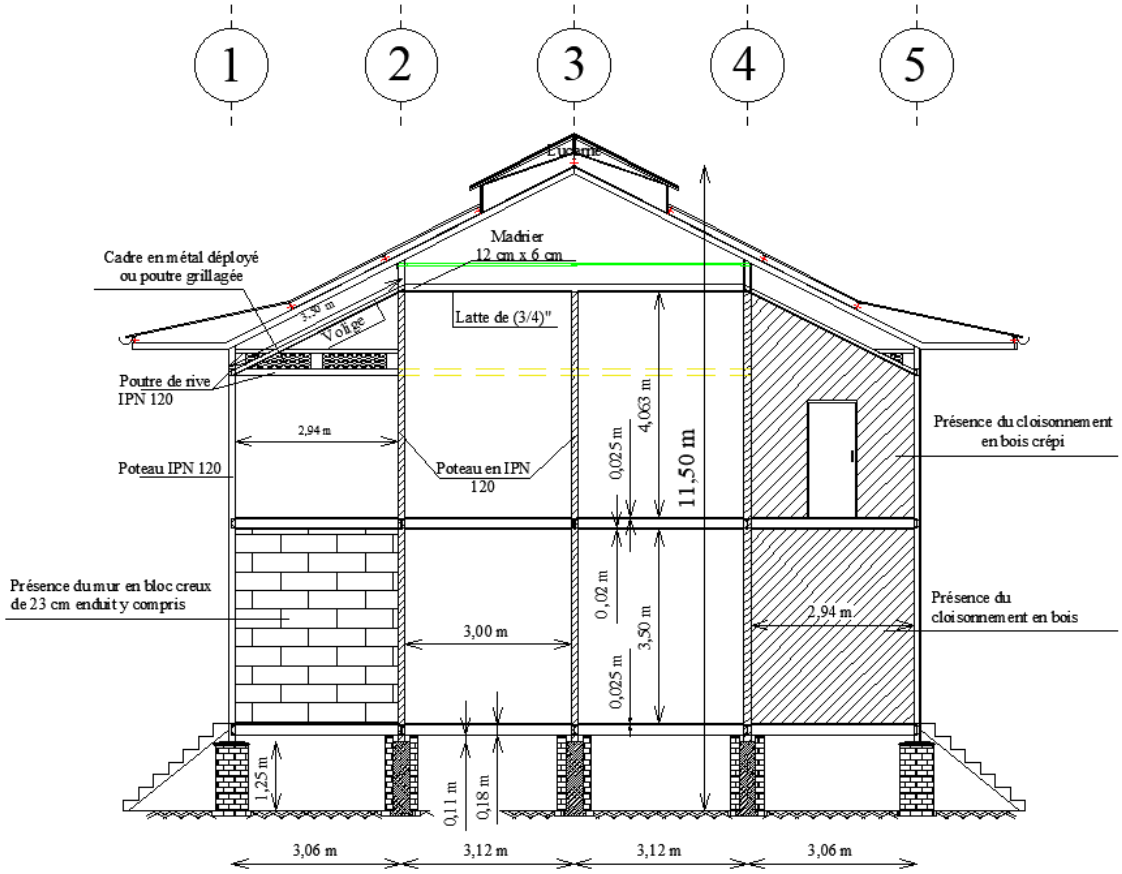


Figure 2.19 : Illustration de l'actuelle coupe transversale A-A montrant quelques éléments ajoutés au niveau des vérandas du palais de justice de Mbanza-Ngungu

Note : Sur base des descriptions du bâtiment, dans ces différentes configurations, faites ci-dessus, quelques plans des structures porteuses du bâtiment en sont ressortis et sont donnés au §2.6.3 traitant de la modélisation des portiques. Ces plans ainsi que d'autres détails complémentaires sont aussi donnés aux Annexes A et B.

2.3.3.3 Description des assemblages entre éléments de structure

Ci-dessous sont présentés quelques détails d'assemblages entre les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié. Comme dit au chapitre 1 (cf. §1.2.3.1), les poutres sont assemblées aux poteaux seulement au niveau de leurs âmes qui sont soit directement boulonnées sur les âmes des poteaux pour le cas des poteaux d'angle, soit connectées aux âmes de poteaux par l'entremise de cornières et d'autres organes d'assemblage particulièrement conçus pour le bâtiment étudié. Ce mode de liaison est facile et rapide à mettre en place sur chantier (surtout lorsque les ouvriers ne sont pas qualifiés). Les pieds de poteaux, en revanche, sont encastrés ou articulés sur les socles de fondation en fonction de la disposition de leur axe fort sur le plan du portique étudié (voir Figure 2.23). Les données ci-dessous permettent d'éclairer les lecteurs sur les différentes hypothèses adoptées sur le comportement des assemblages du bâtiment du palais de justice et sur leurs idéalisations (nœuds articulés ou rigides). La notion de semi-rigidité étant une notion récente par rapport à la période de la construction de ces bâtis, les liaisons de ces éléments de structure seront considérées, soit parfaitement articulées en permettant la libre rotation, soit parfaitement rigides et excluant toute rotation entre éléments assemblés.

Cependant, il sera pris en compte au chapitre 4, l'influence de la semi-rigidité réelle de ces assemblages dans le cadre du développement de solutions de renforcement de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

En règle générale, les idéalisations entre éléments de structure d'un bâtiment sont schématisées comme aux figures ci-dessous :

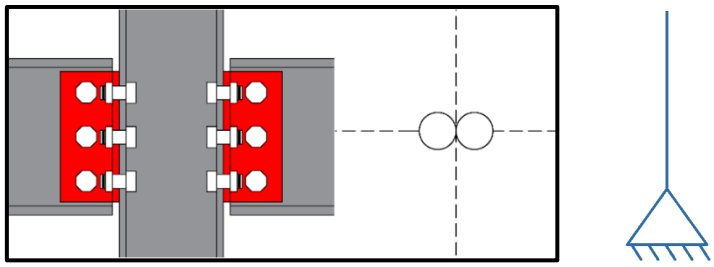


Figure 2.20 : Idéalisations de l'assemblage articulé poutre-poteau (à gauche) et du pied de poteau articulé sur le socle de fondation (à droite)

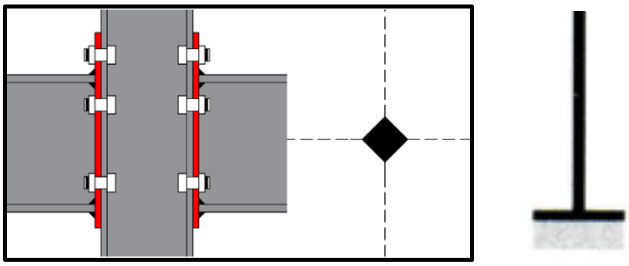


Figure 2.21 : Idéalisations de l'assemblage rigide poutre-poteau (à gauche) et du poteau encastré sur le socle de fondation (à droite)

Ainsi, les détails sur les dimensions des pièces d'assemblage sont donnés ci-dessous. Il faut noter que, du fait de l'incapacité de prélever toutes les données (par exemple les pièces d'assemblage au niveau de la toiture et les diamètres de tiges des rivets), certaines dimensions, des éléments dont quelques données étaient accessibles sur terrain, sont trouvées par des formules empiriques (voir ci-dessous) (Aragon 1929, 648-52) mettant en lien les différentes propriétés géométriques de la pièce d'assemblage ainsi que par des valeurs correspondant aux classifications données par des catalogues actuelles de pièces métalliques (ArcelorMittal 2021; The Fastener Factory 2020).

Ainsi, pour les rivets de tête sphérique, la relation, donnée par la formule empirique, entre le diamètre de la tige (d) et celui de la tête (D) est : D = 1,80 d. Connaissant la valeur du diamètre de la tête des rivets (D = 26,5 mm) utilisés pour toutes les liaisons (poutres-poteaux/ poteaux-pied de poteau) du bâtiment du palais de justice, on déduit comme diamètre du rivet : d = D/1,80 = 26,5 mm / 1,80 ≃ 15 mm. le diamètre du trou (d_0) pour le rivet est pris égal à : d_0 = 1,1 d qu'on arrondi à multiple de 0,5 près (Montages_avec_rivets.pdf s. d.).

Pour les boulons et les goujons d'ancrage, en revanche, ce sont les diamètres des cercles inscrit et circonscrit de leurs têtes hexagonales qui ont permis, à travers une lecture des valeurs de catalogues (The Fastener Factory 2020), de déterminer les diamètres du boulon ou du goujon

utilisé. Les boulons utilisés pour assemblages entre éléments porteurs du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont du type M16. Les goujons d'ancrage sont des M22.

Les dimensions géométriques d'autres pièces d'assemblage sont données au Tableau 2.1 ci-dessous. Les éléments de la toiture étant difficilement accessibles, les rivets ou boulons d'assemblage sont considérés identiques à ceux utilisés pour les liaisons poutres - poteaux.

Tableau 2.1 : Données géométriques de quelques pièces d'assemblage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

N°	Désignation	Dimensions en mm
A	Pied de poteau et plaque d'assise en platine (Figure 2.23)	
1	Epaisseur pieds de poteau	11
B	Cornières de liaison poteau (IPN 120) - pied de poteau (Figure 2.23)	
2	Aile suivant y	100
3	Aile suivant z	100
4	largeur	100
5	Epaisseur	10
C	Rivets d'assemblage cornière - platine / cornière - poteau IPN 120 (Figure 2.23)	
6	Entraxe rivets	56
D	Boulons de liaison poutres UPN 180 et solive en bois	
7	Diamètre tête du boulon	12,5
8	Diamètre du boulon	6
9	Diamètre du trou	6,75
10	Entraxe vertical boulons	80
E	Cornière de liaison poutres (UPN/IPN 180) - poteaux IPN 120 (Figure 2.22)	
11	Epaisseur	7,0

Quelques autres détails sur ces assemblages sont repris ci-dessous (voir aussi Figure 2.12) :



Figure 2.22 : Illustrations des liaisons articulées (poutres - poteaux) du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

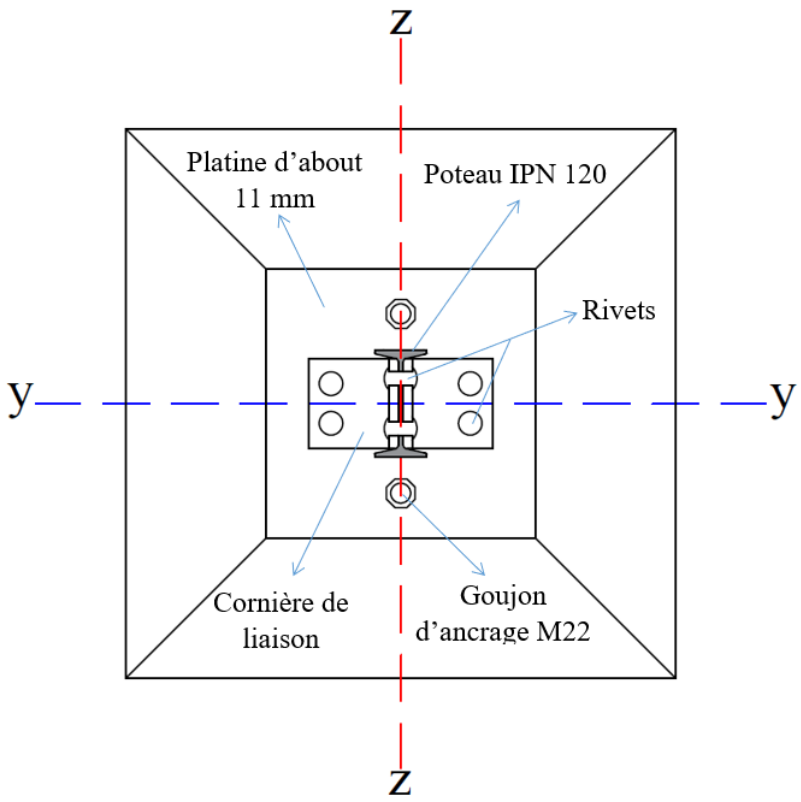


Figure 2.23 : Vue de la liaison au niveau des pieds de poteaux du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

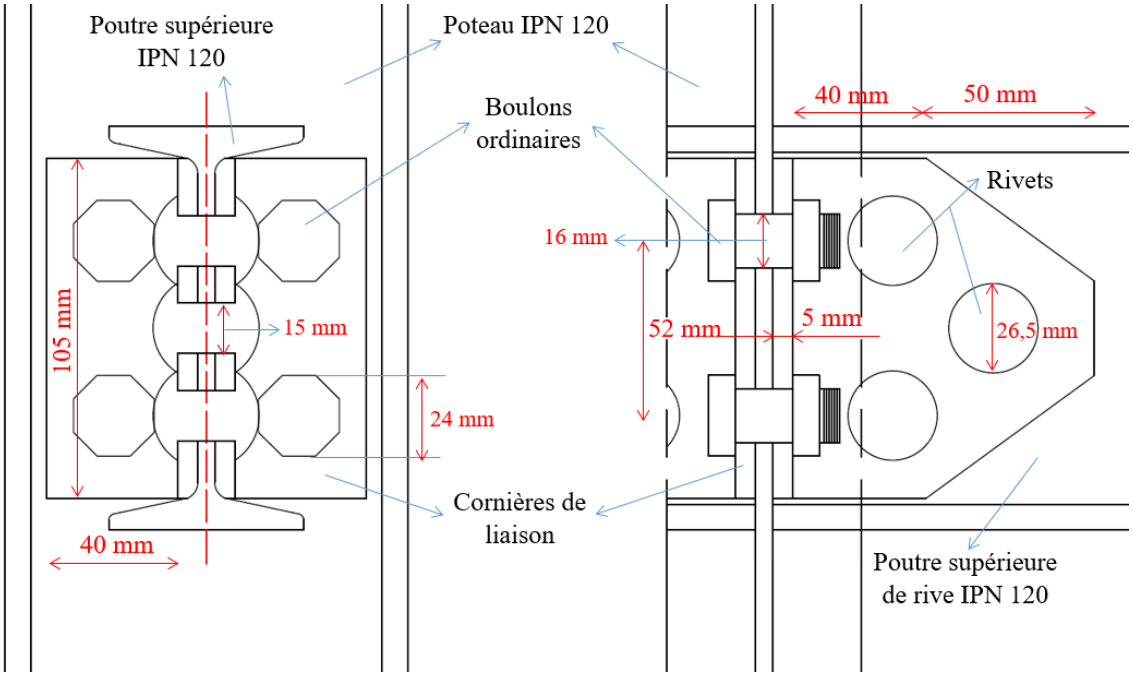


Figure 2.24 : Détails assemblages poutres supérieures IPN 120 et poteau IPN 120

Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage données au Tableau 2.2 ci-dessous sont basées sur les données du cahier des charges d'octobre 1913 (Poineau 2010) pour le cas des rivets et d'autres pièces d'assemblage. Pour les boulons ordinaires, c'est la classe de qualité « 4.6 » qui est utilisée vu que ses valeurs de résistance sont proches de celles des rivets.

Tableau 2.2 : Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage

Matériaux	Limite d'élasticité (f_y) en Mpa	Limite de rupture (f_u) en Mpa	Allongement à rupture en %
Cornières de liaison et plaques d'assises	240	420	25
Rivets	200	380	28
Boulons ordinaires	240	400	22

Note : pour les cornières de liaison et les plaques d'assises, il sera considéré les valeurs de résistance données par les classifications actuelles. Il s'agit donc de l'acier S235 (soit 235 Mpa ou 23,5 kg/mm^2 de limite élastique f_y) qui est la nuance utilisée pour les structures faiblement sollicitées de l'époque contrairement aux ponts et aux chemins de fer qui faisaient recours aux aciers de nuance S355. L'hypothèse adoptée donc dans ce travail est de considérer que les éléments en acier du bâtiment du palais de justice sont de nuance S235.

2.4 Normes en matière de chargement, d'analyse et de vérification de la structure

2.4.1 Introduction

Ci-dessous sont présentées les différentes normes en matière de chargement, d'analyse et de vérification de la structure du bâtiment étudié de manière à valider scientifiquement les résultats des études structurales présentées ci-dessous. Il s'agit, dans ce paragraphe, de citer ou de présenter les normes considérées dans l'étude structurale globale du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu de manière à mieux orienter les lecteurs dans la compréhension de valeurs utilisées et des résultats obtenus.

Il faut rappeler, pour des raisons évoquées ci-dessus (cf. §2.2), qu'il apparait plus pratique, par rapport à l'objectif final de cette thèse, de se référer aux normes actuelles de construction (quoique le bâtiment étudié ait été construit au début du XX^e siècle) pour pouvoir tirer des conclusions cohérentes entre ce qui a été fait à l'époque, la situation actuelle, et ce qui devra être proposé comme solution.

Qu'à cela ne tienne, le présent travail met en lumière, à travers les recherches réalisées aux archives de la bibliothèque de l'Université de Liège (ULiège), les valeurs de charges utilisées quelques années après la construction du bâtiment étudié. Ces valeurs sont trouvées dans le règlement pour la construction des charpentes métalliques mis en œuvre entre les années 1915 et 1918 par la fédération des constructeurs de Belgique (à lire sur la page introductive de la troisième édition, mars 1937, du « Règlement pour la construction des charpentes métalliques » reproduit en septembre 1950 par l'Institut Belge de Normalisation[26] (IBN) - anciennement appelé Association Belge de Standardisation (ABS) lors de sa création en avril 1919) (Règlement pour la construction des charpentes métalliques 1937).

[26] L'Institut belge de normalisation est l'actuel bureau de normalisation (NBN) belge qui est l'organisme national responsable de la publication des normes en Belgique.

Dans ce qui sera présenté ci-dessous, les valeurs de charges considérées dans les normes actuelles sont comparées aux valeurs utilisées dans le règlement évoqué ci-dessus.

2.4.2 Normes

2.4.2.1 Normes pour les charges à considérer sur les éléments de structure

1) Pour les charges gravitaires telles que les poids volumiques des matériaux, les poids propres des éléments de la structure ainsi que les charges variables d'exploitation du bâtiment, il est fait référence à la norme EN1991-1-1 (NBN EN 1991-1-1 2002).
   L'accent est mis, dans ce paragraphe, sur les valeurs des charges d'exploitation appliquées sur la toiture ainsi qu'au niveau des planchers du bâtiment étudié dans sa configuration initiale (bâtiment d'habitation - catégorie A) et dans sa configuration actuelle (bâtiment à usage des bureaux - catégorie B).
   - Au niveau de la toiture, l'EN 1991-1-1 considère, à son §6.3.4.2, une valeur de la charge caractéristique d'exploitation, q_k, variant entre 0 kN/m^2 et 1,0 kN/m^2 pour les toitures inaccessibles sauf pour entretien et réparation courants. Cependant, la norme recommande de prendre q_k = 0,4 kN/m^2 ou d'utiliser la valeur fixée par l'Annexe Nationale. En revanche, le « Règlement pour la construction des charpentes métalliques » renvoie, à son article 4, pour le cas des toitures ne possédant pas des moyens d'accès permanents, à la considération de ses articles 1 et 2 traitants respectivement des surcharges de neige et de l'action du vent. En d'autres termes, ce règlement ne prend pas en compte la surcharge d'exploitation pour les toitures inaccessibles. Comme dit ci-haut, pour rester cohérent dans les analyses sous différentes configurations du bâtiment étudié, la valeur de la charge caractéristique d'exploitation q_k est prise égale à 0,4 kN/m^2.
   - Pour les planchers, les valeurs des charges caractéristiques d'exploitation de l'EN 1991-1-1 (au §6.3.1.2) sont identiques à celles données dans le « Règlement pour la construction des charpentes métalliques » à son article 4. Les valeurs considérées dans ce travail sont de 2 kN/m^2 pour l'usage d'habitation en configuration initiale et de 3 kN/m^2 pour les bureaux de la configuration actuelle.

2) La bâtiment se trouvant dans la zone tropicale humide, la surcharge de neige n'est pas à prendre en compte et les charges dues au vent sont évaluées en conformité avec l'EN 1991-1- 4 (NF EN 1991-1-4 2005) traitant des actions du vent sur les structures. Les Règles NV65 (Règles NV 65 2009) accompagnent cette norme dans la détermination de certains coefficients de pression et des valeurs de pression dynamique de base adaptables aux différentes régions de la RDC. Cependant, il est stipulé, à l'article 2 du « Règlement pour la construction des charpentes métalliques », de prendre une valeur de pression dynamique de base égale 1,0 kN/m^2 pour les bâtiments de hauteur inférieure ou égale à 25 m à l'intérieur du pays. Cette règle s'appliquait non seulement en Belgique, mais aussi au Congo belge et aux constructions d'outre-mer comme signalé dans ledit règlement. Un peu plus loin, dans le même règlement, il est dit : « *sauf stipulation contraire du client, on pourra négliger entièrement la pression du vent sur les 25 premiers mètres des bâtiments d'habitation*

convenablement entretoisés par des planchers et des murs de refend, à condition que la hauteur ne dépasse pas deux fois le plus petit côté de la base ». En observant les différents plans du bâtiment étudié donnés ci-dessus, il s'avère que ce bâtiment remplissait les conditions permettant de négliger l'action du vent lors du dimensionnement des éléments de la structure. Cet argument est démontré ci-dessous dans la partie « analyse des éléments de la structure ». De ce fait, les charges de vent considérées sur les éléments de la structure, et utilisées dans ce travail, sont données en conformité avec la norme EN 1991-1-4 accompagnée des Règles NV65.

2.4.2.2 Norme pour les combinaisons de charges

L'Annexe A.1 de l'EN 1990 (NBN EN 1990, 2002), fournit des règles et méthodes qui établissent les combinaisons d'actions pour les bâtiments. Il a permis de déterminer les différentes combinaisons de charges, aux ELU et ELS, à prendre en compte dans les analyses de différents éléments de la structure du bâtiment étudié. Dans l'Annexe A de ce chapitre (qui traite de l'étude structurale du bâtiment dans sa configuration initiale), il a été pris comme hypothèse que certaines combinaisons de charges n'étaient pas connues des constructeurs de l'époque, et par conséquent, elles ne sont pas prises en compte dans les analyses des éléments de la structure dans cette configuration.

2.4.2.3 Norme pour les analyses et vérifications structurales

Les analyses et vérifications des éléments porteurs de la structure du bâtiment étudié ont été faites en conformité avec la norme EN 1993-1-1 (NBN EN 1993-1-1 2005) traitant de « calcul des structures en acier - règles générales et des règles pour les bâtiments ». Les pièces d'assemblages métalliques sont vérifiées en conformité à l'EN1993-1-8 (CEN/TC 250/SC 3 N 3743 2023 ; NBN EN 1993-1-8 2005).

2.5 Chargements et méthodes d'analyse et vérification des éléments structuraux

2.5.1 Chargements

Dans cette partie, seront non seulement abordés les différents types de charges utilisés pour les analyses de chaque élément de la structure du bâtiment étudié, mais aussi les différentes combinaisons de charges considérées, tant dans la configuration initiale que dans la configuration actuelle, ainsi que les hypothèses de chargement.

2.5.1.1 Eléments porteurs de la toiture

2.5.1.1.1 Pannes IPN 120

2.5.1.1.1.1 Types de charges sur les pannes

La structure de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu n'ayant pas subi de modifications pendant la durée de vie du bâtiment, les charges caractéristiques considérées sur les pannes sont restées inchangées au cours du temps ; elles sont données ci-dessous (cf. §2.4.2.1 et Figure 2.25) :

- ✓ Les charges permanentes (poids propre des pannes et poids propre des tôles ondulées galvanisées) (g_{Ek} ou g_{Eki}) ;
- ✓ La charge variable d'entretien (q_{Ek}) ; et
- ✓ Les charges de vent sur la toiture (effort associé à la pression exercée sur la toiture w_{Ek1} et effort associé à la dépression exercée sur la toiture w_{Ek2}) .

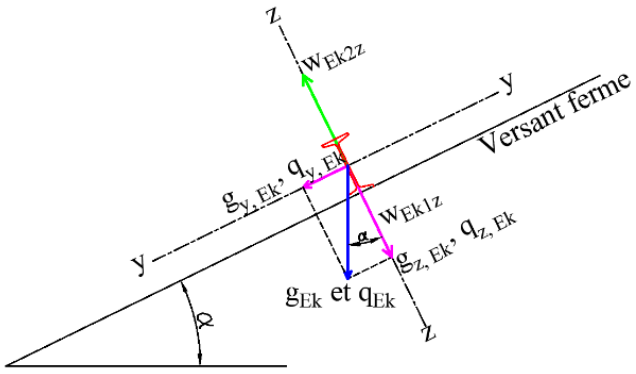


Figure 2.25 : Schéma des charges à appliquer sur les pannes (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo)

2.5.1.1.1.2 Combinaisons de charges

Indépendamment des plans d'inertie (y-y ou z-z) de la panne, les différentes combinaisons de charges (en conformité avec l'Annexe A.1 de l'EN 1990) considérées dans les analyses des pannes sont données au Tableau 2.3 ci-dessous.

Tableau 2.3 : Les combinaisons de charges sur les pannes

N°	ELS en kN/m	ELU en kN/m
1	$\sum g_{Eki} + q_{Ek}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek}$
2	$\sum g_{Eki} + w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ w_{Ek1}$
3*	$\sum g_{Eki} + w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + 1,5\ w_{Ek2}$
4	$\sum g_{Eki} + q_{Ek} + 0,6\ w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek} + (1,5 \times 0,6)\ w_{Ek1}$
5*	$\sum g_{Eki} + q_{Ek} + 0,6\ w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek} + (1,5 \times 0,6)\ w_{Ek2}$
6	$\sum g_{Eki} + 0,7\ q_{Ek} + w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\ q_{Ek} + 1,5\ w_{Ek1}$
7*	$\sum g_{Eki} + 0,7\ q_{Ek} + w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\ q_{Ek} + 1,5\ w_{Ek2}$

Note :

- ✓ * : pour les combinaisons suivies de ce signe, la charge de gravité $\sum g_{Eki}$ ayant un effet favorable sur la panne, le coefficient de sécurité aux ELU est pris égal à 1.
- ✓ Sur base de ce qui est dit au point 2 du §2.4.2.1, les hypothèses suivantes sont formulées :
  - si on considère les différentes recommandations du règlement de dimensionnement (Règlement pour la construction des charpentes métalliques 1937) mis en application quelques années après la construction de l'hôtel ABC, les surcharges variables d'exploitation et de vent peuvent complètement être négligées dans la configuration initiale. Les charges gravitaires $\sum g_{Eki}$ sont probablement les seules

prises en compte par les concepteurs de ces bâtiments au moment du dimensionnement des éléments porteurs de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

- si, en revanche, on considère les combinaisons d'actions telles que recommandées dans les normes actuelles, et qu'on les applique dans le contexte de la configuration initiale, seules les trois premières combinaisons du Tableau 2.3 sont à considérer. De ce fait, les vérifications des critères d'états limites ultimes (ELU) et de services (ELS) se font suivant la combinaison 2 du Tableau 2.3 qui apparait comme la plus contraignante.
- enfin, pour la configuration actuelle, toutes les combinaisons du Tableau 2.3 sont considérées et la plus défavorable, après calculs est la combinaison 6. C'est donc cette dernière qui guidera les propositions de solutions de renforcement et de réparation de ces pannes.

2.5.1.1.1.3 Hypothèses de chargement

Les tôles étant posées de manière isostatique sur les pannes, il est fait, dans la note de calcul, appel au principe de la descente de charges par surfaces d'influence pour reporter les charges provenant des tôles sur les pannes. Les charges à considérer sur les pannes sont donc reparties de manière linéaire et uniforme.

2.5.1.1.2 Membrures de fermes en profilé J 127 x 76

2.5.1.1.2.1 Charges sur les membrures de fermes

Les charges considérées sur les membrures de fermes sont celles issues de leur poids propre (charge uniformément repartie sur les membrures), des charges provenant des pannes (charges ponctuelles issues des réactions d'appui des pannes sur les fermes sous différents cas de charges sur les pannes - cf. §2.5.1.1.1.1) ainsi que des charges provenant de la lucarne (Figure 2.14) et agissant comme charges ponctuelles sur les membrures de la ferme 1 (cf. §A.2.1.6.2 de l'annexe A). Ces charges sont résumées au Tableau 2.4 ci-dessous.

Tableau 2.4 : Cas de charges considérés sur les membrures de fermes

Cas de charges	Charges permanentes				Charge variable d'entretien	Charge de vent	
	Poids propre	Pannes et tôles	Pannes seules	Lucarne		Pression	Dépression
Symbole	G_{Ek1}	$G_{Ek2} = R(\sum g_{Eki})$	$G_{Ek3} = R(\sum g_{Ek1})$	G_{Ek4}	$Q_{Ek} = R(q_{Ek})$	$W_{Ek1} = R(w_{Ek1})$	$W_{Ek2} = R(w_{Ek2})$

- ✓ R : renvoie aux réactions d'appui des pannes sur les fermes pour un cas de charges donné ;
- ✓ Les charges g_{Eki} (g_{Ek1} + g_{Ek2}), q_{Ek}, et w_{Eki} (w_{Ek1}, w_{Ek2}) : renvoient aux charges considérées sur les pannes ;

2.5.1.1.2.2 Combinaisons de charges

Les membrures de fermes n'étant sollicitées que dans le plan d'inertie d'axe fort (y-y), les combinaisons de charges considérées dans les analyses sont données au Tableau 2.5 ci-dessous.

Tableau 2.5 : Combinaisons de charges sur les membrures de fermes

N°	ELS	ELU
1	$\sum G_{Eki}$	$1,35 \sum G_{Eki}$
2	$\sum G_{Eki}$ - Tôles [R ($\sum g_{Ek2}$)]	$1,35$ ($\sum G_{Eki}$ - Tôles [R ($\sum g_{Ek2}$)])
3	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek}$	$1,35 \sum G_{Eki} + 1,5\ Q_{Ek}$
4	$\sum G_{Eki} + W_{Ek1}$	$1,35 \sum G_{Eki} + 1,5\ W_{Ek1}$
5	$\sum G_{Eki} + W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1,5\ W_{Ek2}$
6	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek} + 0,6\ W_{Ek1}$	$1,35 \sum G_{Eki} + 1,5\ Q_{Ek} + 0,9\ W_{Ek1}$
7	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek} + 0,6\ W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1,5\ Q_{Ek} + 0,9\ W_{Ek2}$
8	$\sum G_{Eki} + 0,7\ Q_{Ek} + W_{Ek1}$	$1,35 \sum G_{Eki} + 1,05\ Q_{Ek} + 1,5\ W_{Ek1}$
9	$\sum G_{Eki} + 0,7\ Q_{Ek} + W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1,05\ Q_{Ek} + 1,5\ W_{Ek2}$

En suivant la même logique que pour les pannes, les combinaisons du Tableau 2.5 se résument comme suit :

- ✓ Pour la phase de construction du bâtiment qui ne prend en compte que la présence des éléments d'ossature en acier (les tôles étant posées après la construction des murs comme vu au chapitre 1 - cf. §1.2.4.2), la combinaison 2 est la seule à être considérée dans les analyses.
- ✓ En phase de fonctionnement pour la configuration initiale, si on se base, comme pour le cas de pannes, sur les instructions du règlement de dimensionnement mis en application quelques années après la construction du bâtiment étudié, la combinaison à considérer serait la combinaison 1 qui prend en compte l'application de toutes les charges permanentes. Si en revanche il faut se référer aux normes actuelles de construction, les combinaisons à considérées sont les combinaisons 3, 4 et 5, et la plus contraignante d'entre-elles est la combinaison 4.
- ✓ Pour la configuration actuelle, les quatre dernières combinaisons (6,7,8 et 9) du Tableau 2.5 sont celles recommandées dans l'Annexe A.1 de l'EN 1990

2.5.1.2 Portiques

2.5.1.2.1 Charges sur les portiques

2.5.1.2.1.1 Phase de construction

Pour cette phase, les charges considérées sur les portiques du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont les poids propre des éléments porteurs de portiques ainsi que le poids propre des éléments porteurs de la toiture, à l'exception des tôles.

Les imperfections globales d'ossature sont aussi prises en compte, dans les analyses, comme charges horizontales équivalentes appliquées au niveau des planchers, via la formule suivante :

$$H = \emptyset F_i = \alpha_h \alpha_m \emptyset_0 F_i;\ \alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)} \leq 1;\ \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mais } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1\ ;\ \emptyset_0 = \frac{1}{200} = 0{,}005$$

Les valeurs numériques de différents paramètres de cette formule sont données au §A.2.2.3.4 de l'annexe A du présent travail.

2.5.1.2.1.2 Phase de fonctionnement - configuration initiale

Pour cette phase, les charges prises en compte dans les analyses sont :

- les poids propre des éléments porteurs des portiques ;
- les charges provenant de la toiture ;
- les charges permanentes au niveau de plancher (rez-de-chaussée et étage) et du plafond ;
- la charge variable d'exploitation (q_k = 2 kN/m^2 - catégorie A, bâtiment d'habitation) sur les planchers (rez-de-chaussée et étage) ;
- les charges horizontales équivalentes dues aux imperfections globales d'ossature.

Note : Les charges horizontales dues à l'effet du vent ne sont cependant pas prises en compte pour des raisons suivantes :

- les murs de cloisonnement intérieur en béton, jouant le rôle de noyau central, reprennent la totalité de charges transversales appliquées à la structure ;
- les panneaux de portiques externes n'étant pas remplis (aucun remplissage entre poteaux au niveau de la véranda - cf. Figure 2.3), il n'y a donc pas des éléments présentant une prise au vent pour transférer les charges de vent aux portiques externes.

2.5.1.2.1.3 Phase de fonctionnement - configuration actuelle

Les charges considérées dans les analyses sont :

- les poids propre des éléments porteurs de portiques ;
- les charges provenant de la toiture ;
- les charges permanentes au niveau de plancher (rez-de-chaussée et étage) et du plafond ;
- la charge variable d'exploitation (q_k = 3 kN/m^2 - catégorie B, bureaux) sur les planchers (rez-de-chaussée et étage) ;
- les charges horizontales équivalentes dues aux imperfections globales d'ossature ;
- les charges horizontales dues à l'effet du vent sur le bâtiment (pour cette configuration, la présence des murs au niveau de la véranda, Figure 2.16, favorise le transfert des charges de vent sur les portiques externes).

2.5.1.2.2 Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges aux ELU et ELS utilisées dans les analyses de portiques sont :

- ✓ Phase de construction : ELS : G + H(G) et ELU : 1,35 G + 1,35 H(G)
- ✓ Phase de fonctionnement : voir Tableau 2.6 et Tableau 2.7 ci-dessous

Tableau 2.6 : Combinaisons de charges aux ELS

Comb 1	$G + H(G)$
Comb 2	$G + Q_t + H(G) + H(Q_t)$
Comb 3	$G + W_t + W_m + H(G) + H(W_t)$
Comb 4	$G + Q_{pl} + H(G) + H(Q_{pl})$
Comb 5	$G + Q_t + 0{,}6W_t + 0{,}7Q_{pl} + 0{,}6\ W_m + H(G) + H(Q_t) + 0{,}6H(W_t) + 0{,}7H(Q_{pl})$
Comb 6	$G + 0{,}7Q_t + W_t + 0{,}7Q_{pl} + W_m + H(G) + 0{,}7H(Q_t) + H(W_t) + 0{,}7H(Q_{pl})$
Comb 7	$G + 0{,}7Q_t + 0{,}6W_t + Q_{pl} + 0{,}6\ W_m + H(G) + 0{,}7H(Q_t) + 0{,}6H(W_t) + H(Q_{pl})$

Tableau 2.7 : Combinaisons de charges aux ELU

Comb 1	$1{,}35G + 1{,}35H(G)$
Comb 2	$1{,}35G + 1{,}5Q_t + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_t)$
Comb 3	$1{,}35G + 1{,}5W_t + 1{,}5W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(W_t)$
Comb 4	$1{,}35G + 1{,}5Q_{pl} + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_{pl})$
Comb 5	$1{,}35G + 1{,}5Q_t + 0{,}9W_t + 1{,}05Q_{pl} + 0{,}9\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_t) + 0{,}9H(W_t) + 1{,}05H(Q_{pl})$
Comb 6	$1{,}35G + 1{,}05Q_t + 1{,}5W_t + 1{,}05Q_{pl} + 1{,}5\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}05H(Q_t) + 1{,}5H(W_t) + 1{,}05H(Q_{pl})$
Comb 7	$1{,}35G + 1{,}05Q_t + 0{,}9W_t + 1{,}5Q_{pl} + 0{,}9\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}05H(Q_t) + 0{,}9H(W_t) + 1{,}5H(Q_{pl})$

Avec :

- la notation G qui renvoie à toutes les charges permanentes et poids propre des éléments de la structure ;
- la notation H(…) qui renvoie aux charges horizontales équivalentes ;
- les notations Q_t et Q_{pl} qui renvoient respectivement à la charge d'exploitation de la toiture et à celle de plancher.
- la notation W_t renvoie aux différents cas de charge de vent (W_{Ek1} et W_{Ek2}) provenant de la toiture.
- la notation W_m qui renvoie à la charge de vent sur les portiques (pour la phase de fonctionnement en configuration initiale, cette charge n'est pas prise en compte).

2.5.1.2.3 Hypothèses de chargement

En ce qui concerne les charges à appliquer sur les planchers, vu que l'influence de la semi-rigidité des assemblages articulés entre poutres et poteaux n'est pas pris en compte dans les analyses de la structure au niveau de ce chapitre (liaisons poutres - poteaux considérées comme parfaitement articulées), il n'y a donc pas redistribution des moments. Ainsi, il sera opté pour un mode de chargement simultanée ou uniforme des poutres de portiques et non pour un mode de chargement en damier.

2.5.2 Analyses et vérifications associées

2.5.2.1 Choix de l'analyse

Il est précisé, au §2.3.3.1, que les éléments porteurs en acier de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont des profilés IPN 120 et UPN 120 pour les poteaux, IPN 180 et UPN 180 pour les poutres de plancher, IPN 120 pour les pannes et les poutres supérieures au niveau de plafond et J 127 x 76 pour les membrures de fermes. En termes de classification de section transversale (en flexion et en compression), ces profilés en acier sont tous de « classe 1 » (cf. Annexe A). De ce fait, les analyses et vérifications de la structure peuvent être entièrement réalisées dans le domaine plastique ou dans le domaine élastique. Cependant, ce travail ayant fait recours au logiciel Ossa2d qui ne réalise que les analyses élastiques de structures planes, l'approche adoptée pour les analyses et vérifications des éléments porteurs du bâtiment étudié est donc l'approche E-P procédant aux analyses dans le domaine élastique et aux vérifications dans le domaine plastique. De plus, vu que la structure du bâtiment étudié est globalement isostatique, les analyses « élément par élément » ou « partie de structure par partie de structure » peuvent être substituées à l'analyse structurale globale.

2.5.2.2 Prise en compte des effets du second ordre dans les analyses

Les éléments porteurs de la toiture n'étant, en général, pas influencés dans leur plan par les effets de déplacements latéraux, leurs analyses n'ont donc pas pris en compte les effets du second ordre globaux ou effet P-Δ. En revanche, il est possible de prendre en compte les effets du second ordre locaux (effet P-δ) qui sont souvent engendrés par l'influence des efforts normaux de compression sollicitant les éléments élancés et créant ainsi des instabilités locales (déversement ou flambement). Les normes conseillent, soit de prendre directement en compte ces effets dans les analyses des éléments de structure, soit de les intégrer, à travers les courbes européennes de flambement ou de déversement, dans les vérifications des critères de stabilité des éléments analysés. Ainsi, pour les éléments porteurs de la toiture du bâtiment étudié, il est donc procédé aux analyses élastiques au premier ordre et les probables effets du second ordre sur ces éléments sont considérés dans les vérifications des critères de stabilité.

Pour les portiques, en revanche, il a été premièrement question de classifier (en fonction de la raideur transversale) ces portiques sous différents cas ou combinaison de charges.

En phase de construction, les portiques de ce bâtiment, non-contreventés et constitués de poutres articulées à leurs extrémités, sont classés comme structures souples. De ce fait, leurs analyses ont dû intégrer les effets du second ordre globaux en conformité avec les normes actuelles.

Pour les différentes phases de fonctionnement, les murs de cloisonnement de la partie intérieure servant de noyau central et reprenant la quasi-totalité de charges transversales et près de 70% de charges verticales sollicitant le bâtiment, les portiques sont analysés comme suit :

- ✓ Pour les portiques se trouvant dans les mêmes plans que les murs, leur structure est traitée comme une structure parfaitement rigide et les murs reprennent l'ensemble de charges (verticales, horizontales et effets d'imperfection) appliquées sur le bâtiment,

sauf les charges verticales au niveau des vérandas qui sont reprises par des poteaux externes de ces portiques. Les structures étant rigides, les analyses n'ont pas intégré les effets du second ordre.

- ✓ Les portiques externes, en revanche, sont considérés comme des structures munies d'un système de contreventement avec une rigidité pas assez suffisante pour pouvoir les classifier comme structures rigides. De ce fait, ces portiques sont considérés comme souples et analysés avec leur système de contreventement pour reprendre toutes les charges (verticales, horizontales et effets d'imperfection) les sollicitant - les analyses ont donc intégré les effets du second ordre.

Pour prendre en compte ces effets du second ordre dans les analyses de portiques, il est procédé comme suit :

Soit F_{cr} : la valeur de la charge critique élastique d'instabilité d'ensemble et F_{Ed} : la valeur de calcul de la résultante des charges verticales, le rapport ($\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed}$) de ces deux valeurs, pour un cas ou une combinaison des charges donné, devra être supérieur ou égal à 10 ($\alpha_{cr} \geq 10$) pour que la structure soit considérée comme rigide. Dans le cas contraire, la structure est une structure souple. La valeur de α_{cr} est, dans ce travail, calculée via le logiciel Ossa2d.

Ainsi, en conformité avec l'EN1993-1-1 :

- ✓ Si α_{cr} est supérieure ou égale à 10 ($\alpha_{cr} \geq 10$), la structure est considérée comme étant rigide, sous une combinaison des charges bien définie, et les effets du 2nd ordre globaux (P-Δ) sont négligés dans le processus d'analyse globale et de vérification de la structure.
- ✓ Si, en revanche, α_{cr} est inférieure à 10 ($\alpha_{cr} < 10$), la structure est souple (ou structure à nœuds transversalement déplaçables) pour une combinaison de charge donnée, et les effets du second ordre globaux doivent être incorporés dans l'analyse et/ou la vérification de la structure.
  Pour ce faire, la structure se vérifie de deux manières :

- soit en déterminant les efforts internes réels au second ordre (effort normal et moment de flexion) et en vérifiant les poteaux au flambement avec une longueur de flambement déterminée comme si la structure était à nœuds fixes ;
- soit en négligeant les effets du second ordre globaux (P-Δ) dans la détermination des efforts internes, mais en déterminant la longueur de flambement des poteaux dans un mode à nœuds mobiles en translation, ce qui revient à pénaliser la longueur de flambement. C'est cette façon de faire, plutôt sécuritaire, qui a été exploitée pour l'étude structurale des portiques du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu lorsque $\alpha_{cr} < 10$.

2.6 Modélisations des éléments structuraux

Dans cette partie du chapitre, il est présenté, comme le titre l'indique, les différentes hypothèses considérées pour modéliser, via le logiciel Ossa2d, les éléments porteurs de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu lors des analyses structurales. Ces hypothèses reflètent le comportement réel des éléments ou parties de la structure, mais mettent également en lumière des astuces ingénieuses utilisées par les concepteurs de ce bâtiment (mais également

d'autres bâtiments répondant au même système constructif) pour assurer ou renforcer la stabilité de ces éléments ou parties de structure tant en phase de construction qu'en phase de fonctionnement. On répertoriera l'apport structural des certains éléments ajoutés dans la configuration actuelle du bâtiment.

2.6.1 Modélisations des pannes IPN 120

Pour faciliter le transport des éléments de la structure des bâtiments (cf. §1.2.4.1), via la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC), les longueurs des matériaux ne devaient pas dépasser 10 m (Trouet 1898). De ce fait, les solutions isostatiques (cas des poutres des planchers par exemple) étaient les plus utilisées vu qu'elles rencontraient les critères de limitation de poids et de longueur des matériaux à transporter. Lors des missions effectuées dans la ville de Mbanza-Ngungu pour le prélèvement des données sur le bâtiment du palais de justice, il a été constaté, en termes d'appuis sur les membrures de fermes, que deux modèles de pannes IPN 120 étaient mis en place - on pouvait distinguer les pannes posées sur deux fermes successives (pannes isostatiques) et celles posées sur trois fermes successives (pannes hyperstatiques). Des analyses et vérifications ont donc été effectuées pour les pannes les plus contraignantes de ces deux modèles. La Figure 2.26 ci-dessous, où les extrémités des pannes sont encerclées, permet de repérer ces deux modèles de panne avec comme longueurs maximales L = 4,86 m pour la panne isostatique la plus contraignante et L = 8,24 m pour la panne hyperstatique la plus contraignante (Figure 2.27).

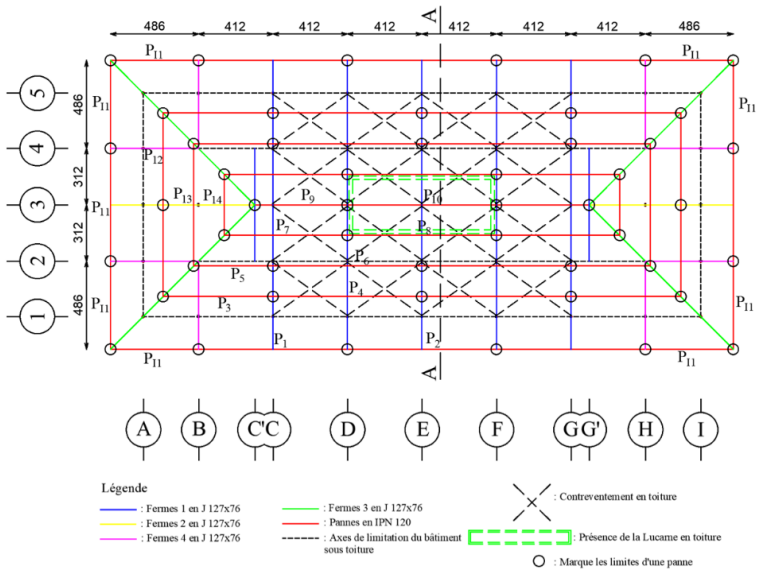


Figure 2.26 : Vue en plan des éléments porteurs de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu - numérotation et délimitation des pannes (dimensions en cm)

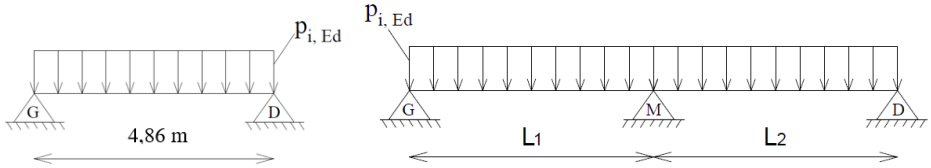


Figure 2.27 : Schéma statique et de chargement des pannes du bâtiment du palais de justice (à gauche : panne isostatique, à droite : panne hyperstatique)

2.6.2 Modélisations des membrures de fermes en profilé J 127 x 76

2.6.2.1 Type d'appuis

Il a été vu au §1.2.3.2.1 du chapitre 1 que pour des raisons économiques, le système de ferme utilisé, pour les premiers bâtiments que les GCE avaient réalisé au Congo jusque vers les années 1910, était un système à membrures brisées sans entrait, simplement appuyé sur les poteaux. Il fallait donc recourir, à l'absence des entraits, à des tirants métalliques constitués de barres circulaires de faible diamètre pour relier deux poteaux opposés et reprendre ainsi la « poussée d'arc » horizontale au niveau des extrémités supérieures des poteaux. L'ensemble constitué du tirant métallique et des membrures de ferme forme ainsi un système triangulaire plan statiquement stable. Cependant, ce système n'est considéré, dans les analyses, que pour les fermes appelées « Ferme 1 - F1 » représentées en lignes bleues sur la Figure 2.26 ci-dessus. Pour les 3 autres modèles de fermes (Ferme2 - F2, Ferme3 - F3 et Ferme 4 - F4) de la Figure 2.26, leur comportement statique est similaire à celui d'une poutre droite, inclinée par rapport à l'horizontale et appuyée sur deux ou trois appuis, avec une partie horizontale en porte-à-faux qui n'est rien d'autre que le débordement de ces membrures par rapport aux limites de la véranda. Ainsi, les hypothèses adoptées pour modéliser ces fermes (Figure 2.30) sont :

- ✓ Les poteaux sur lesquels s'appuient ces fermes constituent des appuis à rouleaux des membrures de fermes.
- ✓ Pour assurer l'équilibre statique dans le plan sous les charges horizontales extérieures, un appui à rouleaux est placé au sommet de la ferme 1. Ce schéma est adopté pour raison de modélisation de la ferme, mais en réalité, ces charges horizontales sont reprises par des éléments de contreventement en toiture (Figure 2.26).
- ✓ Les points de rencontre entre la ligne 3 et les directions C'et G' de la Figure 2.26 ci-dessus constituent les points de rencontre des 5 membrures de fermes comme le montre la Figure 2.28 ci-dessous. La somme des rigidités des membrures, en ce point, augmente la rigidité de ce point et en fait un appui simple fixe pour les fermes 2 et 3 (voir Figure 2.30).

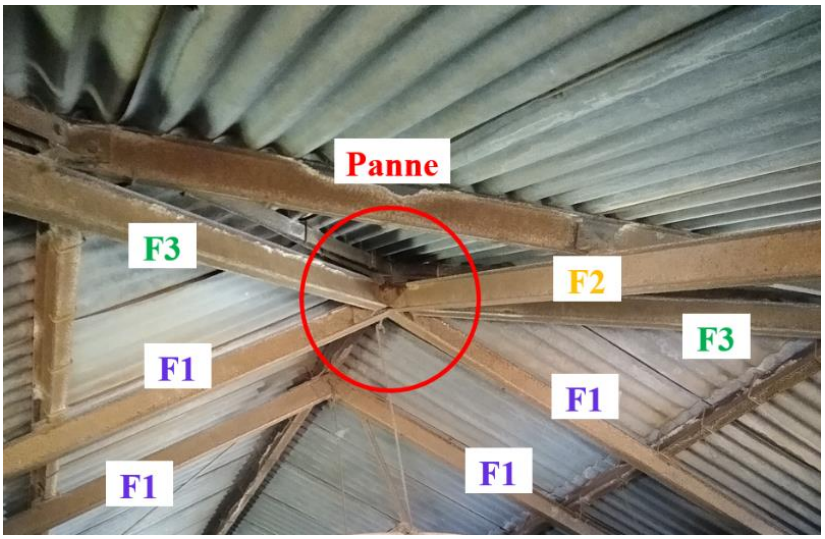


Figure 2.28 : Point de rencontre de 5 membrures encerclé en rouge

✓ Les fermes 4, en violet sur la Figure 2.26, sont, à leur sommet, appuyées à la fois sur les poteaux UPN 120 et sur les fermes 3 (Figure 2.29). Cet appui au sommet est considéré comme un appui simple fixe.

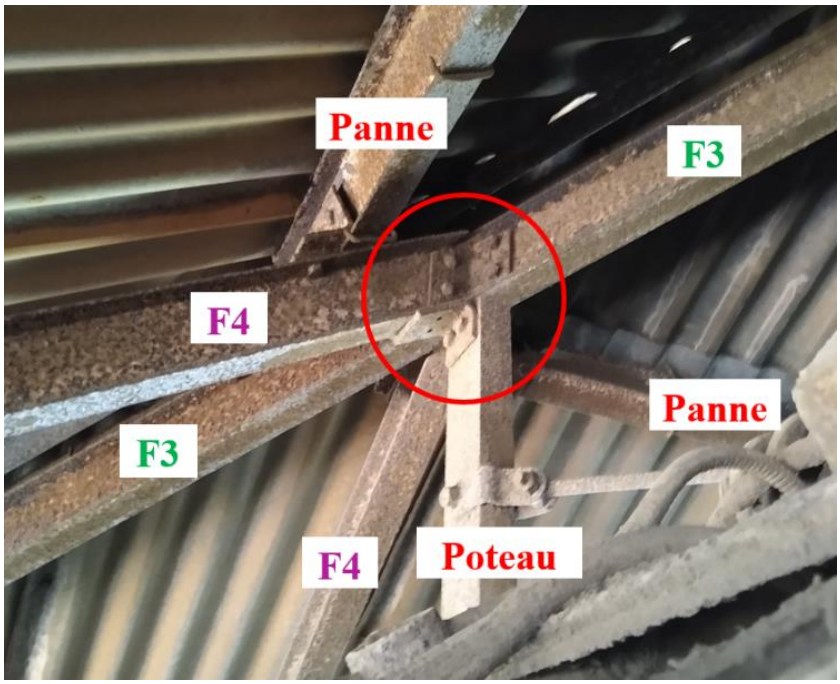


Figure 2.29 : Photo des fermes 4 (F4) appuyées à la fois sur la ferme 3 (F3) et sur le poteau UPN 120

Ainsi, les différentes modélisations des membrures de fermes sont données ci-dessous (Figure 2.30).

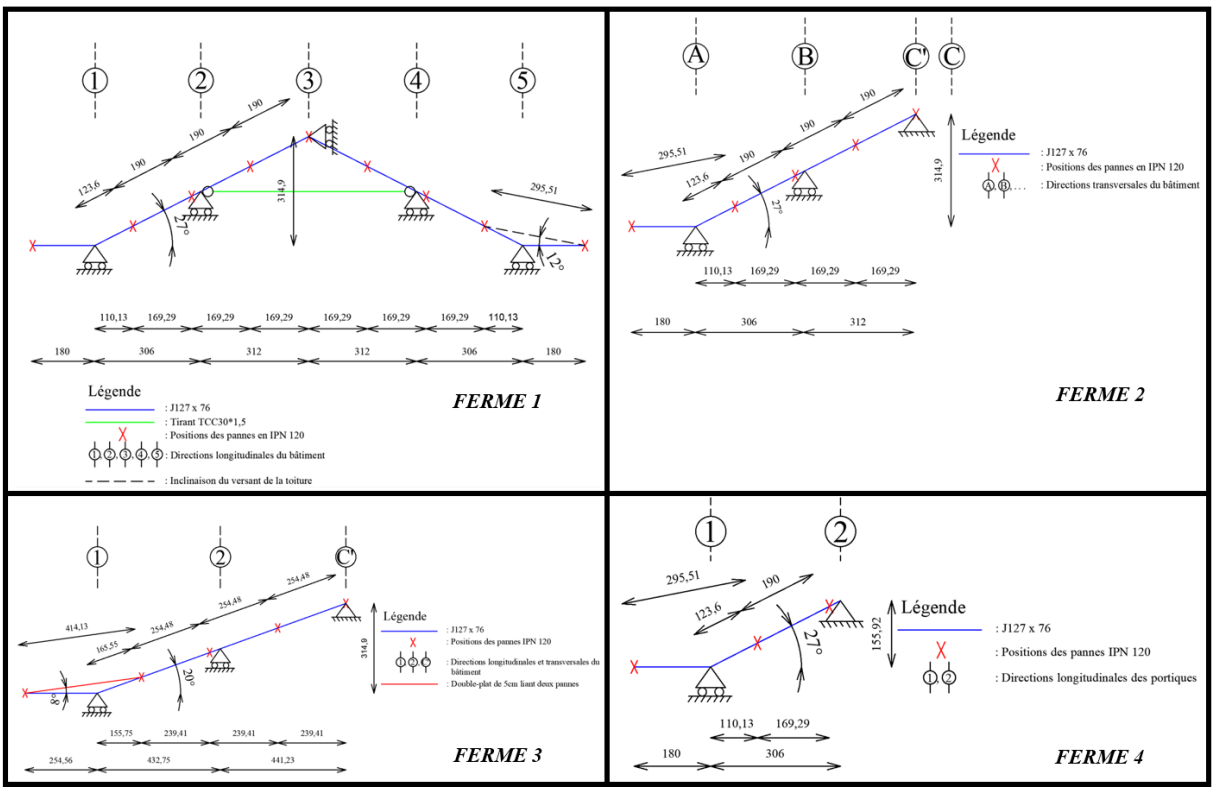


Figure 2.30 : Schémas statiques de différentes fermes analysées

2.6.2.2 Contribution structurale des jarrets décoratifs

Au travers des analyses réalisées (cf. §A.2.1.6 de l'annexe A) sur les membrures de fermes, il est constaté que la présence des éléments décoratifs (cf. Figure 2.31), servant des jarrets sous les parties débordantes des membrures de fermes, contribue non seulement à augmenter la stabilité des membrures, mais plus encore à stabiliser la structure tout entière en phase de construction en évitant ainsi l'étançonnement du bâtiment (aux tirants par exemple).



Figure 2.31 : Elément décoratif servant de jarret au niveau des porte-à-faux des membrures de fermes

Lors des premières analyses des fermes de la Figure 2.30, la non prise en compte de la présence des jarrets, sous les parties en porte-à-faux des membrures, a entrainé le développement des moments de flexion significatifs au niveau des appuis apportés par les poteaux externes (à proximité de ces porte-à-faux). Ces valeurs de moments ne permettant pas que les critères de résistance et de stabilité de ces membrures soient garantis, une réflexion est alors faite sur la prise en compte de l'influence de ces jarrets dans les analyses de ces membrures de fermes.

Ainsi, des nouvelles analyses ont été réalisées sur ces membrures en considérant les jarrets comme éléments de rigidification des parties débordantes (ou en porte-à-faux) des membrures. Ces analyses ont donné des résultats satisfaisants (comme il sera vu ci-dessous) en termes de résistance, de stabilité et de déformation. En effet, dans les analyses sur Ossa2d, ces jarrets sont fictivement considérés comme des bracons sous les parties en porte-à-faux des membrures tel qu'illustré sur la Figure 2.32 ci-dessous (exemple de la ferme 3). Sur cette figure, on peut voir la partie en encorbellement de la membrure de la ferme 3, sur le jarret, épaissie en bleu pour signifier que ce tronçon de la ferme possède une rigidité infinie par suite de la présence du jarret et, par conséquent, ne déforme pas sous l'action des charges extérieures appliquées (dans les nouvelles analyses de ces fermes sur Ossa2d, une rigidité tendant vers l'infinie est conférée à ce tronçon des membrures de fermes).

Il convient de noter que pour les nouvelles modélisations des fermes sur Ossa2d, les poteaux (appuis des fermes - en mauve sur la Figure 2.32) sont considérés sur toute leur hauteur avec des encastrements (appui proche de la situation réelle) à la base. Comme il sera vu ci-dessous (cf. §2.6.3.1.2.1), l'effet diaphragme de planchers conduit à bloquer les déplacements horizontaux de ces poteaux au droit des étages pour ces nouvelles modélisations de fermes (Figure 2.32).

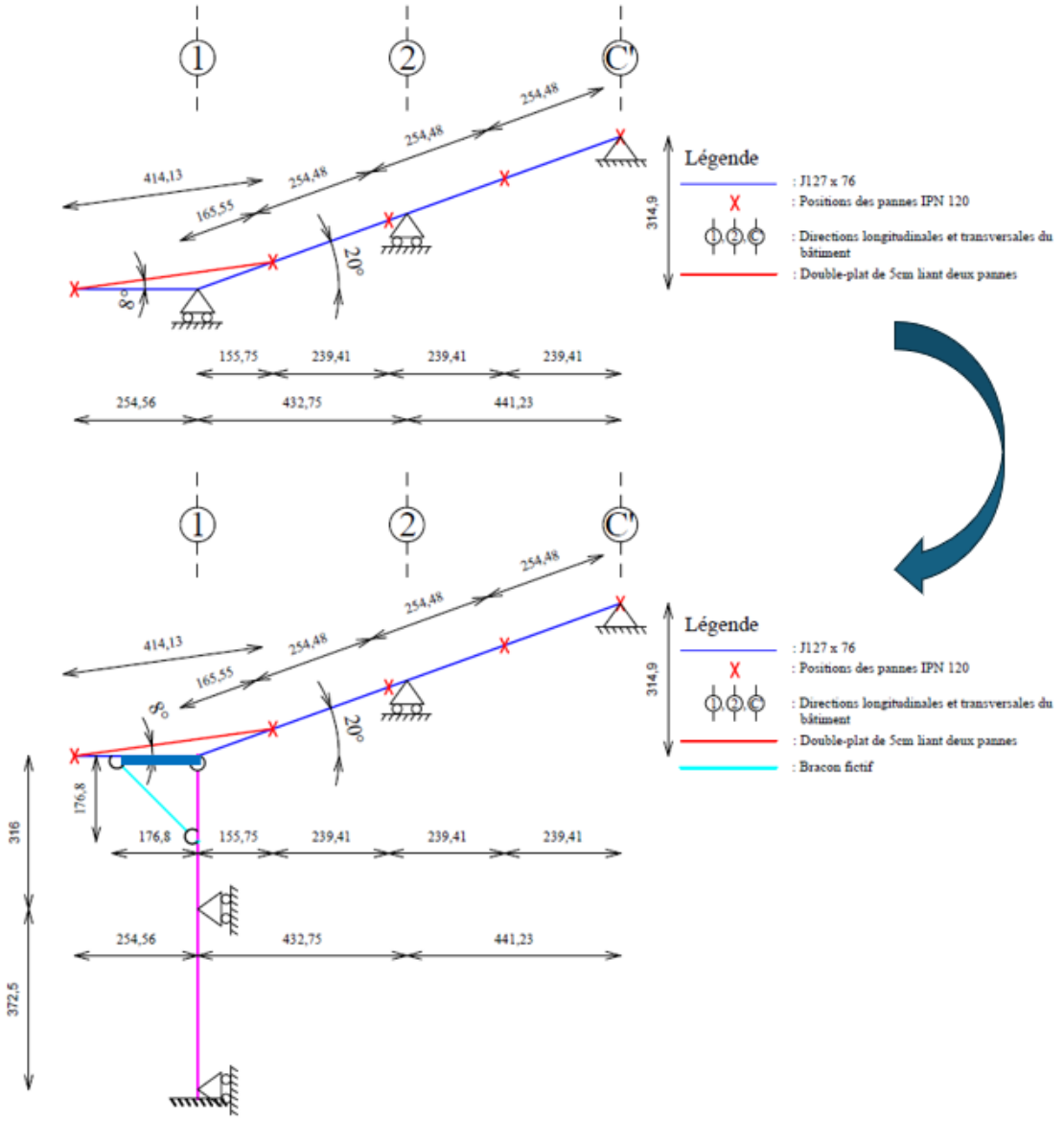


Figure 2.32 : Influence des éléments décoratifs sur les longueurs des parties en porte-à-faux des membrures de fermes (cas de la ferme 3).

2.6.3 Modélisations des portiques

En observant les différents plans du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu présentés au §2.3.3 ci-dessus, il en ressort cinq (5) portiques longitudinaux qui peuvent être groupés en trois (3) portiques principaux pour la configuration initiale vu la symétrie que présentait le bâtiment dans cette configuration (voir Figure 2.3). Ainsi, des plans présentés au §2.3.3, les vues en plan des éléments de structure suivants sont ressorties :

2.6.3.1 Configuration initiale

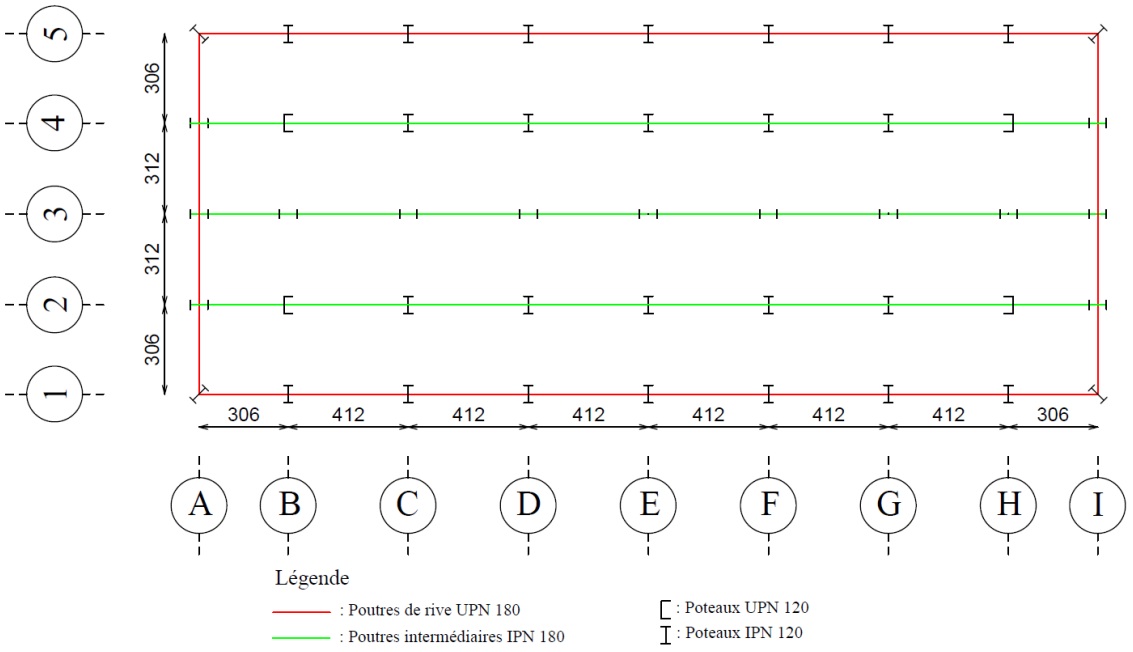


Figure 2.33 : Grillage de poutres au niveau des planchers RDC et Etage 1 - dimensions en [cm]

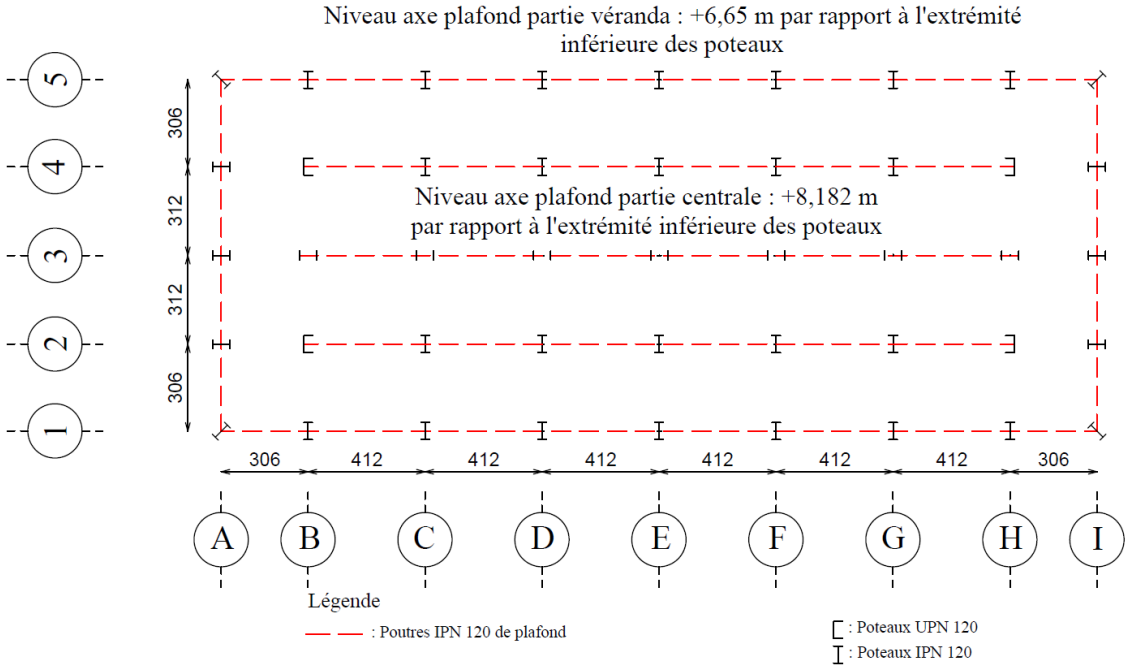


Figure 2.34 : Plan des poutres au niveau des plafonds du premier étage - dimensions en [cm]

Des plans ci-dessus (Figure 2.33 et Figure 2.34), les trois (3) groupes de portiques, en configuration initiale, sont identifiés :

- portique sur la ligne 1 = portique sur la ligne 5 = portique 1 = portique externe
- portique sur la ligne 2 = portique sur la ligne 4 = portique 2 = portique intermédiaire
- portique sur la ligne 3 = portique 3 = portique du milieu

2.6.3.1.1 Phase de construction

2.6.3.1.1.1 Portique 1

Il a été dit ci-haut (cf. §2.3.3.3) que les nœuds des poutres sont considérés, tenant compte des solutions de l'époque, comme articulés sur les poteaux alors que ces derniers sont encastrés ou articulés (voir Figure 2.36) à leurs pieds sur les socles de fondation. De ce fait, la modélisation de ces jonctions des poutres sur les poteaux est représentée par des cercles symbolisant les liaisons articulées. Les analyses structurales, réalisées sur le bâtiment étudié, ont démontré qu'en phase de construction, ces portiques, non-contreventés et constitués de poutres articulées à leurs extrémités, devraient être classés comme structures souples. De ce fait, leurs analyses devraient intégrer les effets du second ordre globaux (cf. §2.5.2.2). En considérant les hypothèses susmentionnées, il est démontré que les portiques longitudinaux externes ne sont pas suffisamment résistants pour satisfaire les critères de vérification aux états limites ultimes.

Toutefois, en analysant plus attentivement les poutres supérieures en profilé IPN 120 de ces portiques, il est observé la présence de cadres en métal déployé (Figure 2.35). Dans un premier temps, il avait été supposé que ces cadres avaient pour unique fonction d'empêcher les nuisibles de pénétrer dans la toiture double-peau. Cependant en étudiant plus en détail ces cadres et, notamment leur connexion aux poteaux, on se rend compte que la présence de ces cadres (qui agissent à l'image de poutres Vierendeel) permet de rigidifier les portiques à l'extrémité supérieure des poteaux des portiques externes tel qu'illustré à la Figure 2.36.

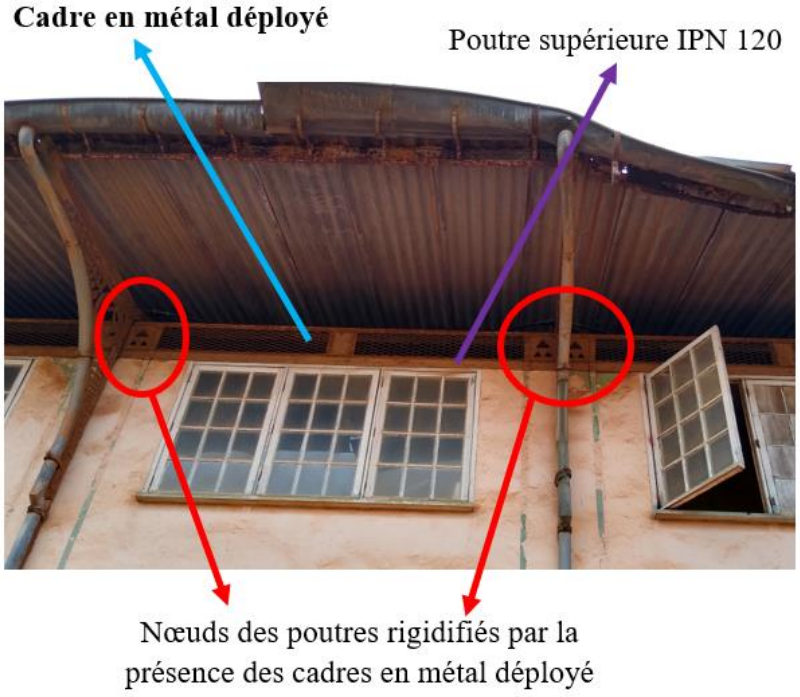


Figure 2.35 : Photo montrant la présence des cadres en métal déployé sur les poutres supérieures IPN 120 du portique 1

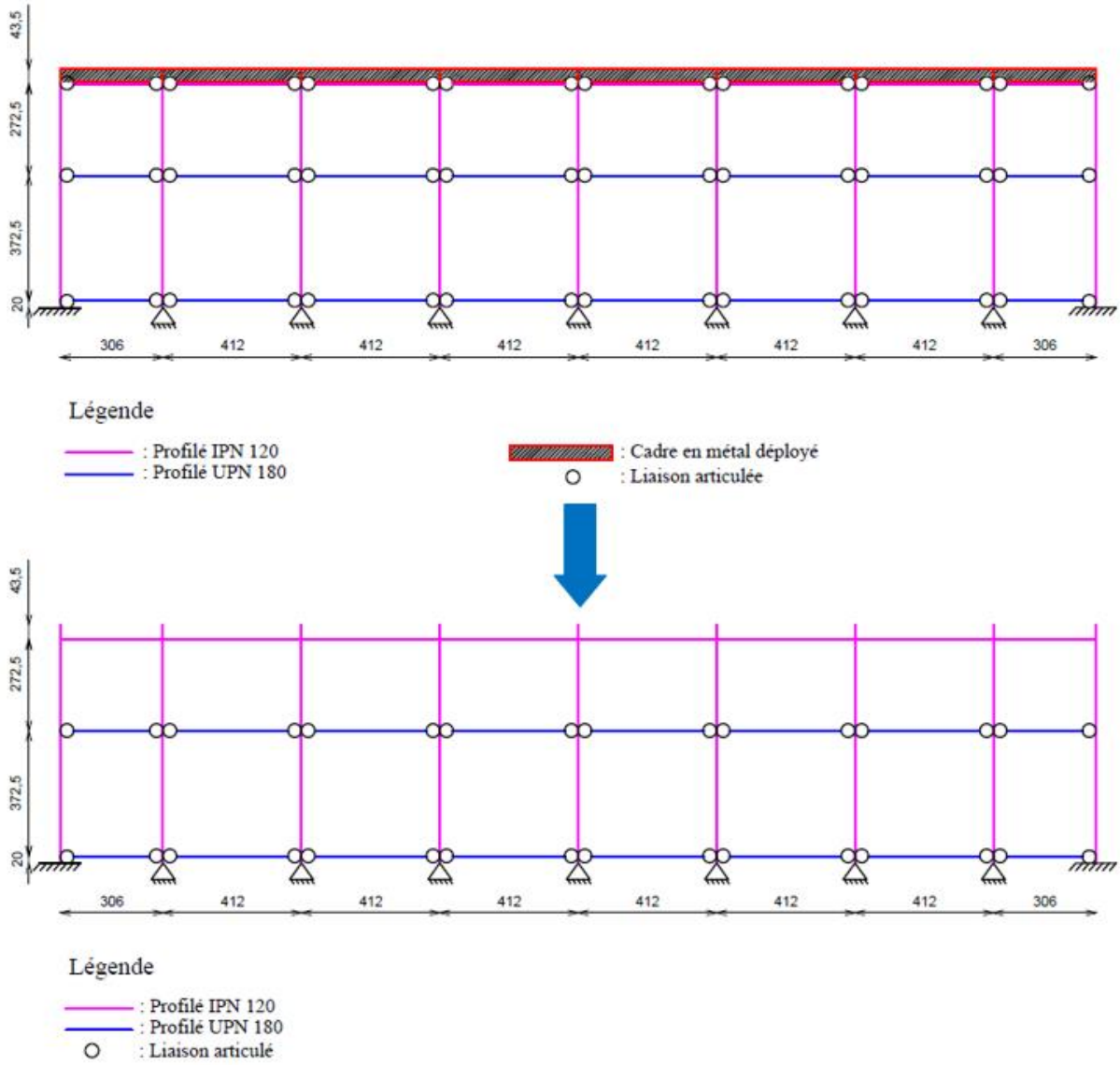


Figure 2.36 : Illustration de l'influence des cadres en métal déployé sur la rigidité des nœuds des poutres supérieures IPN 120 de portiques externes

Plus on rentre en détail de l'analyse des portiques du bâtiment en étude, on constate que d'autres éléments servant de première vue d'éléments de décoration (se référant au style Art nouveau[27]), tels que la structure portante des brise-soleil ainsi que les garde-corps apportent des restreintes et appuis bénéfiques aux poteaux de portiques externes pour leur flexion selon l'axe faible d'inertie, réduisant d'autant leur longueur de flambement. Toutefois, pour des raisons sécuritaires d'analyses, les études réalisées dans les annexes A et B n'ont pas pris en compte cet aspect et les hauteurs libres des poteaux considérées sont celles de la Figure 2.36 ci-dessus.

[27] L'Art nouveau est un mouvement artistique de la fin du XIX^{e} et du début du XX^{e} siècle qui s'appuie sur l'esthétique des lignes courbes. Il met en avant les motifs floraux (https://fr.wikipedia.org/wiki/Art_nouveau).



Figure 2.37 : Photo illustrant la présence de la structure des brise-soleil ainsi que les garde-corps au niveau de la véranda du palais de justice de Mbanza-Ngungu

2.6.3.1.1.2 Portique 2 et 3

Comme pour le cas de portiques externes, les analyses structurales, en phase de construction, réalisées sur les portiques intermédiaires et du milieu, pris seuls sans membrures de fermes se trouvant sur leurs plans, ont démontré une insuffisance de ces portiques, classés comme structures souples et non-contreventées, à satisfaire les critères de vérification aux états limites ultimes. C'est ainsi qu'il est intégré dans les modélisations de ces portiques en phase de construction, les membrures de fermes se trouvant sur leurs plans afin d'augmenter leurs capacités portantes. Aussi, la présence des jarrets décoratifs aux extrémités supérieures des poteaux externes de ces portiques a fait que l'on puisse considérer comme rigides les liaisons entre ces poteaux et les membrures de fermes à ces points afin de prendre en compte le bénéfice qu'apportent les jarrets dans la stabilité de portiques (Figure 2.38 et Figure 2.39).

Il faudrait également noter que les points de rencontre de cinq (5) membrures de fermes de la Figure 2.28, a été considéré dans la modélisation du portique du milieu (portique 3) comme un appui simple fixe (Figure 2.39).

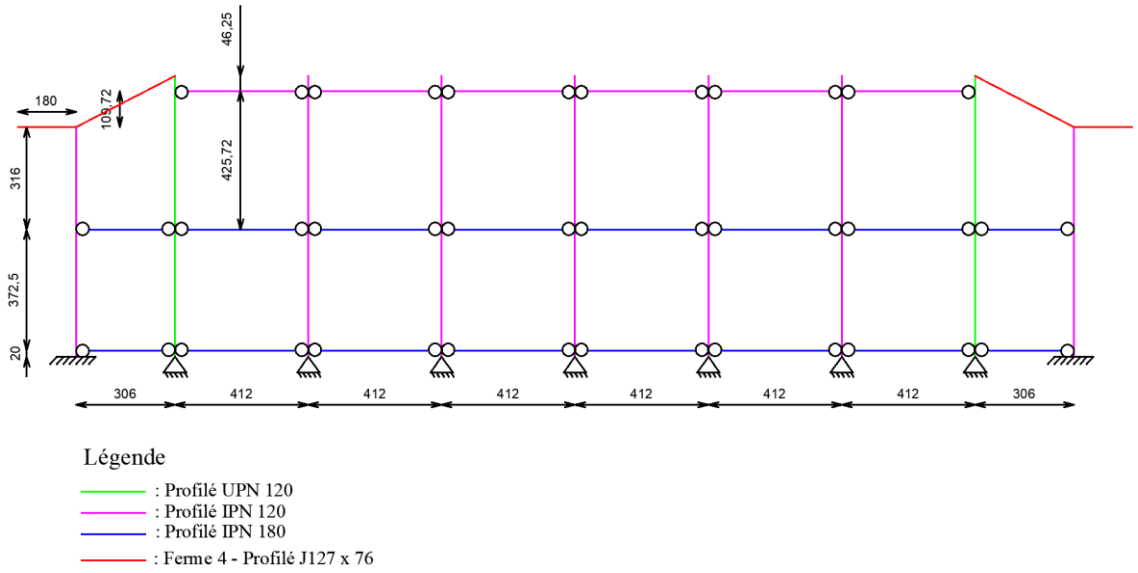


Figure 2.38 : Schéma statique du portique 2 en phase de construction

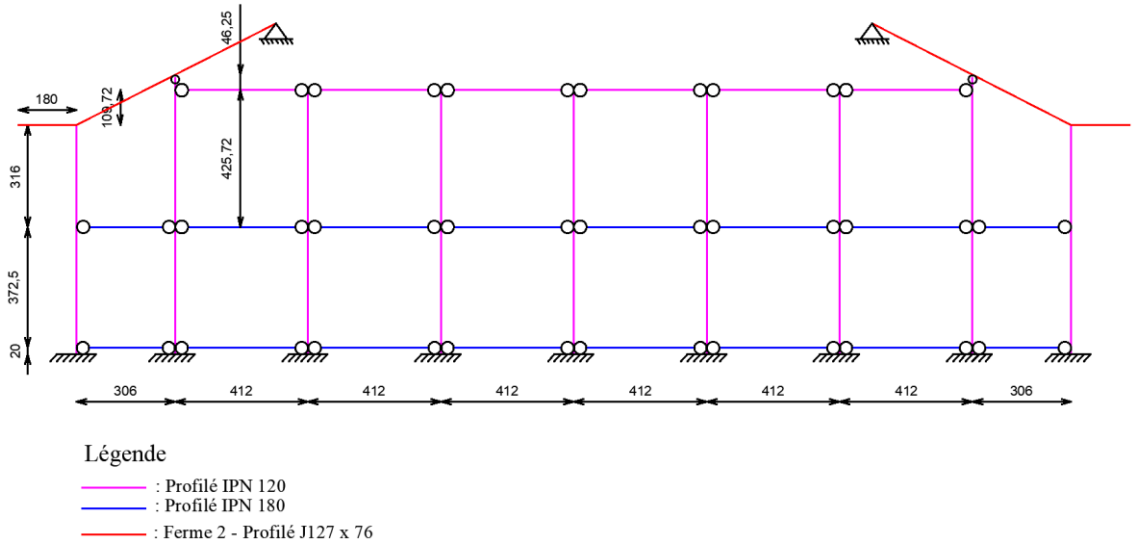


Figure 2.39: Schéma statique du portique 3 en phase de construction

2.6.3.1.2 Phase de fonctionnement

2.6.3.1.2.1 Portique 1

La présence de la Ferme 3 en ligne verte (Figure 2.26) et des éléments de contreventement sur la toiture permet de fixer les nœuds de portiques externes où aboutissent ces éléments. De plus, pour assurer la stabilité de ces portiques externes en phase de fonctionnement, il était nécessaire d'activer l'effet diaphragme au niveau des planchers en bois dans la configuration initiale. En observant les détails constructifs des planchers en bois, l'activation de l'effet diaphragme est jugée effective via l'existence d'un maillage dense de poutres (poutres doublées et espacées de 35 à 40 cm comme décrit au §2.3.3.1) dont les extrémités étaient solidement boulonnées (par l'entremise des cornières) sur les poutres longitudinales en acier. L'ensemble de ces hypothèses est illustré sur la Figure 2.40 ci-dessous.

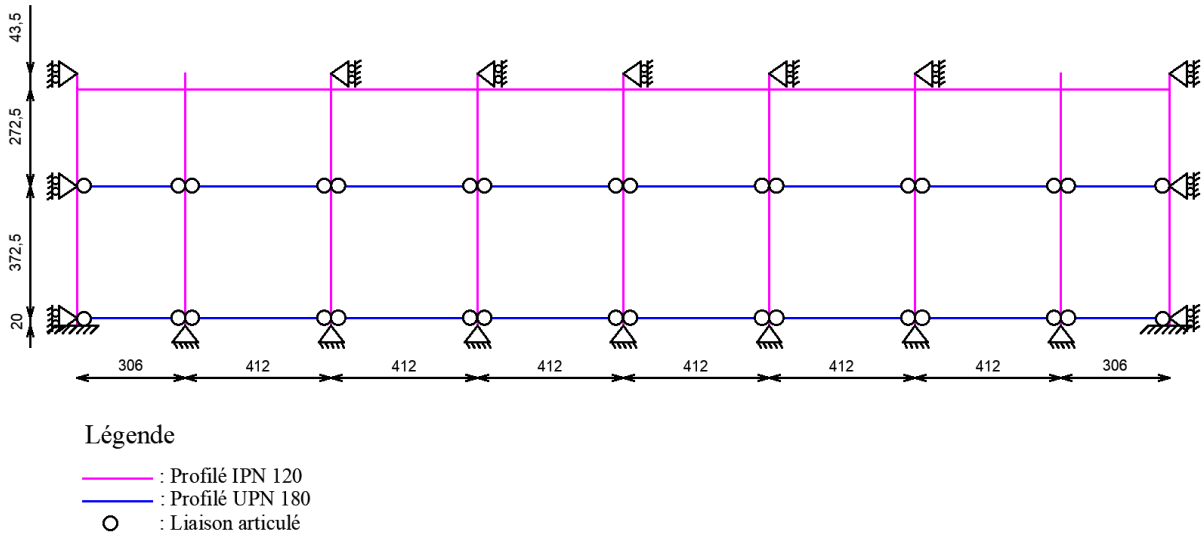


Figure 2.40 : Schéma statique du portique 1 en phase de fonctionnement

2.6.3.1.2.2 Portiques 2 et 3

En phase de fonctionnement, les murs de contreventement en béton armé, servant de cloisonnement des pièces de la partie intérieure du bâtiment, ont joué un rôle très important dans la stabilisation de la structure tout entière et dans la reprise des charges horizontales et verticales sollicitant le bâtiment. De ce fait, les portiques 2 et 3 se trouvant dans les mêmes plans que ces murs, leurs études en phase de fonctionnement se réduisent à l'étude d'une portion de ces portiques (Figure 2.41) côté véranda et qui n'est analysée et vérifiée que sous charges gravitaires.

Note : cette thèse se focalisant sur la vérification des éléments porteurs en acier, l'étude de la capacité portante des murs en béton armé n'est donc pas abordée ici. Mais on peut être rassuré dans la mesure où les murs en béton armé présentent de très grandes capacités portantes au vu des charges sollicitant un bâtiment à deux étages servant d'habitation ou de bureaux.

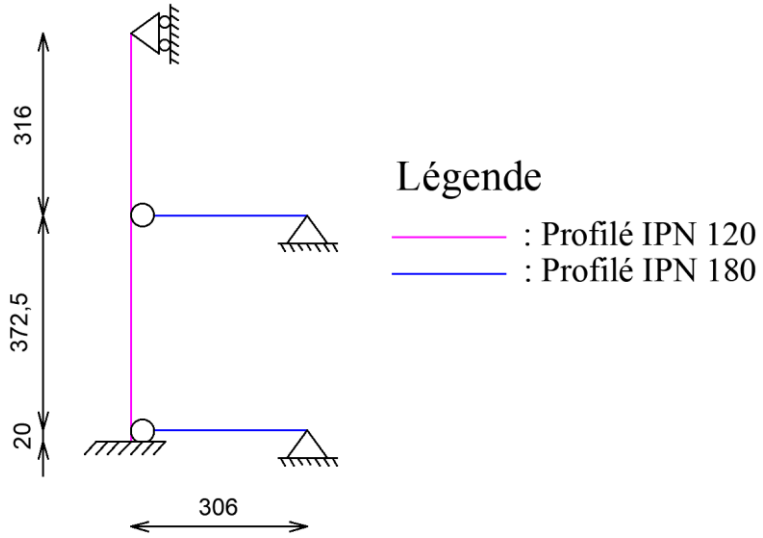


Figure 2.41 : Schéma statique de la portion des portiques 2 et 3 en phase de fonctionnement

2.6.3.2 Configuration actuelle

Les modélisations structurales du bâtiment du palais de justice, en configuration actuelle, tiennent compte des différentes modifications apportées à l'ouvrage telles que mentionnées au §2.3.3.2. Les portiques étudiés sont les mêmes qu'en configuration initiale. Cependant, l'ajout des murs n'étant pas fait de la même manière pour les deux portiques externes, ils sont donc analysés séparément. (Figure 2.42 et Figure 2.43) :

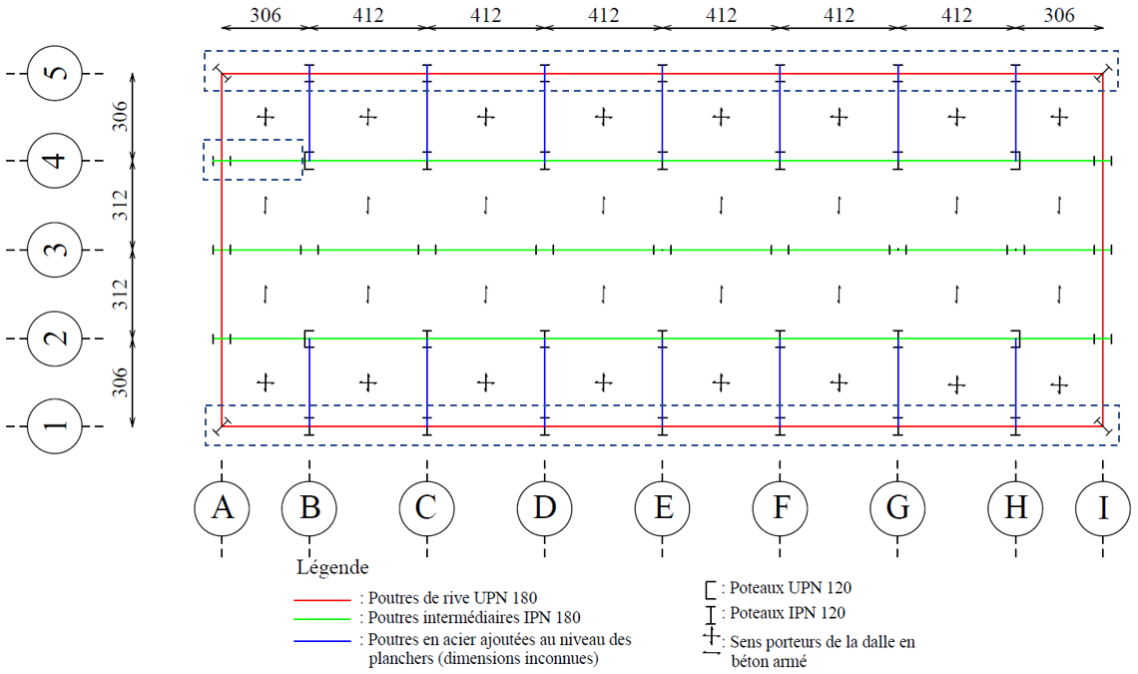


Figure 2.42 : Grillage des poutres au niveau du plancher du rez-de-chaussée - Dimensions en [cm]

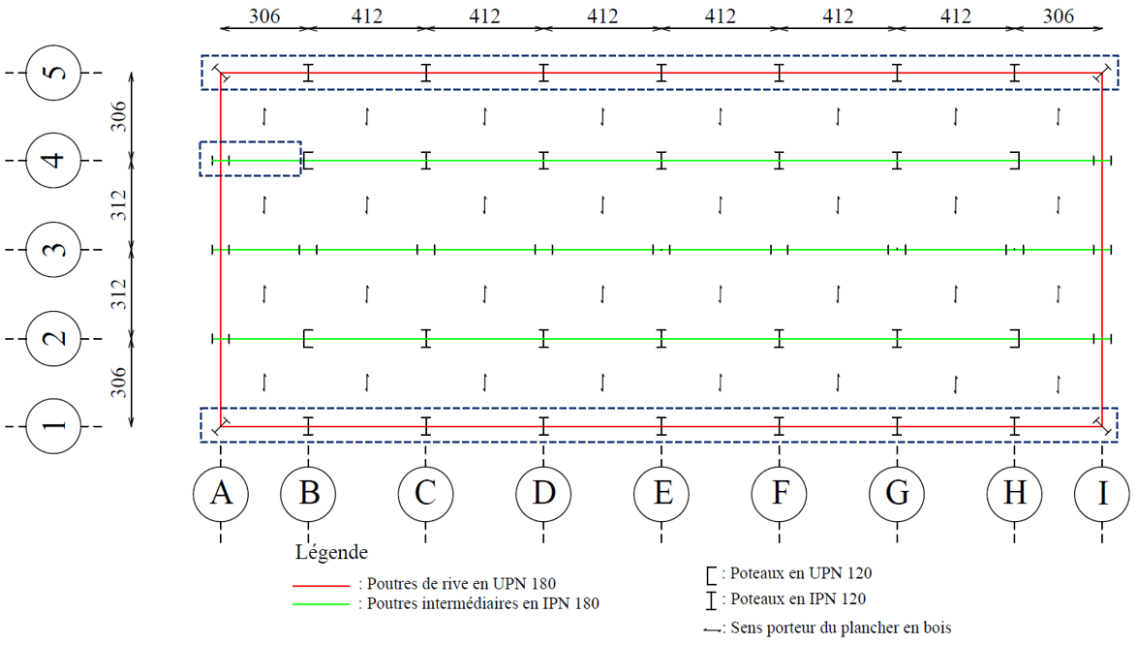


Figure 2.43 : Grillage des poutres au niveau du plancher de l'étage - Dimensions en [cm]

Des plans présentés ci-dessus (Figure 2.42 et Figure 2.43), ainsi que ceux donnés au §2.3.3.2, les portiques étudiés (tels qu'encadrés aux Figure 2.42 et Figure 2.43) sont les suivants :

- portique sur la ligne 1 = portique 1
- portique sur la ligne 5 = portique 5
- portion du portique 4 (côté véranda) représente l'ensemble de portions des portiques sur les lignes 2, 3 et 4, côté véranda

Note :

- ✓ Comme vu au §2.3.3.2, un plancher en béton armé a remplacé l'ancien plancher en bois au niveau du rez-de-chaussée. Outre le plancher en béton armé, des murs en maçonnerie sont ajoutés au droit des certaines poutres de véranda du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Ces éléments, constituent non seulement une surcharge additionnelle sur ces portiques, mais permettent aussi d'augmenter leur stabilité (par effet diaphragme pour la dalle en béton armé et par l'augmentation de la rigidité transversale des portiques externes pour les murs en maçonnerie). Ainsi, la présence de la dalle en béton permet de bloquer le déplacement transversal, dû aux charges horizontales de vent et d'imperfection d'ossature, au niveau du plancher du rez-de-chaussée (comme c'était le cas pour le plancher en bois) et les murs ajoutés sont considérés dans les modélisations comme des éléments de contreventement en croix de saint André possédant une rigidité infinie.
- ✓ Les éléments des plafonds et de la toiture n'ont pas été modifiés durant toute la vie de l'ouvrage, les plans donnés en configuration initiale sont les mêmes qu'en configuration actuelle. Certains éléments porteurs en acier ont subi des dégradations par suite de l'effet du temps. Cependant, l'hypothèse adoptée, dans cette partie de l'étude, est de considérer que tous les éléments porteurs en acier sont restés intacts durant la vie de l'ouvrage (ce qui n'est évidemment pas le cas en réalité).

2.6.3.2.1 Portique 1



Figure 2.44 : Photo montrant la présence des murs en maçonnerie de bloc creux de 23 cm (y compris enduit) sur le portique 1 au niveau du rez-de-chaussée. (source : mission septembre 2021)

Ainsi, la modélisation du portique 1, en configuration actuelle, est présentée ci-dessous :

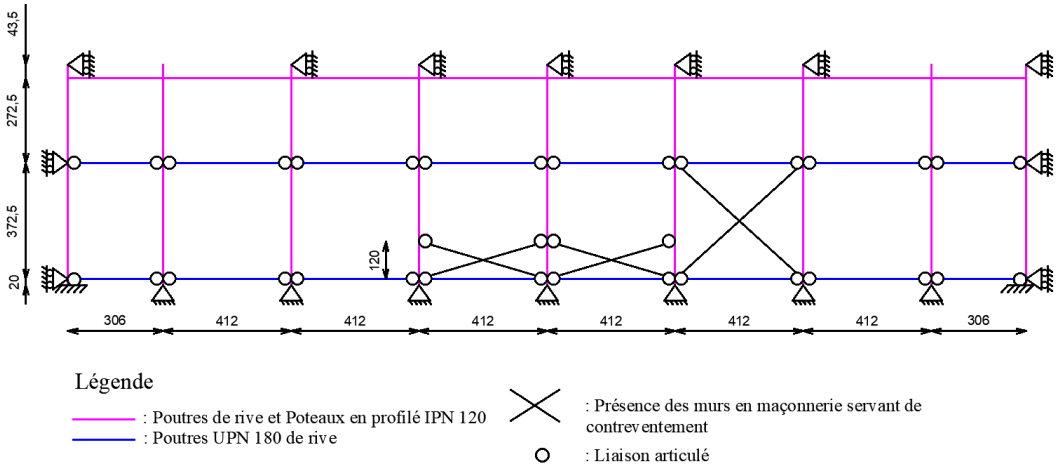


Figure 2.45 : Schéma statique du portique 1 en configuration actuelle

2.6.3.2.2 Portique 5



Figure 2.46 : Photo montrant la présence des murs en maçonnerie de briques de terre cuite de 10 cm d'épaisseur avec enduit en mortier de ciment (source : mission septembre 2021).

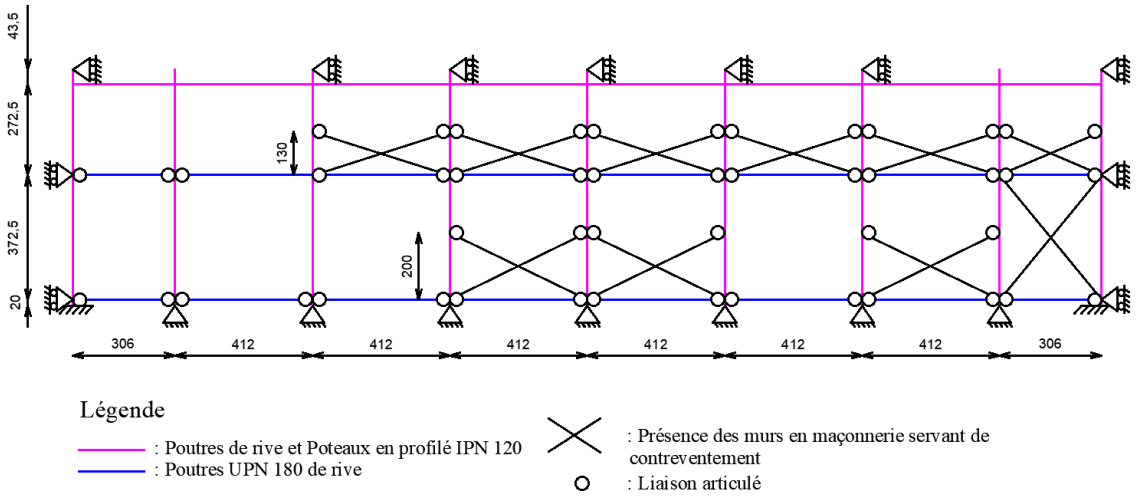


Figure 2.47 : Schéma statique du portique 5 en configuration actuelle

2.6.3.2.3 Portion du portique 4

Comme pour la configuration initiale, la modélisation de la portion du portique 4 sur le logiciel Ossa2d, en configuration actuelle, se présente comme montré à la Figure 2.49 ci-dessous :



Figure 2.48 : Vue de face de la portion du portique 4 analysée

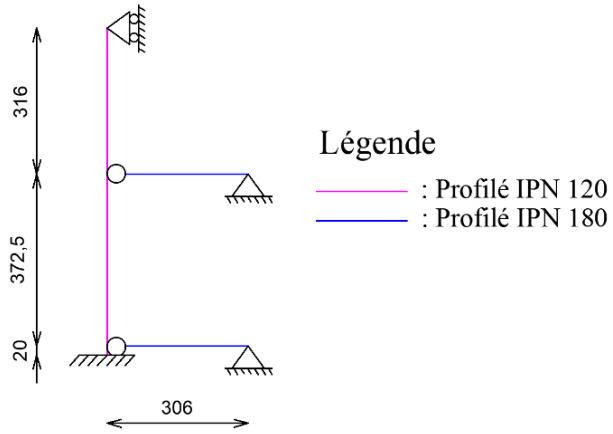


Figure 2.49 : Schéma statique de la portion du portique 4

2.7 Résultats des études structurales

2.7.1 Pannes IPN 120

Les analyses et vérifications de ces pannes sous différentes combinaisons de charges ont montré que :

- ✓ les pannes satisfont, en configuration initiale, les critères de dimensionnement aux états limites ultimes (ELU) et de services (ELS) si on considère les combinaisons de charges provenant du règlement de dimensionnement (Règlement pour la construction des charpentes métalliques 1937) mis en application quelques années après la construction de l'hôtel ABC (ces normes négligent les surcharges d'exploitation en phase de construction et celles d'exploitation et du vent en phase de fonctionnement)

- ✓ si on considère, pour la configuration initiale, les combinaisons d'actions telles que recommandées dans les normes actuelles, les pannes hyperstatiques satisfont de manière très limite les critères de dimensionnement aux ELU et ELS alors que ce n'est plus le cas pour les pannes isostatiques. Ceci justifie la dégradation rapide de ces pannes isostatiques constatée sur le bâtiment, comme le montre la Figure 2.50 ci-dessous.
- ✓ pour les combinaisons de charges considérées dans la configuration actuelle, toutes les pannes ne satisfont pas les critères de dimensionnement aux ELU.

Ces résultats tendent à démontrer que les pannes avaient été optimisées pour satisfaire les critères de dimensionnement qui étaient d'application au début du XX^{e} siècle. Les valeurs de vérifications trouvées en configuration actuelle guideront les propositions de solutions de réparation de ces pannes, envisagées au Chapitre 4.



Figure 2.50 : Photo montrant la détérioration d'une des pannes de coin de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021)

2.7.2 Membrures de fermes en profilé J 127 x 76

Comme dit au §2.6.2.2, la présence des jarrets sous les parties en porte-à-faux des membrures de fermes a exercé une influence capitale sur la stabilité de ces membrures. Les diagrammes donnés ci-dessous (Figure 2.51 et Figure 2.52) montrent un exemple (cas de la ferme 3) où la présence du jarret réduit de plus de 60% le moment de flexion sollicitant la ferme et fait que tous les critères de vérifications aux états limites ultimes (ELU) et de services (ELS) soient satisfaits pour toutes les combinaisons de charges du Tableau 2.5. Ceci explique pourquoi ces membrures sont restées stables jusqu'à ce jour malgré l'attaque par corrosion de certaines de leurs parties.

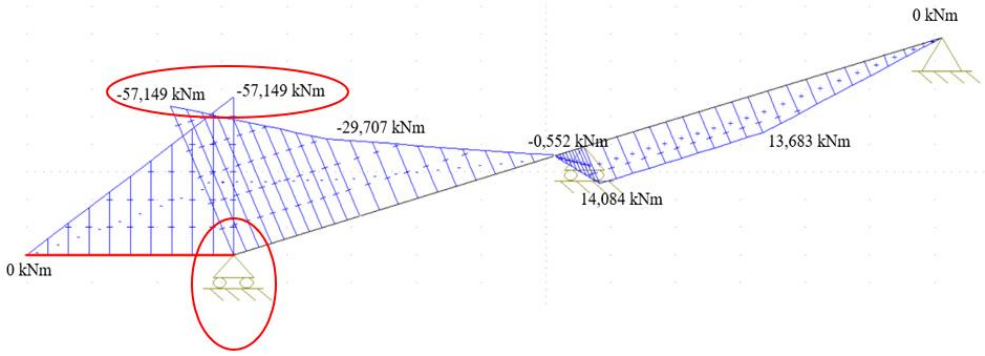


Figure 2.51 : Diagramme des moments de flexion d'une des fermes du palais de justice de Mbanza-Ngungu lorsqu'on ne prend pas en compte la présence du jarret sous la partie en porte-à-faux

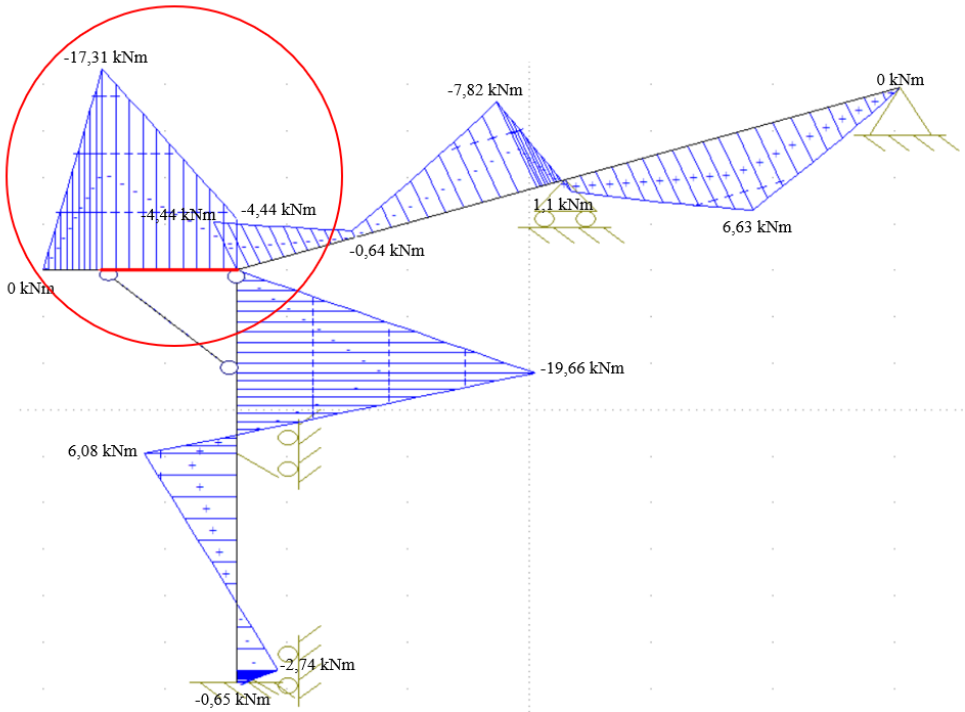


Figure 2.52 : Diagramme des moments de flexion d'une des fermes du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec prise en compte de la présence du jarret sous la partie en porte-à-faux

2.7.3 Portiques

2.7.3.1 Portiques externes

En configuration initiale, la stabilité de ces portiques, de type « portique 1 », a fait intervenir les éléments suivants :

- ✓ Premièrement, l'influence des cadres en métal déployé sur la rigidité des assemblages et des poutres supérieures IPN 120 a permis de stabiliser ces portiques en phase de construction.
- ✓ En second lieu, vu l'augmentation de charges sur ces portiques en phase de fonctionnement, les hypothèses d'analyse adoptées (ayant fait intervenir l'activation de de l'effet diaphragme de plancher en bois et des éléments de contreventements au niveau

de toiture) ont permis à ces portiques de satisfaire les critères de vérification aux états limites ultimes et de services.

En configuration actuelle, le changement d'utilisation du bâtiment du palais de justice a conduit (pour des raisons fonctionnelles) à l'ajout de murs au droit des poutres de la véranda (Figure 2.16) qui, initialement, ne devaient supporter que les charges de plancher. Ces murs ont donc engendré un surplus de charges sur ces poutres et ont conduit à leur ruine dans certains cas. Cependant, ces murs (comme vu au §2.6.3.2) ont aussi contribué à l'augmentation de la rigidité transversale des portiques externes en raidissant, du fait de leur présence, certaines mailles de ces portiques. De ce fait, l'ajout de ces murs a conduit à des problèmes de résistance locale au niveau de certaines poutres mais n'a pas mis en péril la stabilité globale des portiques externes.

2.7.3.2 Portiques intermédiaires et du milieu

En phase de construction, sur base des hypothèses relevées au §2.6.3.1.1.2, ces portiques ont pu satisfaire tous les critères de vérification aux ELU et aux ELS.

Pour les phases de fonctionnement en configurations initiale et actuelle, les analyses et vérifications de ces portiques sont réduites aux analyses et vérifications de leur portion se trouvant du côté véranda du fait qu'ils se trouvent dans le même plan que les murs de cloisonnement en béton (servant de noyau central du bâtiment et reprenant la majeure partie de charges).

Comme pour les portiques externes, la présence des murs sur les poutres de la véranda, en configuration actuelle, engendre un surplus de charges qui conduit à la ruine des poutres (Figure 2.53). Cependant, cette portion de portique garde, néanmoins, une certaine stabilité, quoique très limitée, face aux combinaisons de charges en configuration actuelle. Il convient aussi de noter que ces murs ont aussi un effet bénéfique en ce qui concerne le soulagement des poteaux du rez-de-chaussée dans la reprise des charges de planchers de l'étage et dans leur stabilisation transversale (les murs contribuent à empêcher le flambement des poteaux de portions des portiques intermédiaires - la stabilité de ces poteaux en configuration actuelle serait justifiée malgré l'augmentation des charges).



Figure 2.53: Photo montrant l'ajout des certains éléments sous les poutres UPN 180 pour reprendre les poids des murs ajoutés (source : mission septembre 2021).

2.7.4 Assemblages

Les vérifications effectuées sur les assemblages des éléments porteurs du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu ont été satisfaisantes au niveau des pieds de poteaux. Les valeurs des efforts internes extremum [configuration initiale : N_{Ed} = 85,81 kN (combinaison 6) ; configuration actuelle : N_{Ed} = 181,14 kN pour la portion des portiques intermédiaires (combinaison 6) et N_{Ed} = 194,75 kN pour les portiques externes - portique 5/combinaison 7] sollicitant ces assemblages sont très faibles par rapport à leurs valeurs de résistance (résistance de calcul du pied de poteau en compression N_{Rd} = 337,695 kN et résistance en compression du poteau IPN 120 $N_{c,\,Rd} = N_{pl,Rd}$ = 333,7 kN). Sur terrain, on peut remarquer que ces liaisons restent encore intactes (sauf aux endroits où la présence des éléments ajoutés constitue des pièges à eau ou à poussières). Pour les assemblages poutre - poteau au niveau des planchers, les résultats trouvés (cf. annexe A) ont montré que la valeur minimale de la résistance au cisaillement V_{Rd} = 77,458 kN est supérieure aux efforts tranchants maximaux V_{Ed} = 16,77 kN (en configuration initiale) et V_{Ed} = 64,45 kN (en configuration actuelle) sollicitant les poutres de planchers. Cependant, il convient de rappeler que les analyses effectuées sur les éléments de structure n'ont pas pris en compte l'influence de la rigidité réelle des assemblages entre poutres et poteaux. Cet aspect, abordé à l'annexe D et au chapitre 4, permet de montrer l'apport des assemblages sur la stabilisation structurale du bâtiment étudié.

2.8 Manquements structuraux

2.8.1 Tôles ondulées galvanisées

Comme on peut le voir à la Figure 2.54 ci-dessous ainsi qu'à la Figure 1.18 du chapitre 1, les tôles ondulées galvanisées des bâtiments de Mbanza-Ngungu construits sont affectées par la corrosion créant des trous au niveau des crochets de liaison pannes - tôles. Ces trous favorisent l'infiltration des eaux de pluie et, avec des cycles d'humidification et de séchage, entraînent la corrosion des éléments porteurs de la toiture (pannes et membrures des fermes). Il conviendra donc de remplacer ces tôles, comme précisé au chapitre 4 étudiant les solutions de réhabilitation du bâtiment.



Figure 2.54 : Vue de la détérioration des tôles au bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

2.8.2 Pannes IPN 120

A la Figure 2.55 ci-dessous, les pannes isostatiques (pannes P_{I1}) et hyperstatiques qui ne satisfont plus aux critères de vérification aux ELU et ELS (cf. §2.7.1 et §A.2.1.4), pour les combinaisons de charges en configuration actuelle sont identifiées (pannes encadrées en noir sur la Figure 2.55). Les solutions de réparation de ces pannes sont présentées au §4.3.1 du chapitre 4.

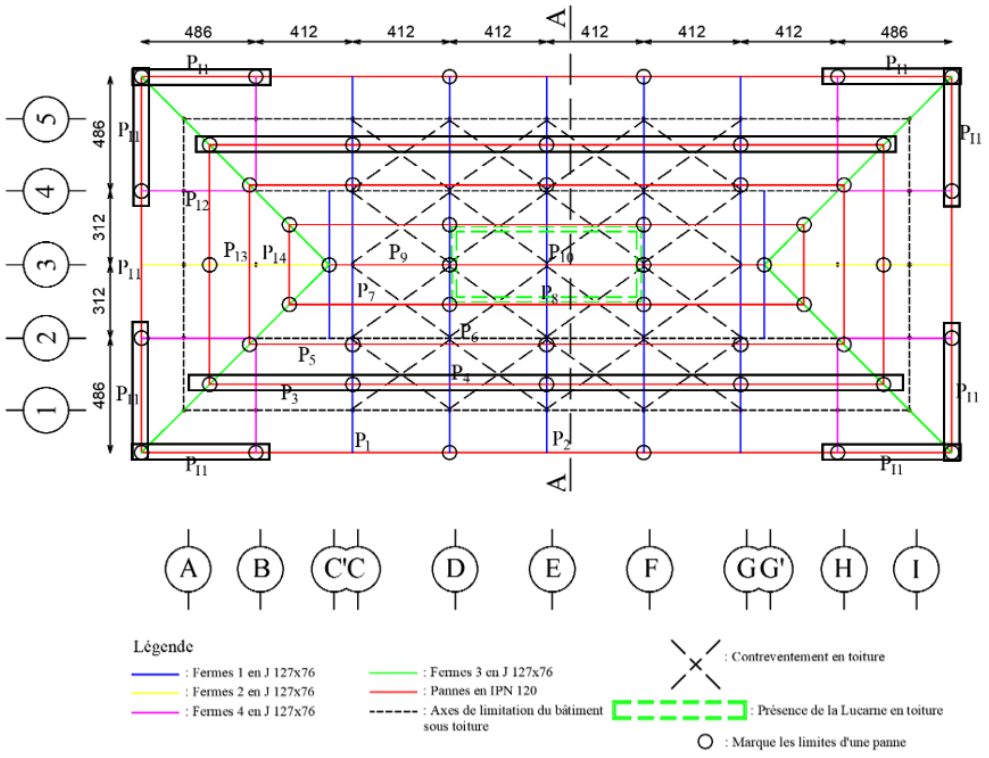


Figure 2.55: Repérage des pannes ou files de pannes les plus critiques

2.8.3 Poutres des portiques

Comme mentionné au §2.7.3 ci-dessus, les poutres des portiques, sur lesquelles les murs ont été ajoutés au niveau de la véranda, travaillent au-delà de leur capacité portante. Pour les autres poutres, en revanche, leurs taux de chargement aux ELU et de déformation aux ELS sont satisfaisants.

2.8.4 Poteaux des portiques

En configuration actuelle, avec l'effet diaphragme qu'apporte le plancher en béton armé au rez-de-chaussée et celui en bois au niveau de l'étage et en tenant compte de l'apport des éléments de la toiture, les poteaux des portiques satisfont pleinement les critères de résistance et de stabilité à l'exception du poteau externe le plus sollicité des portiques intermédiaires (cf. Figure 2.48 - Tableau B.11 de l'annexe B - avec comme taux de chargement : 105% au niveau de l'étage et de 112% au niveau du rez-de-chaussée) pour la combinaison 6 du Tableau 2.7 du fait de l'ajout des murs. Il conviendra donc de se préoccuper de ce poteau au chapitre 4.

2.9 Conclusions

Ce chapitre sur l'étude structurale du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu, sous ses différentes configurations, a permis, au travers d'hypothèses de modélisation justifiées, de comprendre le comportement réel de ce bâtiment et de déceler les différentes failles devant aider à la proposition de solutions de réparation (non seulement pour ce bâtiment mais aussi pour le reste de bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu, construits par les Grandes Chaudronneries de l'Escaut, répondant au même système constructif).

Les développements effectués ci-dessus ont montré que l'élément principal de stabilisation de la structure de ce bâtiment est l'ensemble des murs en béton placés à la partie intérieure du bâtiment qui jouent le rôle de noyau central. Outre la présence de ces murs, il est aussi montré que certaines astuces ingénieuses de concepteurs de ces bâtis ont permis de stabiliser quelques éléments porteurs. Parmi ces astuces, on peut citer l'influence des jarrets sur les parties en porte-à-faux des membrures, l'effet diaphragme apporté par les plancher en béton et en bois, la prise en compte de la somme des rigidités de membrures aboutissant en un point de la toiture, l'influence des cadres en métal déployé sur la rigidité des assemblages de poutres supérieures de portiques externes, la restreinte flexionnelle apportée par la structure des brise-soleil ainsi que les garde-corps, etc.

Ce bâtiment ayant, par la suite, subi des modifications fonctionnelles dans le temps, il est démontré, en configuration actuelle, que l'ajout de murs en maçonnerie au niveau des poutres de la véranda, non dimensionnées à cet effet, a négativement impacté la résistance locale de ces poutres mais n'a, cependant, pas compromis la stabilité globale de la structure.

Aussi, il est important de mentionner l'importante influence qu'ont les éléments d'assemblage sur le comportement global de la structure. les vérifications de ces éléments avec les normes actuelles ont montré que ces assemblages sont d'un grand apport à la stabilité du bâtiment étudié et la prise en compte de l'influence de leur rigidité constituerait un atout dans la proposition future de solutions de réparation de ce bâtiment.

Ainsi, ce chapitre constituant le noyau de cette thèse, l'étape suivante sera d'évaluer l'état de dégradation (la corrosion) des éléments porteurs en acier (cf. chapitre 3). Des résultats de ces évaluations, les vérifications de la structure seront refaites pour connaitre le taux de chargement théorique des éléments porteurs corrodés à ce jour.

Quelques propositions de modification de l'usage de ce bâtiment sont données au chapitre 4 où il est aussi pris en compte la rigidité réelle des assemblages de cette structure. L'objectif étant de conserver le mieux possible toutes les anciennes composantes de ce bâtiment qui en font un patrimoine, le renforcement de ce bâtiment consistera, avant tout, à exploiter la capacité ultime de toutes ces composantes.

Chapitre 3 : Problème pathologique et de modification de la structure au cours du temps

3.1 Introduction

La protection des bâtiments historiques a pour objectif une préservation pérenne. La conservation du patrimoine est d'une importance majeure pour un pays, une région, une ville ou un quartier dans le sens qu'il permet à une société de s'identifier à son histoire au travers de témoignages historiques tangibles et de créer ainsi son identité sociale (groupe remmers s. d.). De nos jours, cette activité représente un marché considérable dans le secteur de la construction. L'OCDE (Organisation de Coopération et de Développement Economiques) a estimé que, pour assurer la maintenance, la protection et la réparation du patrimoine bâti, un budget annuel variant de 0,5 à 2% de sa valeur de reconstruction devrait y être consacré (Courard 2009).

Les matériaux de construction, subissant les épreuves du temps, finissent par se détériorer sous les effets de sollicitations physiques, mécaniques et chimiques (Degeimbre 2003) liées au milieu, à la nature, à l'époque, à leur utilisation, à la conception ainsi qu'à la réalisation des ouvrages. Les éléments métalliques n'échappent pas à ce constat. Or, les structures composées de tels éléments font généralement partie d'un patrimoine technique et scientifique qu'il convient de gérer de façon adéquate. Il est donc nécessaire de faire des études poussées afin d'identifier l'état de ces ouvrages et de définir les mesures requises en vue de les maintenir, entretenir, réparer, restaurer, voir renforcer dans la perspective de leur conservation.

Construits il y a plus d'une centaine d'année, les bâtiments à ossature en acier de la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut au Kongo-Central (GCE), et plus précisément ceux de la ville de Mbanza-Ngungu en R.D.Congo, présentent un état d'endommagement avancé (notamment au niveau des éléments porteurs métalliques) lié non seulement aux conditions climatiques de la zone (zone tropicale humide), mais aussi à celles d'exploitation (manque d'entretien et augmentation des sollicitations par rapport à celles initialement prévues). Une étude approfondie de ces différentes pathologies s'avère donc nécessaire en vue de proposer des solutions efficaces permettant de les conserver comme patrimoine bâti de la R.D.Congo.

Ces pathologies se manifestent de différentes manières, dont notamment des dégradations importantes dues à l'apparition de corrosion au niveau des éléments porteurs en acier entrainant l'endommagement de certaines pièces métalliques, voire la rupture de certains éléments porteurs et de pièces d'assemblages.

L'objectif du présent chapitre est donc d'analyser l'effet de la corrosion sur le comportement mécanique des éléments porteurs en acier du palais de justice de Mbanza-Ngungu sélectionné comme cas d'étude et d'identifier les différents mécanismes de ruine locaux ou globaux pouvant apparaître afin de proposer, au chapitre 4, des solutions de protection et de réparation des éléments porteurs corrodés. Les éléments porteurs du palais de justice étant communs avec l'ensemble des bâtiments produits par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de

l'Escaut, les solutions proposées pour ce cas d'étude pourront facilement être étendues à l'ensemble de ces bâtiments.

Ce chapitre se structure donc de la manière suivante :

Le §3.2 met l'accent sur le phénomène de corrosion comme pathologie qui affecte considérablement les éléments porteurs en acier des bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu construits par les Grandes Chaudronneries de l'Escaut.

Au §3.3, un état de l'art sur la corrosion des éléments en acier est établi. Les mécanismes de corrosion, les formes de corrosion, les milieux et facteurs influençant la corrosion, la classification de la corrosivité atmosphérique ainsi que la méthode de prédiction de l'attaque par corrosion y sont décrits, aspects indispensables afin d'aborder l'étude de l'influence de la corrosion sur le comportement structural des éléments en acier du bâtiment étudié.

Au §3.4, une étude complète du comportement dans le temps des éléments porteurs en acier du bâtiment de référence est réalisée. Il s'agit du paragraphe principal du présent chapitre. Grâce à cette étude, le degré de détérioration des différents éléments porteurs sera estimé avec, pour perspective, de proposer de solutions de remise en état de ces éléments structuraux. En particulier, l'influence de la corrosion sur les taux de chargement (capacités portantes) des éléments porteurs en acier sera analysée.

La conclusion sur l'ensemble des études réalisées dans ce chapitre est établie au §3.5. Ce paragraphe présente également les perspectives du prochain chapitre concernant les solutions de réhabilitation du bâtiment étudié.

3.2 Description des pathologies observées

Comme mentionné dans l'introduction, les anciens bâtiments à ossature en acier de la ville de Mbanza-Ngungu au Kongo-Central en R.D.Congo se trouvent actuellement dans un état avancé de détérioration, ce qui peut représenter un risque pour la population locale qui exploite et/ou habite ces bâtiments. De plus, une ruine totale ou partielle de ces bâtiments constituerait une perte non seulement en termes de logement pour cette population, mais aussi en termes d'héritage culturel - ces bâtiments constituant un héritage colonial et un symbole de l'histoire commune entre la Belgique et la R.D.Congo. En concertation avec des acteurs locaux (les responsables administratifs de la ville de Mbanza-Ngungu, le procureur de la république au tribunal de grande instance de la ville de Mbanza-Ngungu, la faculté d'architecture de l'Université Kongo, …), il apparait comme judicieux d'envisager leur réhabilitation en vue de leur conservation et pérennisation. Or, comme en médecine, pensez à la réhabilitation (traitement) demande à poser un diagnostic sur l'état actuel de ces bâtiments en identifiant les différentes pathologies les affectant. Ce qui nous amène donc à l'étude des pathologies présentées dans ce chapitre. L'accent est principalement mis sur les pathologies liées aux dégradations par corrosion des éléments porteurs en acier de ces bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu.

Soumis à des atmosphères humides, à de la condensation, à des agressions chimiques, ou lorsqu'il est en contact avec le sol ou l'eau, l'acier, comme d'autres métaux, tend à s'oxyder et

à se corroder. La corrosion des aciers est un phénomène chimique ou électrochimique entrainant la formation d'oxyde (rouille). Dans le cas de l'acier ordinaire non protégé, cette rouille est une matière pulvérulente, poreuse et sans résistance mécanique facilitant la dégradation progressive à l'intérieur de la pièce (Landowski et Lemoine 2005).

Les éléments en acier affectés par de la corrosion voient progressivement leur section résistante s'amoindrir et ainsi leur résistance diminuer au fur et à mesure de la progression de la corrosion comme détaillé ultérieurement.

Ce phénomène de corrosion est largement observé sur les différents éléments porteurs des structures des bâtiments de Mbanza-Ngungu, certains présentant un état d'endommagement avancé, dû notamment au manque d'entretien et à l'altération de la protection anticorrosion, ayant probablement entrainé leur ruine. Ce phénomène est parfois accentué à certains endroits où apparaissent des écoulements d'eau non initialement prévu du fait de l'endommagement des éléments de toiture ou d'évacuation d'eau (Figure 3.1).



Figure 3.1: Déversement de pannes de la toiture après corrosion (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021)

De plus, de nombreux dégâts sont observés au niveau des assemblages, et en particulier des organes connecteurs tels que les rivets et/ou les boulons, certains ayant même disparu. Au vu des observations réalisées sur site, il est difficile, voire impossible, de relier directement la disparition de ces éléments au phénomène de corrosion mais il s'agit assurément d'une cause probable.

Enfin, des modifications importantes de l'affectation de certaines parties des bâtiments comme la réalisation d'annexes habitables sur l'espace initialement prévu pour la véranda sont observées. Ces modifications ont été réalisées via l'ajout de murs en maçonnerie ou en béton entrainant des surcharges locales sur certains éléments porteurs, non initialement prévus pour reprendre de telles charges. Ces surcharges en combinaison avec l'effet de la corrosion ont entrainé des dommages locaux pouvant aller jusqu'à la ruine de certains éléments porteurs comme illustré à la Figure 3.2.



Figure 3.2: Ruine de la poutre du plancher par suite de l'ajout du mur en maçonnerie et de l'effet de la corrosion (Mbanza-Ngungu, mission janvier-février 2020)

Le chapitre suivant sera dédié à l'étude détaillée du phénomène de corrosion des éléments en acier, suivi par une étude de l'effet de la corrosion sur la résistance des éléments porteurs des structures étudiées.

3.3 Corrosion des éléments en acier

3.3.1 Généralités et définition

L'acier, un des matériaux les plus consommés dans le secteur de la construction, intervient dans la réalisation d'ouvrages architecturaux et d'ouvrages d'art. Dans les bâtiments, il est utilisé pour former le squelette des bâtiments, armer le béton, habiller les façades et les toitures, servir dans le renforcement des fondations, etc. Cependant, la durabilité des ouvrages en acier est fortement influencée par la sensibilité de l'acier à la corrosion (Jaspart 2015), ce qui altère les performances des ouvrages, réduit leur durée de vie et entraine des conséquences économiques considérables (Steenhoudt 2006)

En construction métallique, la corrosion se définit comme une forme d'altération du métal, par action chimique ou électrochimique de son milieu environnant, conduisant à la formation de rouille, produit composé d'oxydes plus ou moins hydratés se formant sur le métal en présence d'oxygène et d'eau à température ordinaire (Bouillette 1983). La corrosion reflète la tendance qu'a un matériau à retourner dans son état naturel de plus grande stabilité (sous forme d'oxydes et d'hydroxydes) dans le minerai (Steenhoudt 2006).

3.3.2 Mécanismes de corrosion

Deux mécanismes principaux de corrosion des éléments métalliques sont à distinguer : la corrosion chimique et la corrosion électrochimique.

3.3.2.1 Corrosion chimique

L'Association Canadienne des Entrepreneurs en Couverture (ACEC) définit la corrosion chimique comme toute forme de corrosion qui se produit sans passage sensible de courant électrique d'induction à travers le métal. La réaction est relativement uniforme sur la surface entièrement exposée et une croûte ou un dépôt d'épaisseur égale se forme sur la surface.

Pour U.R. Evans, la corrosion chimique de l'acier consiste en un mécanisme d'oxydation[28] de fer (élément principal de l'acier) comportant deux stades (Evans 1952):

- ✓ En premier lieu, la présence de l'oxygène dissous et des ions H^+ ou protons favorise le développement de la corrosion selon les réactions d'oxydo-réduction suivantes (Steenhoudt, 2006) :
  - Oxydation du fer : $2\ Fe \leftrightarrow 2\ Fe^{2+} + 4e^-$ (1)
  - Réduction de l'oxygène : $O_2 + 2H_2O + 4e^- \leftrightarrow 4OH^-$ (2)
  - Réduction des ions H^+ : $4H^+ + 4e^- \leftrightarrow 2H_2$ (3)

  Ces réactions aboutissent à la formation d'hydroxyde ferreux $Fe(OH)_2$ sur la surface du métal.
- ✓ Ensuite vient l'oxydation de l'hydroxyde ferreux qui conduit à la formation des oxydes ferriques hydratés (ou hydroxyde ferrique) autrement appelés rouille à petite distance, là où l'oxygène est plus abondant dans la solution.

Lorsque l'hydroxyde ferreux $Fe(OH)_2$ est moins soluble que l'hydroxyde ferrique, un film se forme à la surface du métal. Et si, par chance, ce film a un pouvoir protecteur sur le métal sous-jacent, on dit alors dans ce cas que le métal est passivable et le film superficiel prend le nom de film passif (Hélie s. d.). Si, en revanche l'hydroxyde ferreux $Fe(OH)_2$ est beaucoup plus soluble que l'hydroxyde ferrique ($Fe_2O_3 + H_2O$), le film protecteur ne se forme pas à la surface du métal, et comme l'hydroxyde ferrique n'y adhère pas, son rôle protecteur est nul (Evans 1952).

L'oxygène joue un rôle essentiel dans beaucoup de phénomènes de corrosion et accélère la réaction de corrosion (par oxydation du fer) comme agent dépolarisant. On entre alors dans ce cas dans le domaine de la corrosion électrochimique (Boyé 1962) abordé au paragraphe suivant.

3.3.2.2 Corrosion électrochimique

En se basant sur les travaux de Jean-Pierre Bouillette (Bouillette 1983), la corrosion, comme phénomène électrochimique, est caractérisée par la formation de piles à la surface de l'acier, dans lesquelles une des électrodes, l'anode, se consomme au bénéfice de l'autre, la cathode, qui reste intacte. L'électrolyte est constitué par l'eau, plus ou moins conductrice et oxygénée (Bouillette 1983).

Contrairement à l'attaque chimique directe qui est uniforme sur la surface du métal, l'attaque électrochimique se manifeste de façon plus locale. Selon les circonstances, l'attaque

28 L'oxydation est une réaction chimique dans laquelle le produit considéré cède des électrons. L'oxydation du fer par le dioxygène de l'air forme l'hématite 4Fe + 3O2 →2Fe23+ + O32- (Ramondenc s. d.)

électrochimique peut être provoquée par la présence d'une galvanisation ou par une concentration des cellules (ACEC 1969).

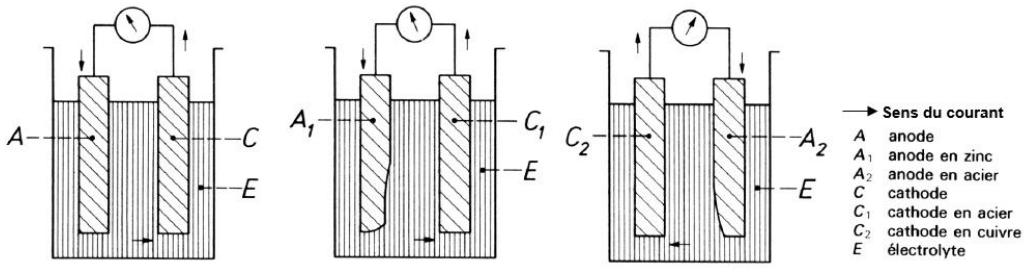


Figure 3.3 : Création de couples galvaniques (Bouillette 1983)

Pour l'acier, ces piles se forment dès qu'il y a hétérogénéité à sa surface et qu'il se crée des zones anodiques et des zones cathodiques. Ces piles se forment également lorsque l'acier est relié à un autre métal en présence d'un électrolyte (couples galvaniques - Figure 3.3) (Bouillette 1983), le métal, ayant le plus faible potentiel standard d'électrode par rapport à l'hydrogène dans l'échelle de Nernst[29], est attaqué, alors que l'autre est protégé (Hélie s. d.).

Ainsi, par rapport au nickel, au plomb, au cuivre et à l'argent, le fer et l'acier se comportent comme des anodes et se corrodent. Et par rapport au chrome, au zinc ou à l'aluminium, le fer et l'acier se comportent comme cathodes et sont protégés (Landowski et Lemoine 2005).

En résumé, à chaque fois que l'acier occupera une position anodique, il se corrodera, et sera en revanche protégé dans sa position cathodique (exemples : acier allié au chrome - acier inoxydable, les aciers protégés par galvanisation - couche de zinc sur la surface ou par anodes sacrificielles, …).

3.3.3 Formes de corrosion

Le plus souvent, la première manifestation de la corrosion est généralement d'ordre visuel. On constate le phénomène par sa localisation ou par la modification de l'aspect extérieure de l'objet qu'il affecte (Hélie s. d.).

Selon Jean-Paul Persy, il existe une douzaine de formes de corrosion, dont certaines résultent d'une conjonction de phénomènes (Persy 2019). Aussi, ces diverses formes de corrosion rencontrées ont souvent des noms liés à la manière dont elles se manifestent ou au mécanisme conduisant à la corrosion (Hélie s. d.).

Parmi ces différentes formes de corrosion, représentées à la Figure 3.4 ci-dessous, nous citons :

- ✓ La corrosion générale (généralisée ou uniforme) - Uniform corrosion
- ✓ La corrosion par piqûre - Pitting
- ✓ La corrosion galvanique - Galvanic corrosion
- ✓ La corrosion caverneuse ou par effet de crevasse - Crevice corrosion
- ✓ La corrosion-érosion - Erosion

29 Echelle de Nernst : Echelle qui classe les métaux selon leur tendance à passer en solution à 25°C - cf. Tableau 1 (M. Hélie, matériaux métalliques-phénomènes de corrosion).

- ✓ La corrosion-cavitation - Cavitation
- ✓ La corrosion intergranulaire - Intergranular
- ✓ La corrosion-frottement - Fretting
- ✓ La corrosion sous contrainte - Stress corrosion cracking
- ✓ La fatigue-corrosion - Corrosion fatigue
- ✓ etc.

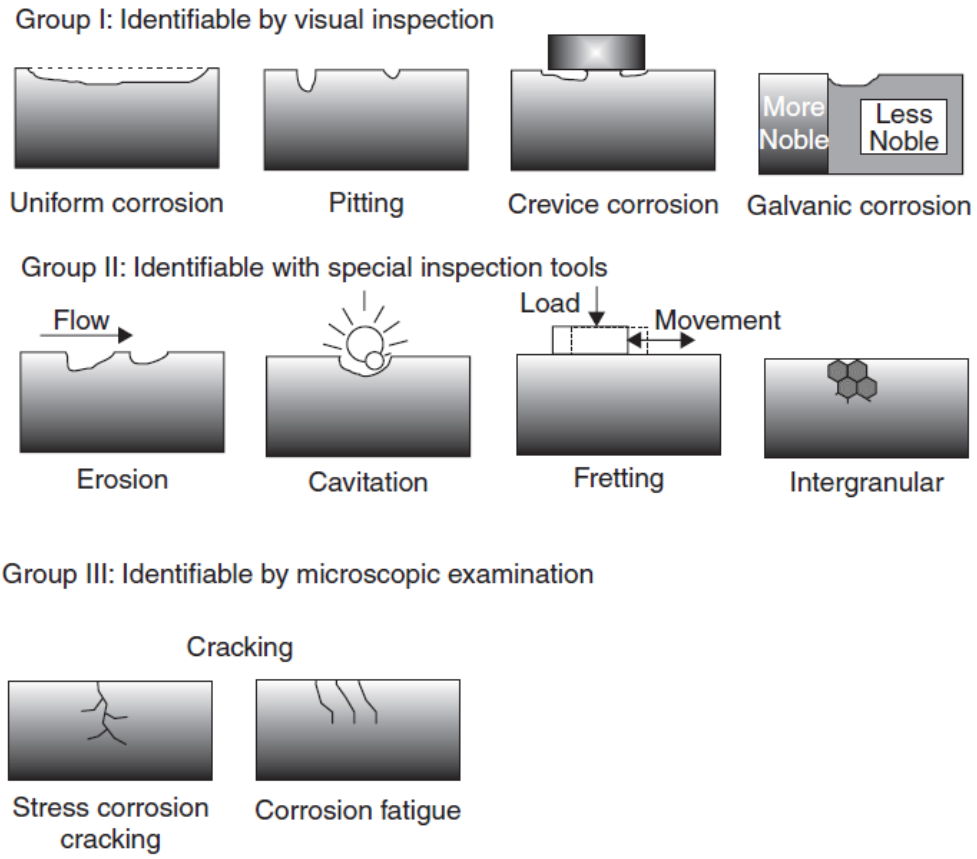


Figure 3.4 : Principales formes de corrosion (source : Roberge, 2008)

L'objectif de ce travail n'est pas de faire une étude complète de toutes les différentes formes de corrosion qui existent, ni de faire un recensement complet mais de plutôt étudier le comportement dans le temps des éléments porteurs en acier (des bâtiments de Mbanza-Ngungu) attaqués par la corrosion. Ainsi, ce travail se focalisera sur l'étude de la corrosion générale (identifiée par constat visuel comme celle affectant les éléments en acier des bâtiments étudiés) afin d'évaluer son influence sur l'évolution des résistances mécaniques, dans le temps, des éléments porteurs en acier de bâtiments de la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut dans la ville de Mbanza-Ngungu.

3.3.4 Corrosion générale ou uniforme

Ce phénomène de corrosion est caractérisé par une perte plus ou moins uniforme et régulière de la surface du métal corrodé (Roberge 2008). C'est la forme de corrosion la plus simple et la mieux connue (lorsque le matériau et le milieu sont bien déterminés - Figure 3.5) (Persy 2019).

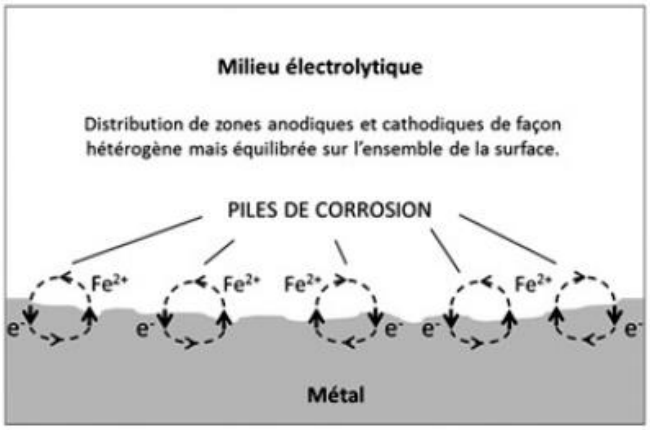


Figure 3.5 : Principe de la corrosion généralisée ou uniforme (exemple pour l'acier au carbone) (source: Persy, 2019)

L'ampleur de cette forme de corrosion est généralement bien estimée sur la base de l'expérience passée (Hilti 2015). La vitesse de corrosion est habituellement donnée en termes de perte de masse par unité de surface et par unité de temps ou en termes d'épaisseur du métal corrodé en micromètres par an (µm/an) (Hélie s. d.)

Ces deux grandeurs sont reliées par la masse volumique du matériau considéré (exemple pour les aciers : 1g/dm^2.an = 12 µm/an) (Hélie s. d.).

3.3.4.1 Milieux corrosifs

L'atmosphère, l'eau et les sols sont les milieux courants où se produit la corrosion des éléments métalliques. L'eau de mer et l'eau douce sont suffisamment chargées en sels pour être considérées comme des éléments actifs au niveau de piles de corrosion au contact de l'acier nu. L'eau de pluie et l'eau de condensation de l'humidité atmosphérique ne sont pas chargées de sels et leurs conductivités électriques sont faibles (Bouillette 1983).

Néanmoins, l'atmosphère reste le milieu influençant les diverses formes de corrosion des éléments porteurs en acier du bâtiment en étude, ce qui nous amène à parler de la corrosion atmosphérique dans la section suivante qui est l'un des cas de corrosion générale le plus fréquemment rencontré (Hélie s. d.).

3.3.4.2 Corrosion atmosphérique

La corrosion atmosphérique est une interaction électrochimique entre un métal et l'oxygène de l'atmosphère naturelle environnante, en présence d'un électrolyte mince (eau) résultant d'une adsorption ou d'une condensation cyclique. Elle est donc une corrosion de type électrochimique où l'électrolyte est le film d'eau adsorbé ou condensé (CEA 2008).

Selon P. Steenhoudt, les réactions électrochimiques conduisant à la corrosion de l'acier sont d'une grande complexité et dépendent de paramètres multiples du milieu environnant (Steenhoudt 2006). Selon Jean-Pierre Bouillette (Bouillette 1983), les facteurs intervenant dans le processus de corrosion atmosphérique sont les suivants :

- ✓ Les facteurs climatologiques : température, ensoleillement, vitesse et direction des vents, hauteur des précipitations et surtout humidité relative (HR) ;

- ✓ La nature et la teneur en agents agressifs de l'atmosphère (SO_2, CO_2, chlorures,…) qui la rendent plus ou moins polluée.

Le phénomène de corrosion atmosphérique dépend donc principalement de la présence de ces divers polluants dans l'air ambiant et du degré d'humidité (Hélie s. d.). Pour l'acier, la teneur en vapeur d'eau ou l'humidité relative de l'atmosphère est principalement à la base des phénomènes de corrosion atmosphérique (Cresson, Gudin, et Taché 1998). L'impact de ces différents facteurs sur le phénomène de corrosion sont explicités au paragraphe suivant.

3.3.4.3 Paramètres impliqués dans la corrosion atmosphérique des aciers

a. Degré d'humidité

On distingue l'humidité absolue (en g/m^3) représentant la masse d'eau contenue dans $1m^3$ d'air, et l'humidité relative qui représente, (en %), le rapport entre la pression partielle de vapeur d'eau et la pression de vapeur saturante (Hélie s. d.). C'est cette dernière notion qui est la plus utile pour prédire la condensation, c'est-à-dire la possibilité de créer un film d'électrolyte à la surface d'un métal (Sutter 2016). L'abaque de la Figure 3.6 ci-dessous est utilisée pour déterminer la valeur de l'humidité relative (HR) en fonction de la température du milieu et de la teneur en eau dans l'atmosphère.

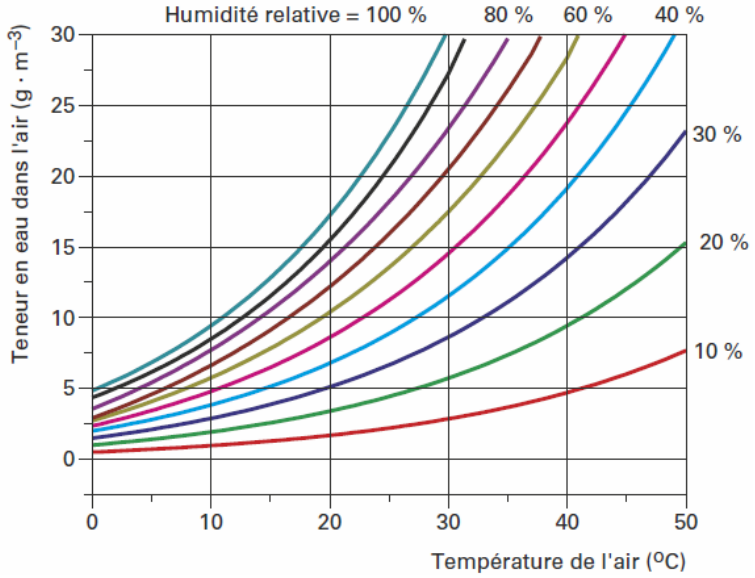


Figure 3.6 : Abaque de corrélation entre la teneur en eau de l'air, la température et le taux d'humidité relative (à partir des valeurs de référence) (source : Sutter, 2016)

L'humidité relative est donc le paramètre significatif pour la corrosion atmosphérique, car, si elle est élevée, un phénomène de condensation peut se développer, entrainant la formation d'un film d'eau fortement oxygéné à la surface de l'acier constituant ainsi une mince couche d'électrolytes (Steenhoudt 2006). En théorie, cette condensation se produit pour une humidité relative de 100% (Hélie s. d.) mais peut, sous certaines conditions (atmosphères normales contenant des agents polluants tels que le SO_2, les sels marins, la suie, autres particules, …), se manifester à la surface d'un métal pour des valeurs d'humidité relative excédant 70%. Si, en revanche, cette humidité relative est faible (inférieure à 60%), la vitesse de corrosion de l'acier

est négligeable (Steenhoudt 2006). La Figure 3.7 montre l'évolution de la corrosion de l'acier en fonction de l'humidité relative pour une atmosphère polluée par 0,01% de SO_2. Il y est constaté une augmentation de la masse corrodée pour des humidités relatives supérieures à 60%.

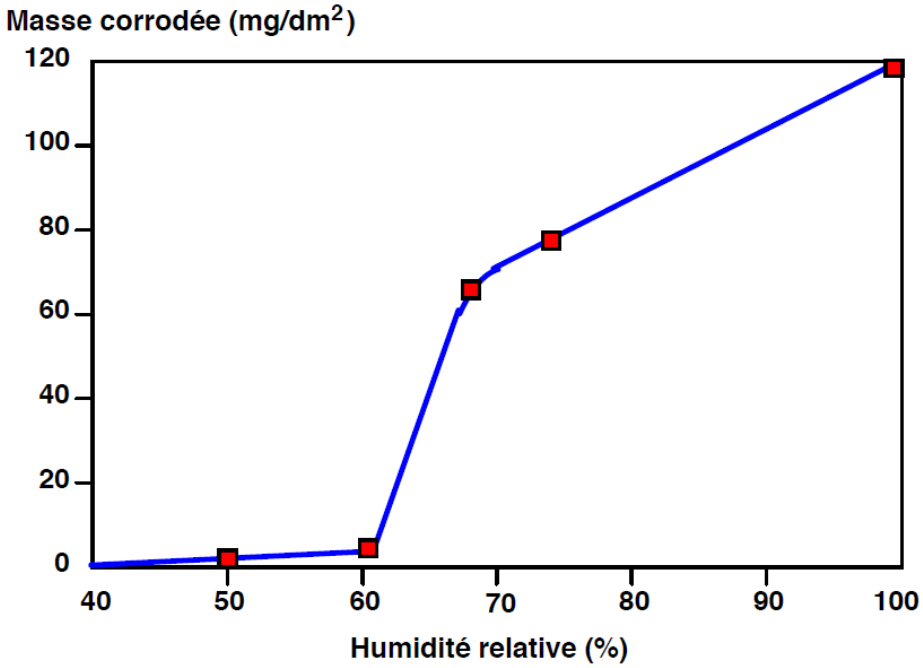


Figure 3.7 : Masse d'acier corrodée en fonction de l'humidité relative, essais de 55 jours en présence de 0,01% SO_2 (d'après W.H. Vernon) (source : Hélie, s. d.)

b. Autres agents corrosifs

Parmi les agents agressifs de l'atmosphère intervenant dans le processus de corrosion atmosphérique des aciers, nous pouvons citer :

✓ Le dioxyde de soufre ou anhydride sulfureux (SO_2)

Issu de la combustion des énergies fossiles, le SO_2 est responsable des pluies acides : il se transforme en acide sulfureux H_2SO_3 en réagissant avec l'eau ou en acide sulfurique H_2SO_4 en réagissant avec l'eau oxygénée, éminemment corrosifs (Souchu 2010). Les prévisions de la vitesse de corrosion, dans un milieu bien déterminé, doivent tenir compte de la teneur annuelle en SO_2 dans l'atmosphère, mais aussi de la pollution locale pouvant provenir, par exemple, de la cheminée d'un bâtiment à proximité, dégageant du SO_2 (Sereda 1975)

✓ Les ions chlorures (Cl^-)

La présence de chlorure augmente la vitesse des réactions électrochimiques par augmentation de la conductivité de l'électrolyte aqueux. Les chlorures métalliques présents à la surface d'un matériau favorisent les phénomènes de condensation. En outre, s'il s'agit d'un métal passivable, tel que l'acier inoxydable, une forte concentration en ions chlorure réduit l'aptitude de la surface à se passiver (Sutter 2016). L'impact des chlorures sur la corrosion est surtout à considérer dans les régions proches de la côte. En effet, à ces endroits, la concentration en chlorures dans l'air est d'environ 100 µg/m^3 alors qu'en zone urbaine ou industrielle, elle est de l'ordre de 10 à 30 µg/m^3 (Steenhoudt 2006).

- ✓ Les particules solides en suspension

Ici, il faut citer : « les poussières provenant de l'érosion des sols et des roches, les particules végétales en zone rurale, la suie et les particules d'oxydes minéraux en zone industrielle, les cendres volantes, les poussières provenant des ouvrages de construction, … ». Ces particules, déposées sur les surfaces des éléments en acier de façon naturelle ou anthropique, peuvent favoriser l'accélération du processus de corrosion différentielle aux zones de contact ou fournir des électrolytes hygroscopiques qui participeront, de manière directe, aux réactions de corrosion (Steenhoudt 2006).

- ✓ Les autres polluants gazeux

Hormis le dioxyde de soufre, qui est considéré comme le gaz le plus corrosif, il existe d'autres polluants gazeux primaires tels que les oxydes d'azote (NOx), CO, composés organiques volatils ou COV. Bien qu'étant considérés comme exerçant une faible influence sur la corrosion atmosphérique des structures métalliques (Sutter 2016), la combinaison des COV et des NOx, sous l'effet du rayonnement solaire (rayons UV) conduit à la formation d'ozone qui, bien qu'étant classée comme polluant secondaire, a un pouvoir oxydant qui le rend, à concentration égale, aussi agressif que le dioxyde de soufre sur les éléments en acier (Béranger et Mazille 2002).

Aux différents paramètres évoqués ci-dessus s'ajoutent la température, les précipitations, l'intensité et la durée de l'insolation, la direction des vents, la ventilation des bâtiments, etc., qui sont considérés comme les facteurs intervenant dans le processus de la corrosion atmosphérique des éléments métalliques.

3.3.4.4 Classification de la corrosivité des atmosphères

La norme ISO 9223 (ISO 9223 2012) propose différents critères de caractérisation de corrosivité des atmosphères, évaluée en fonction des facteurs atmosphériques jouant le rôle le plus significatif en matière de corrosion des métaux et alliages (durée d'exposition pour une humidité relative τ supérieure à 80 % et une température supérieure à 0°C, teneur P en dioxyde de soufre, et teneur S en ions chlorures Cl^-), et permettant de définir les classes de corrosivité sur base des vitesses de corrosion relevées après une année sur des métaux de référence (acier au carbone, zinc, cuivre, aluminium). Le Tableau 3.1 ci-dessous donne, pour chaque classe de corrosivité, les valeurs numériques des vitesses de corrosion de l'acier relevées après une année pour des environnements types définis selon la norme EN 12500 (Knotkova et Kreislova 2007)

Note : comme dit au §3.3.4, la vitesse de corrosion est généralement donnée en termes de perte de masse par unité de surface et par unité de temps ($g/(m^2. an)$) ou en termes d'épaisseur du métal corrodé en micromètres par an (µm/an). C'est cette dernière qui sera exploitée lors de l'analyse des effets de la corrosion sur les profilés en acier étudiés dans ce chapitre.

Tableau 3.1 : catégorie de corrosivité atmosphérique et exemples d'environnements types (sources : Persy, 2019; Steenhoudt, 2006)

Catégorie de corrosivité		Vitesse de corrosion de l'acier		Exemples d'environnements types	
Classe de corrosivité	Corrosivité	g / (m^2. an)	µm/an	Intérieur	Extérieur
C1	Très faible	$r_{corr} \leq 10$	$r_{corr} \leq 1,3$	Bâtiments chauffés à atmosphère propre, par exemple bureaux, magasins, écoles, hôtels	Zone sèche ou froide, environnement atmosphérique très faiblement pollué et très peu humide (certains déserts, centre de l'Antarctique, …)
C2	Faible	$10 < r_{corr} \leq 200$	$1,3 < r_{corr} \leq 25$	Bâtiments non chauffés. Faible risque de condensation et peu de pollution (stockage, salles de sports, …)	Zone tempérée, atmosphère faiblement polluée ($SO_2 < 12$ µg/m^3) (régions rurales, petites villes, …) Zone sèche ou froide, environnement atmosphérique peu humide (déserts, régions subarctiques, …)
C3	Moyenne	$200 < r_{corr} \leq 400$	$25 < r_{corr} \leq 50$	Volumes à fréquence modérée de condensation et pollution modérée due à un procédé de fabrication (usines agroalimentaires, laveries, brasseries, laiteries, …)	Zone tempérée, environnement atmosphérique moyennement pollué (SO_2 :12 à 40 µg/m^3) ou moyennement affecté par les chlorures (régions urbaines, régions côtières à faible dépôt de chlorures, …) Zone tropicale, atmosphère faiblement polluée
C4	Forte	$400 < r_{corr} \leq 650$	$50 < r_{corr} \leq 80$	Volumes à fréquence élevée de condensation et à forte pollution due à un procédé de fabrication (usines, piscines, …)	Zone tempérée, environnement atmosphérique fortement pollué (SO_2 : 40 à 80 µg/m^3) ou substantiellement affecté par les chlorures (régions urbaines polluées, régions industrielles, régions côtières sans embruns salins, régions fortement affectées par les sels de déverglaçage, …) Zone tropicale, atmosphère moyennement polluée
C5	Très forte	$650 < r_{corr} \leq 1500$	$80 < r_{corr} \leq 200$	Volumes où la condensation est quasi permanente et/ou la pollution due à un procédé de fabrication est très élevée (mines, grottes pour installations industrielles, hangars non ventilés en région tropicale humide, …)	Zone tempérée, environnement atmosphérique très fortement pollué (SO_2 : 80 à 250 µg/m^3) et/ou très fortement affecté par les chlorures (régions industrielles, régions côtières, atmosphères marines avec embruns salins, …) Zone tropicale, atmosphère fortement polluée et/ou affecté par les chlorures
CX	Extrême	$1500 < r_{corr} \leq 5500$	$200 < r_{corr} \leq 700$	Zones industrielles avec une humidité extrême et une atmosphère agressive	Zones maritimes à salinité élevée, zones industrielles avec une humidité extrême et une atmosphère agressive, et atmosphères tropicales et subtropicales

3.3.5 Prédiction de l'attaque par corrosion des éléments en acier[30]

Conformément à la norme ISO 9224 (ISO 9224 2012), la vitesse de corrosion des métaux et alliages exposés aux atmosphères naturelles extérieures ne reste pas constante avec le temps d'exposition. Pour la plupart des métaux et alliages, cette vitesse diminue avec le temps d'exposition en raison de l'accumulation de produits de corrosion à la surface du métal exposé. On observe généralement que l'attaque des métaux et alliages industriels évolue linéairement lorsque le dommage total en fonction du temps d'exposition est reporté sur un système de coordonnées logarithmique. Cette relation indique que l'attaque totale " D " exprimée en g/(m^2. an) ou en µm/an, peut être déterminée par les formules suivantes :

$D = r_{corr} . t^b$ pour $t \leq 20$ ans

$D = r_{corr} . [20^b + b (20^{b-1}) (t-20)]$ pour $t > 20$ ans

Avec :

- t : le temps d'exposition exprimé en année
- r_{corr} : la vitesse de corrosion à la première année exprimée en micromètres par an conformément au Tableau 3.1 ci-dessus (voir normes ISO 9223 et EN12500).
- b : l'exposant du temps spécifique à la relation métal - environnement et habituellement inférieur à 1.

Détermination de l'exposant "b"

Lorsqu'il existe des données relatives à la perte de métal à long terme, la norme demande d'utiliser la valeur de "b" issue de ces données. En revanche, lorsque la composition détaillée du métal n'est pas connue, ce qui est le cas pour ce travail de thèse, la valeur de "b" (B1 ou B2) est choisie au Tableau 3.2 ci-dessous donnant les valeurs "b" relatives au métal ou à l'alliage concerné.

Tableau 3.2 : Valeurs de "b" pour la prédiction et l'estimation de l'attaque par corrosion (source : ISO 9224, 2012)

Métal	B1	B2
Acier au carbone	0,523	0,575
Zinc	0,813	0,873
Cuivre	0,667	0,726
Aluminium	0,728	0,807

Note : B1 et B2 sont les valeurs généralisées de "b" supposées ou calculées à partir du programme ISO CORRAG comme mentionné dans la norme ISO 9224. Lorsqu'il s'avère nécessaire d'estimer une limite supérieure prudente de l'attaque par corrosion après une exposition prolongée, la norme conseille d'augmenter la valeur de "b" pour tenir compte des incertitudes des données en ajoutant deux fois l'écarts-type à la valeur moyenne (B1) afin

[30] Voir aussi l'article : "Technical Study of Kongo-Central Colonial Steel Houses Belonging to the DRC Patrimony" publié le 14 septembre 2022 (https://doi.org/10.1002/cepa.1852) (Mpemba Nkole Kabongo, Jaspart, et Demonceau 2022)

d'obtenir une valeur (B2) ayant un niveau de confiance supérieur de 95 %. Pour l'acier au carbone constituant les éléments porteurs étudiés, l'écart-type est de 0,026.

3.3.6 Conclusions

De ce qui vient d'être dit ci-haut, il convient, en configuration actuelle et pour des raisons évoquées au §3.4.2 ci-dessous, de classer les bâtiments en étude dans la classe de corrosivité C4 du fait qu'ils se trouvent dans une zone tropicale à atmosphère moyennement polluée. Comme il est dit au §2.3.2 du chapitre 2, ce bâtiment a été construit en 1906 et totalise 120 ans en 2026. Ce travail va donc considérer cet âge de 120 ans comme le temps « t » d'exposition des éléments porteurs de ce bâtiment à la corrosion atmosphérique. Il est aussi vu aux chapitres précédents que ces éléments porteurs sont en acier doux ou acier au carbone, l'estimation de l'attaque par corrosion tiendra donc compte des paramètres de l'étude liés à ce métal. Une étude paramétrique en considérant différentes vitesses de corrosion est réalisée au §3.4.2.1.

3.4 Etude du comportement dans le temps des éléments porteurs du cas d'étude



Figure 3.8 : Palais de Justice de Mbanza-Ngungu (Ancien hôtel ABC de Thysville) (Mission janvier/février 2020)

la corrosion attaque la surface des sections de poutre en acier, modifiant ainsi les propriétés géométriques de celles-ci et donc leur capacité portante. Sur base des concepts présentés ci-dessus, l'influence de la corrosion atmosphérique sur les propriétés géométriques et mécaniques des éléments porteurs en acier des structures des bâtiments construits à Mbanza-Ngungu par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut au début au XX^{e} siècle sera étudiée. Au chapitre précédent, une étude complète du comportement structural du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Figure 3.8) sélectionné comme cas d'étude est présentée. Le présent chapitre repart de ce cas d'étude en analysant l'effet dans le temps de la corrosion sur les éléments porteurs de cette structure, sachant que les conclusions obtenues dans ce chapitre

peuvent être facilement étendue aux autres structures qui présentent les mêmes éléments porteurs.

Ce paragraphe est scindé en deux parties ; la première, intitulé : « Propriétés géométriques des profilés idéalisés pour l'étude de la corrosion », présente la démarche d'idéalisation des sections transversales de profilés en acier utilisés dans le bâtiment étudié de manière à adopter des sections facilitant le calcul des caractéristiques géométriques de ces profilés en configuration corrodée. La deuxième partie traite de l'évolution proprement dite des propriétés géométriques ainsi que du comportement mécanique, dans la structure du bâtiment étudié, de ces profilés idéalisés sous corrosion.

Plus précisément, les profilés laminés étudiés dans ce travail sont :

- les poteaux et pannes : IPN 120 ;
- les arbalétriers ou membrures de fermes : J 127x76 ;
- les poutres de rive des planchers : UPN 180 ;
- les poutres intermédiaires des planchers : IPN 180.

Note : Cette étude d'évolution de la corrosion ne tient pas compte de la couche de protection initiale.

3.4.1 Propriétés géométriques des profilés idéalisés pour l'étude de la corrosion

Pour analyser le comportement dans le temps de profilés laminés affectés par la corrosion, les sections des profilés à bords arrondis et congés de raccordement entre l'âme et les semelles sont remplacées par des sections de profilés idéalisées à bords droits sans congés de raccordement entre l'âme et les semelles (Figure 3.10 et Figure 3.13). Cette démarche, détaillée ci-dessous, est adoptée afin de permettre un calcul aisé des caractéristiques géométriques des profilés étudiés tout en gardant une précision adéquate sur les résultats obtenus.

3.4.1.1 Profilés double-T (IPN et J)

Les propriétés géométriques principales, illustrées à la Figure 3.9, sont fournies au Tableau 3.3 pour les différents profilés double-T rencontrés dans la structure de référence.

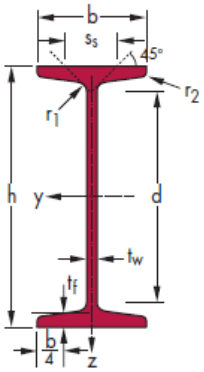


Figure 3.9 : Section transversale d'un profilé double-T avec ses propriétés géométriques (ArcelorMittal 2021)

Tableau 3.3 : Propriétés géométriques des profilés double-T de la structure de référence (source : ArcelorMittal 2021)

Profilés	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	d(mm)
IPN120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	92,4
IPN180	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4
J 127x76	127	76,2	5,6	9,6	9,4	4,7	87
Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	W_{ely}(cm^3)	W_{ply}(cm^3)	I_z(cm^4)	W_{elz}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)
IPN120	14,2	328	54,7	63,6	21,5	7,41	12,4
IPN180	27,9	1450	161	187	81,3	19,8	33,2
J 127x76	20,89	568	89,6	103	61,5	15,9	26,7

Comme mentionné ci-dessus, la géométrie réelle de la section transversale est remplacée par une section transversale idéalisée comme illustré à la Figure 3.10.

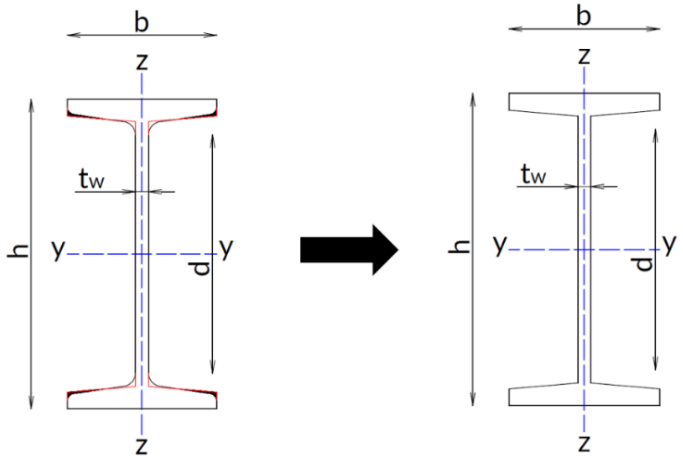


Figure 3.10 : Remplacement de la section des profilés double-T par une section idéalisée

Les paramètres permettant de déterminer les nouvelles caractéristiques géométriques de ce profilé de remplacement sont donnés à la Figure 3.11 ci-dessous.

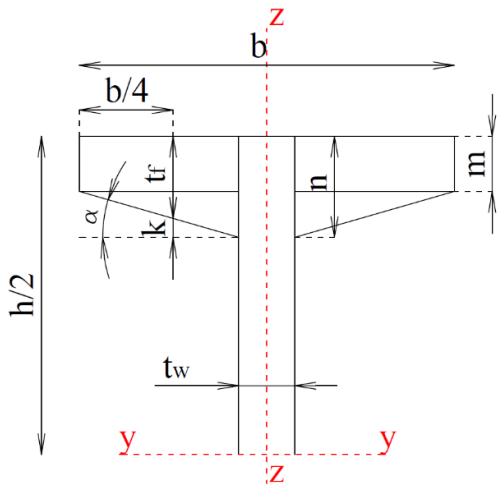


Figure 3.11 : Schéma de la demi-section du profilé double-T idéalisé utilisé pour la détermination des caractéristiques géométriques

La valeur du paramètre « n » de la Figure 3.11 est fixée comme étant égale à $n = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} - r_1$.
Ainsi, connaissant cette valeur, les autres propriétés géométriques représentées à la Figure 3.11 peuvent être déterminées :

- $k = n - t_f$
- $\tan\alpha = \frac{k}{\frac{b}{4} - \frac{t_w}{2}}$
- $m = n - \frac{(b - t_w)}{2} \tan\alpha$

Connaissant ces valeurs, les caractéristiques géométriques des profilés double -T idéalisés peuvent être déterminées ; celles-ci sont résumées au Tableau 3.4 ci-dessous. Il peut être observé que les propriétés ainsi obtenues sont très proches des valeurs des sections réelles reprises au Tableau 3.3.

Tableau 3.4 : Résumé des caractéristiques géométriques des profilés double-T idéalisés (ArcelorMittal 2021)

Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	W_{ely}(cm^3)	W_{ply}(cm^3)	I_z(cm^4)	W_{elz}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)
IPN 120	14,15	327,4	54,56	64,5	23,2	8	12,94
Ecarts (%)	0,35	0,18	0,26	-1,42	-7,91	-7,96	-4,35
IPN 180	27,81	1444,5	160,5	189,314	87,7	21,39	34,8
Ecarts (%)	0,32	0,38	0,31	-1,24	-7,87	-8,03	-4,82
J 127x76	20,51	558,6	87,97	103,4	65,3	17,14	27,22
Ecarts (%)	1,82	1,65	1,82	-0,39	-6,18	-7,80	-1,95

Ecarts (%) : différences, exprimées en %, entre les caractéristiques géométriques des profilés réels (Tableau 3.3) et les caractéristiques géométriques des profilés idéalisés. Les valeurs négatives signifient que les caractéristiques géométriques des profilés idéalisés sont plus grandes que les caractéristiques géométriques des profilés réels.

3.4.1.2 Profilés UPN

Comme pour les profilés double-T, les propriétés géométriques principales du profilé UPN (voir Figure 3.12) rencontré dans la structure de référence sont fournies au Tableau 3.5 ci-dessous :

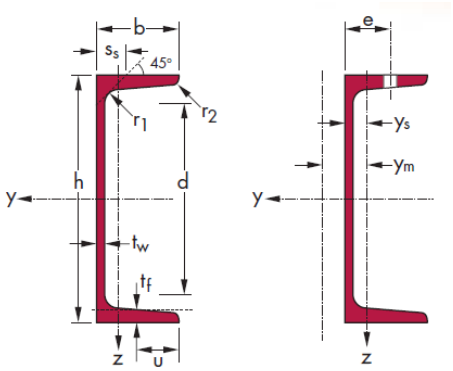


Figure 3.12 : Section transversale d'un profilé UPN avec ses propriétés géométriques (ArcelorMittal 2021)

Tableau 3.5 : Propriétés géométriques du profilé UPN

Profilés	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	y_s (mm)
UPN180	180	70	8	11	11	5,5	19,2
Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	$W_{el,y}$(cm^3)	$W_{pl,y}$(cm^3)	I_z(cm^4)	$W_{el,z}$(cm^3)	$W_{pl,z}$(cm^3)
UPN180	28	1350	150	179	114	22,4	42,9

La géométrie de la section transversale idéalisée remplaçant la section transversale initiale réelle est illustrée à la Figure 3.13 ci-dessous :

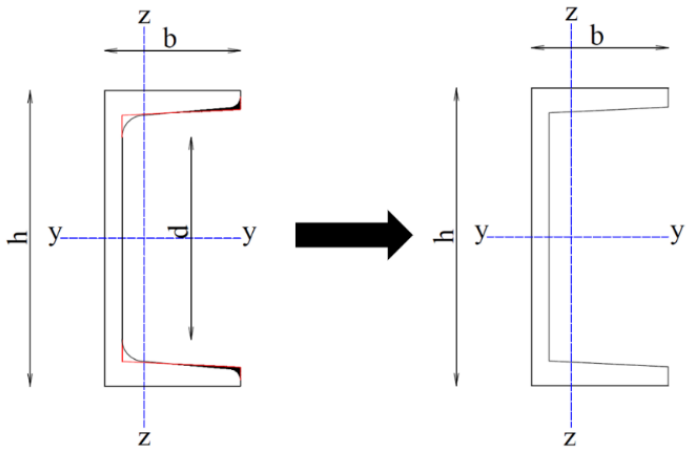


Figure 3.13 : Remplacement de la section du profilé laminé UPN par une section idéalisée

Le raisonnement étant le même que pour les profilés double-T, les propriétés géométriques des profilés U de remplacement, présentés à la Figure 3.14, sont donnés par les formules suivantes :

- $n = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} - r_1$
- $k = n - t_f$;
- $\tan\alpha = \frac{k}{\frac{b}{2} - t_w}$;
- $\tan\alpha = \frac{n - m}{b - t_w} \Rightarrow m = n - (b - t_w)\tan\alpha$

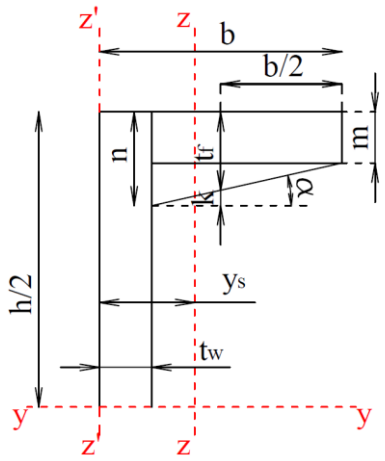


Figure 3.14 : Schéma de la demi-section du profilé U de remplacement aidant à la détermination de ses caractéristiques géométriques

Ainsi, les nouvelles caractéristiques géométriques du profilé UPN 180 sont données au Tableau 3.6 ci-dessous.

Tableau 3.6 : Résumé des nouvelles caractéristiques géométriques du profilé UPN 180

Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	W_{ely}(cm^3)	W_{ply}(cm^3)	I_z(cm^4)	$W_{el,\ y}$(cm^3)	W_{plz}(cm^3)	y_s (mm)
UPN 180	27,76	1346	149,54	177,82	120,3	24,09	46,23	20,05
Ecarts (%)	0,86	0,30	0,31	0,66	-5,53	-7,54	-7,76	-4,43

3.4.2 Effet de la corrosion sur la capacité portante des éléments structuraux

Les différentes étapes considérées pour l'évaluation de l'effet de la corrosion sur la capacité portante des éléments structuraux sont :

- ✓ Etape 1 : étude paramétrique des vitesses de corrosion à considérer et détermination des dimensions de la section corrodée au temps t ;
- ✓ Etape 2 : détermination des propriétés géométriques et des classes des sections transversales de profilés corrodés au temps t ;
- ✓ Etape 3 : prédiction des caractéristiques géométriques du profilé affecté par la corrosion après 120 ans (âge du bâtiment étudié en 2026 - cf. §3.3.6) ;
- ✓ Etape 4 : présentation des méthodes de détermination des valeurs résiduelles de résistance et des taux de chargement aux états limites ultimes (ELU) et de services (ELS) des éléments porteurs corrodés du bâtiment de référence ;
- ✓ Etape 5 : Applications des précédentes étapes aux éléments porteurs du bâtiment de référence afin d'en tirer les conclusions utiles en vue de la réhabilitation du bâtiment traitée dans le chapitre suivant.

3.4.2.1 Etape 1 : Etude paramétrique des vitesses de corrosion à considérer

Avant de parler de l'étude paramétrique des vitesses de corrosion à adopter, abordons tout d'abord la notion de l'évolution de la corrosion dans le temps (fonction de la vitesse de corrosion) pour les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié.

L'évolution de la corrosion en fonction du temps est déterminée sur base des expressions de l'attaque totale par corrosion " D " (voir §3.3.5). La Figure 3.15 illustre cette évolution dans le temps sur les profilés en acier en considérant qu'il s'agit d'une corrosion qui se développe de manière uniforme sur toute la section transversale du profilé. Ainsi, une valeur de D/2 (avec D/2 + D/2 = D) sera considérée comme étant l'épaisseur corrodée sur chacune des faces des profilés étudiés, au temps t, de manière à atteindre la valeur de l'attaque totale D qui est liée, selon la norme ISO 9224, non pas à la face de l'élément mais à son épaisseur totale.

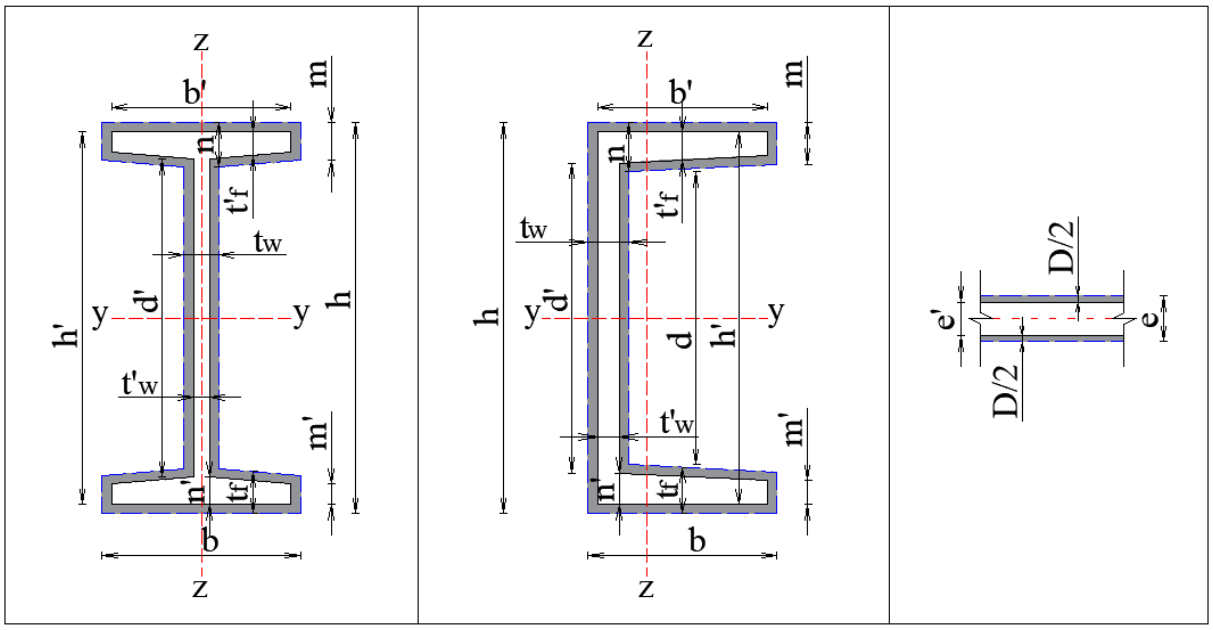


Figure 3.15 : Schéma illustrant la dégradation, en gris, des sections transversales des profilés double-T et U de remplacement

Cette étude s'étale sur une période de 150 ans (avec un intervalle de 10 ans) à compter de l'année de construction du bâtiment étudié (année 1906). Cette période est considérée afin de prédire l'état actuel de la structure (prédiction réalisée en considérant les valeurs à 120 ans) mais également d'avoir une estimation de l'évolution des propriétés dans les prochaines années de façon prospective.

La ville de Mbanza-Ngungu étant une ville en zone tropicale et à atmosphère moyennement polluée, la classe de corrosivité supposée est la classe C4 (cf. Tableau 3.1). A cette classe correspond une vitesse de corrosion (r_{corr}) théorique variant entre 50 et 80 µm/an. N'ayant pas la possibilité de prélever des échantillons afin de pouvoir mesurer les vitesses réelles de propagation de la corrosion sur les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié, il est donc impossible de connaitre la valeur exacte de la vitesse de corrosion à considérer. Pour contourner cette difficulté, une étude paramétrique considérant différentes vitesses de corrosion relatives aux classes de corrosivité C4 et C5 est réalisée, dans un premier temps. Ces différentes vitesses de corrosion influençant les dimensions géométriques des profilés étudiés dans ce travail, les résultats des évolutions dans le temps de ces dimensions permettront de retenir l'une ou l'autre vitesse de corrosion se rapprochant de l'état actuel, sur site, de ces profilés. De façon sécuritaire, quatre vitesses de corrosion comprises entre 80 et 200 µm/an sont considérées pour cette étude paramétrique : $r_{corr,1}$ = 80 µm/an, $r_{corr,2}$ = 120 µm/an, $r_{corr,3}$ = 160 µm/an et $r_{corr,4}$ = 200 µm/an. A la Figure 3.16 ci-dessous, on peut voir les différentes courbes de l'évolution de l'attaque par corrosion pour chaque vitesse considérée. Il est observé sur ces courbes qu'à 120 ans, un élément en acier d'épaisseur « e » (Figure 3.15) accuse une perte totale d'épaisseur « D » de 1,74 mm pour $r_{corr,1}$; 2,60 mm pour $r_{corr,2}$; 3,47mm pour $r_{corr,3}$ et 4,34 mm pour $r_{corr,4}$.

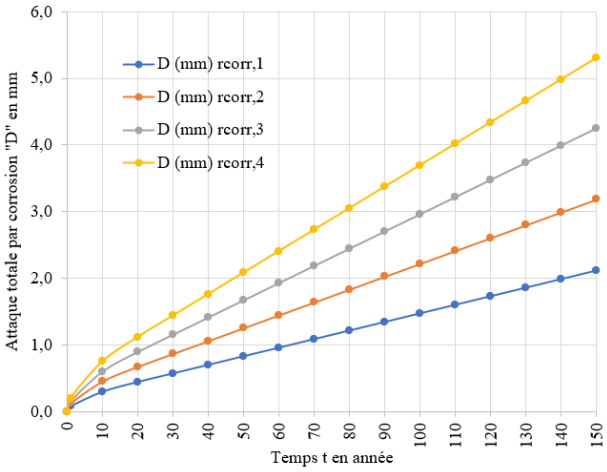


Figure 3.16 : Evolution dans le temps de l'attaque totale par corrosion « D » pour les quatre vitesses de corrosion considérées

Les résultats des évolutions dans le temps des dimensions géométriques du profilé IPN120 sont présentés à la Figure 3.17. Ces courbes présentent des pertes d'épaisseur qui sont proportionnelles aux vitesses de corrosion associées. Parmi les évolutions reportées, ce travail se focalisera sur l'évolution de l'épaisseur de l'âme t'_w afin de pouvoir faire un lien avec les observations sur site. Note : Pour présenter la méthodologie, on se focalisera sur le profilé IPN120 ; les graphes pour les autres profilés sont fournis en annexe C.

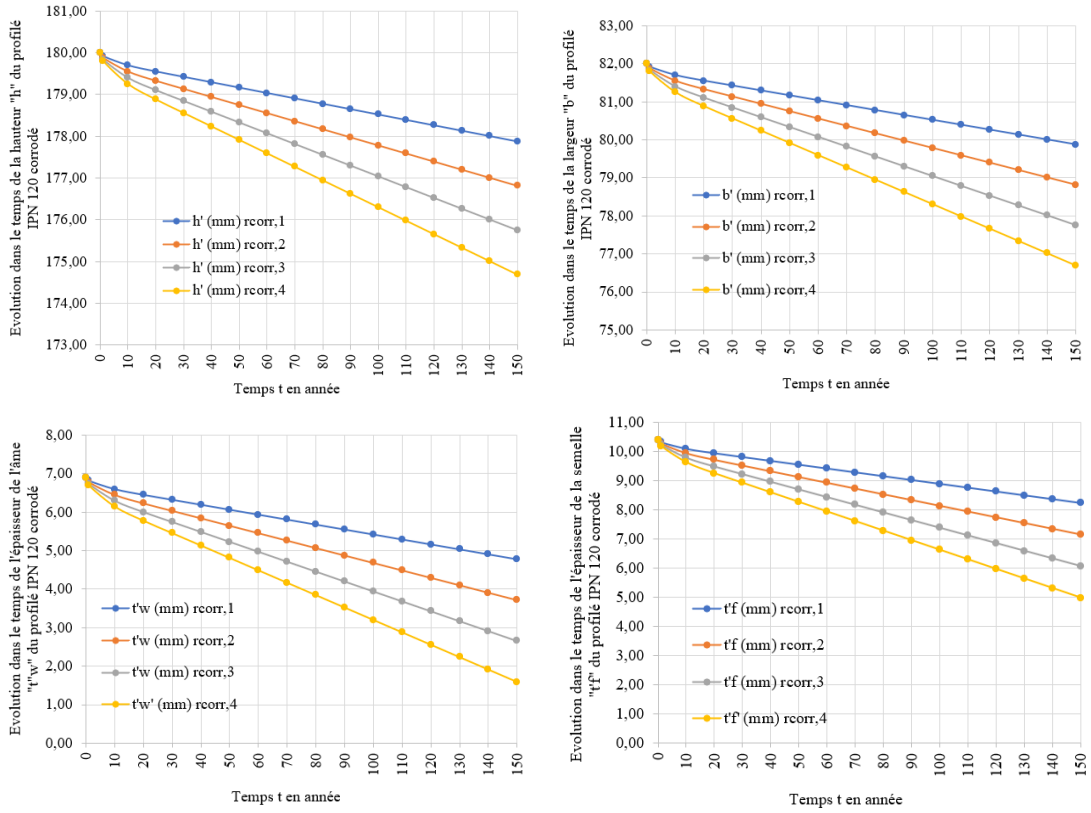


Figure 3.17 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé IPN 120 corrodé en fonction du temps t exprimé en année

L'analyse du graphe relatif à l'évolution de l'épaisseur de l'âme (Figure 3.17) conduit aux observations suivantes (pour une période de 120 ans d'exposition) :

- ✓ La vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ est la seule qui conduit à une réduction inférieure à 50 % de l'épaisseur initiale de l'âme, soit 34,03 %. Cette valeur apparaît comme acceptable pour les poteaux et les pannes du bâtiment étudié au vu des observations sur site qui ont mis en évidence un impact limité des effets du temps. On peut voir quelques exemples de ces éléments porteurs à la Figure 3.18 ci-dessous.



Figure 3.18 : A gauche : Photo de la panne reposant sur la membrure de la ferme, qui commence à se détériorer. A droite : Photo montrant le début de l'enlèvement de la couche de protection sur le poteau externe d'angle du bâtiment étudié.

- ✓ Les trois autres vitesses de corrosion considérées réduisent de plus de 50 % l'épaisseur de l'âme du profilé analysé. On obtient respectivement 51,05 % pour $r_{corr,2}$; 68,06 % pour $r_{corr,3}$ et 85,08 % pour $r_{corr,4}$. Pour cette dernière vitesse de corrosion, une détérioration presque complète de l'âme du profilé est prédite. Cette situation semble correspondre à certaines détériorations très localisées observées sur site (voir Figure 3.19) qui sont probablement dues à une corrosion localisée liée à des infiltrations d'eau de pluie.



Figure 3.19 : Photo montrant la ruine complète d'un tronçon de l'âme d'une panne du bâtiment étudié.

Dans la présente étude, on se limitera à la considération de la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ pour les éléments porteurs en acier, qui semble mener à une estimation raisonnable de l'état corrodé

généralisé de la majorité des éléments porteurs de la structure de référence tel qu'observé sur site. La vitesse $r_{corr,1}$ semble correspondre le mieux à la réalité observée sur le terrain. Cependant, à des fins scientifiques, $r_{corr,\ 4}$ va également être considérée afin d'envisager une vitesse de corrosion extrême. A côté de cette corrosion généralisée, il existe également des problèmes plus localisés tel que celui illustré à la Figure 3.19 qui demanderont une considération particulière au Chapitre 4.

3.4.2.2 Etape 2 : Détermination des propriétés géométriques et des classes de sections transversales de profilés corrodés au temps t

Les nouvelles dimensions des profilés idéalisés corrodés sont obtenues via les formules suivantes.

Soient (voir Figure 3.15) :

- b, h, m, n, t_w et t_f : les dimensions initiales de la section idéalisée (en mm)
- b', h', m', n', t'_w et t'_f : les dimensions de la section corrodée au temps t (en mm)
- D = f(r_{corr}) : l'attaque totale par corrosion au temps t (en année) de la section corrodée, exprimée (en mm) (cf. §3.3.5)

$h' = h - D$; $b' = b - D$; $t'_w = t_w - D$. Pour déterminer t'_f (mesurée, par rapport aux extrémités des semelles, à une distance b'/4 pour le profilé double-T et b'/2 pour le profilé U), il est procédé comme suit :

Considérant « p » (p = (b/4) tan α et p = (b/2) tan α, respectivement pour les profilés double-T et U) la différence entre t_f et m ($p = t_f - m$), la valeur de t'_f est trouvée par la formule suivante : $t'_f = p' + m'$

Avec : $m' = m - \frac{D(1 + \cos\alpha - \sin\alpha)}{2\cos\alpha}$; p'= (b'/4) tan α (profilés double-T) et p'= (b'/2) tan α (profilés U) ; $n' = n - \frac{D(1 + \cos\alpha - \sin\alpha)}{2\cos\alpha}$ (utile pour la détermination des caractéristiques géométriques de sections corrodées).

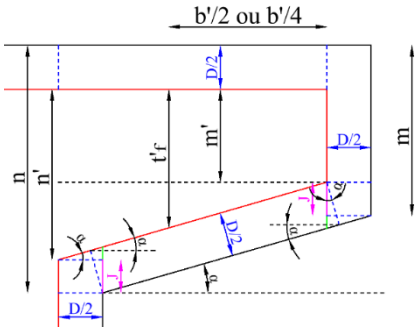


Figure 3.20 : Schéma permettant de déterminer les dimensions géométriques m' et n' des profilés double-T et U corrodé au temps t

Du fait de la réduction de l'épaisseur des différentes parois de la section transversale corrodée, la classe de la section transversale est susceptible de changer au cours du temps. Les classes des sections transversales des profilés corrodés au temps t seront déterminées, conformément au

§5.6 de l'EN1993-1-1 (NBN EN 1993-1-1 2005) en compression pure pour les poteaux (IPN 120) et les membrures de fermes (J 127x76) (sollicités principalement par des efforts normaux N pour le premier et par la combinaison de M et N pour le second - le critère de classification en compression pure étant le plus sévère) et en flexion (semelle fléchie et comprimée et paroi interne fléchie) pour les poutres de planchers et les pannes de la toiture du bâtiment étudié qui sont respectivement sollicitées en flexion mono-axiale et bi-axiale. En fonction des dimensions géométriques réduites des sections corrodées (la limite élastique, f_y = 235Mpa, n'étant pas affectée par la corrosion), les nouvelles classifications de section transversale permettent de déterminer le type de vérification aux états limites ultimes (plastique, élastique, ou avec des sections réduites de classe 4) pouvant être effectuée pour les différents éléments porteurs au temps t.

La hauteur « d » de la partie droite de l'âme ainsi que la largeur « c » de la partie en console de la semelle, utiles pour la classification de la section transversale, sont déterminées (pour le cas des profilés idéalisés corrodés) comme suit :

- Pour les profilés double-T : $d' = h'_w = h' - 2n'$ et $c' = 0{,}5 \times (b' - t'_w)$
- Pour les profilés en forme de U : $d' = h'_w = h' - 2n'$ et $c' = (b' - t'w)$

Ainsi, pour le profilé IPN 120 analysé à l'étape précédente, l'évolution de la classe des parois constitutives de la section transversale en fonction du temps est présentée dans les figures du §3.4.2.2.1 ci-dessous pour les deux vitesses de corrosion ($r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$) considérées. Pour les membrures de fermes de la toiture (profilé J 127x76 - cf. §3.4.2.2.2) ainsi que pour les poutres de planchers en acier (profilés IPN 180 et UPN 180 - cf. §3.4.2.2.3 et §3.4.2.2.4), les évolutions de la classe de la section transversale présentées sont celles des critères les plus sévères selon que l'élément est sollicité en flexion et compression (M+N) ou simplement en flexion (M).

3.4.2.2.1 Pour le profilé IPN 120 (poteaux en compression et pannes en flexion)

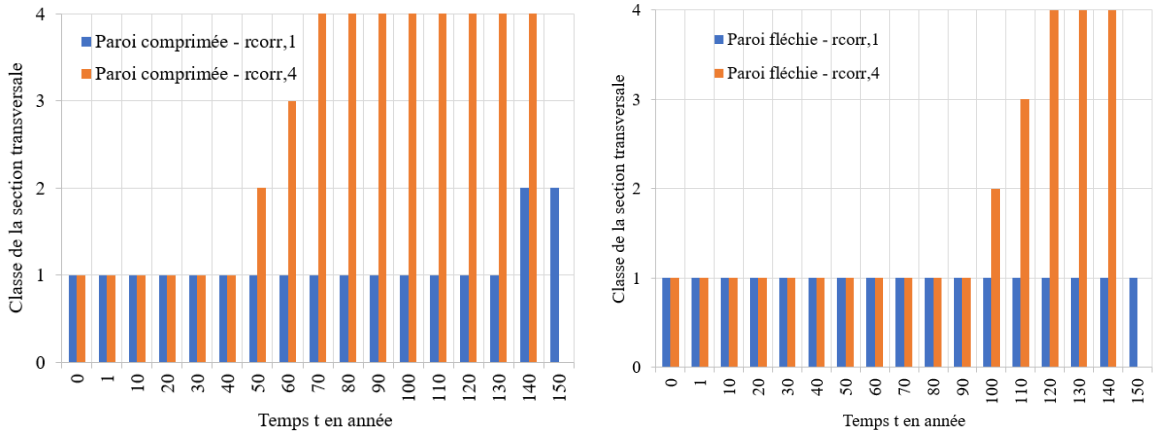


Figure 3.21 : Evolutions, dans le temps, de la classe de la paroi interne comprimée (sous N) et fléchie (sous M) du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

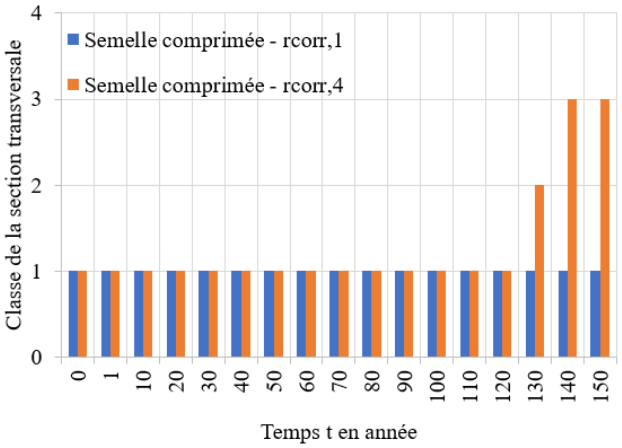


Figure 3.22 : Evolution, dans le temps, de la classe de la semelle comprimée du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

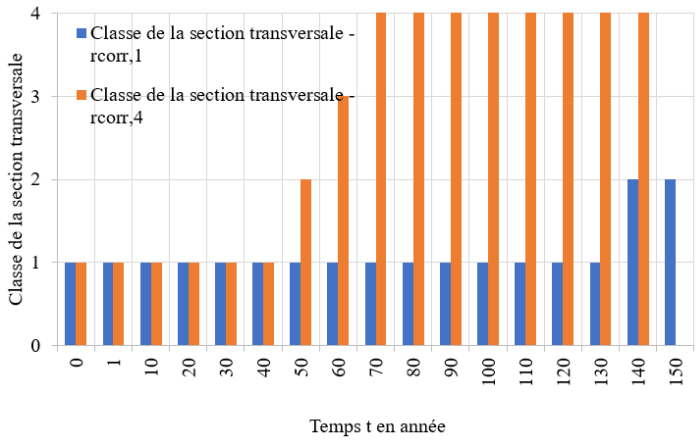


Figure 3.23 : Evolution globale, dans le temps, de la classe de section du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

3.4.2.2.2 Pour le profilé J 127x76

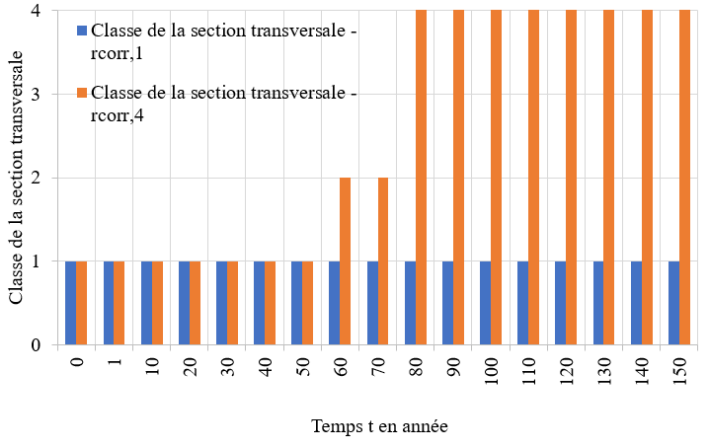


Figure 3.24 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (paroi interne comprimée) du profilé J 127 x 76 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

3.4.2.2.3 Pour le profilé IPN 180

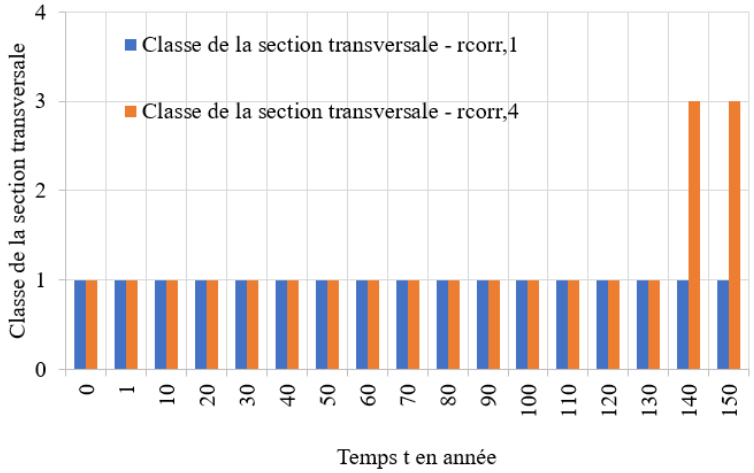


Figure 3.25 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (paroi interne fléchie) du profilé IPN 180 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

3.4.2.2.4 Pour le profilé UPN 180

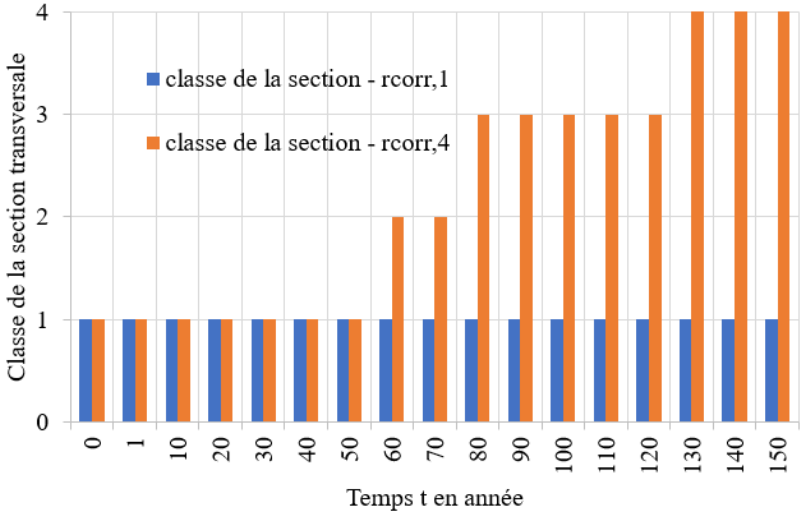


Figure 3.26 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (semelle comprimée sous flexion) du profilé UPN 180 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$

Note : à partir des graphiques présentés ci-dessus, on peut constater que les sections transversales restent de classe 1 sous flexion pure après 120 ans d'exposition pour la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ tandis que, pour la vitesse $r_{corr,4}$, ces sections deviennent de classe 4. Ceci implique que les vérifications des taux de chargement des éléments porteurs en acier du bâtiment de référence, en configuration actuelle avec prise en compte de l'effet de la corrosion, se feront dans le domaine plastique pour la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ tandis que les vérifications pour la vitesse de corrosion $r_{corr,4}$ devront faire appel au concept de section efficace - cf. l'EN1993-1-5 (NBN EN 1993-1-5 2007).

3.4.2.3 Etape 3 : Nouvelles caractéristiques géométriques des profilés corrodés

Les caractéristiques géométriques des sections transversales des profilés corrodés traités dans ce travail sont déterminées en remplaçant les dimensions initiales par les dimensions des sections corrodées au temps « t » (cf. §3.4.2.2) dans les formules géométriques de détermination de ces caractéristiques. Les caractéristiques géométriques après 120 ans d'exposition des profilés corrodés sont fournies du Tableau 3.7 au

Tableau 3.10 pour l'ensemble des profilés étudiés et ce, pour les deux vitesses de corrosion retenues.

Tableau 3.7 : Caractéristiques géométriques du profilé IPN 120 corrodé

Caractéristiques géométriques	Temps t = 0	Temps t = 120 ans	
		$r_{corr,1}$ = 80 µm/an	$r_{corr,4}$ = 200 µm/an
A' (cm^2)	14,154	10,175	4,32
I'_y (cm^4)	327,37	242,05	118,3
$W_{el,y}$ (cm^3)	54,56	40,93	20,45
$W_{pl,y}$ (cm^3)	64,50	47,31	22,19
I'_z (cm^4)	23,180	15,881	6,021
$W_{el,z}$ (cm^3)	7,99	5,650	2,60
$W_{pl,z}$ (cm^3)	12,937	9,055	4,181

Tableau 3.8 : Caractéristiques géométriques du profilé J 127x76 corrodé

Caractéristiques géométriques	Temps t = 0	Temps t = 120 ans	
		$r_{corr,1}$ = 80 µm/an	$r_{corr,4}$ = 200 µm/an
A' (cm^2)	20,546	15,824	8,854
I'_y (cm^4)	559,9	442,5	271,4
$W_{el,y}$ (cm^3)	88,17	70,66	44,25
$W_{pl,y}$ (cm^3)	103,19	81,02	48,48
I'_z (cm^4)	66,624	50,048	28,712
$W_{el,z}$ (cm^3)	17,49	13,44	7,99
$W_{pl,z}$ (cm^3)	27,57	15,824	12,505

Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques du profilé IPN 180 corrodé

Caractéristiques géométriques	Temps t = 0	Temps t = 120 ans	
		$r_{corr,1}$ = 80 µm/an	$r_{corr,4}$ = 200 µm/an
A' (cm^2)	27,813	21,992	13,372
I'_y (cm^4)	1444,5	1164,5	754,1
$W_{el,y}$ (cm^3)	160,50	130,65	85,86
$W_{pl,y}$ (cm^3)	189,31	151,75	96,41
I'_z (cm^4)	87,711	66,913	39,916
$W_{el,z}$ (cm^3)	21,39	16,67	10,28
$W_{pl,z}$ (cm^3)	34,800	26,942	16,532

Tableau 3.10 : Caractéristiques géométriques du profilé UPN 180 corrodé

Caractéristiques géométriques	Temps t = 0	Temps t = 120 ans	
		$r_{corr,1}$ = 80 µm/an	$r_{corr,4}$ = 200 µm/an
A' (cm^2)	27,764	22,381	14,420
I'_y (cm^4)	1345,9	1098,3	736,6
$W_{el,y}$ (cm^3)	149,54	123,23	83,86
$W_{pl,y}$ (cm^3)	177,82	144,59	95,78
I'_z (cm^4)	120,30	93,74	57,27
$W_{el,z}$ (cm^3)	24,09	19,12	12,14
$W_{pl,z}$ (cm^3)	46,231	35,994	21,426

3.4.2.4 Etape 4 : Méthode d'évaluation des résistances et taux de chargement des profilés corrodés du bâtiment de référence

Pour évaluer les taux de chargement résiduels des éléments porteurs corrodés du bâtiment étudié, ce travail fait référence à l'EN1993-1-1 (NBN EN 1993-1-1 2005) pour les sections transversales de classes 1, 2, 3 et 4 et, en complément, à l'EN1993-1-5 (NBN EN 1993-1-5 2007) pour les sections transversales de classe 4. Ces taux de chargement sont à nouveau déterminés pour une période d'exposition de 120 ans (configuration actuelle) pour les vitesses $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ adoptées ci-dessus.

3.4.2.4.1 Résistance en section sous flexion (d'axe fort et d'axe faible)

Les éléments de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu pour lesquels les résistances en flexion doivent être évaluées sont :

- ✓ Les pannes et poutres supérieures IPN 120 (flexion d'axe fort et d'axe faible)
- ✓ Les membrures de fermes J127 x 76 (flexion d'axe fort)
- ✓ Les poutres de plancher IPN 180 et UPN 180 (flexion d'axe fort)

Vu que la résistance en section n'est pas liée à la longueur de l'élément et connaissant la classe de section du profilé, les moments résistants, suivant les deux axes de flexion, sont données par les formules suivantes en conformité avec l'EN1993-1-1:

$$M_{cy,Rd} = W'_y f_y/\gamma_{M0} \quad \text{et} \quad M_{cz,Rd} = W'_z f_y/\gamma_{M0}$$

Avec :

- f_y : la limite élastique de l'acier utilisé (f_y = 235 Mpa (Acier S235) dans notre cas)
- γ_{M0} : le coefficient partiel de sécurité pour la résistance en section (γ_{M0} =1,00)
- W'_y : le module de flexion du profilé corrodé
  - $W'_y = W'_{pl,y}$ et $W'_z = W'_{pl,z}$ pour les sections transversales de classe 1 et 2 ;
  - $W'_y = W'_{el,y} = 2I'_y/ h'$ et $W'_z = W'_{el,z} = 2I'_z/ b'$ (pour les profilés double-T idéalisés) et $W'_z = W'_{el,z} = I'_z/ (b' - y_s')$ (pour le profilé UPN idéalisé) pour les sections transversales de classe 3 ;
  - $W'_y = W'_{eff,y}$ et $W'_z = W'_{eff,z}$ pour les sections de classe 4.

Pour la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$, les résultats de classification ont montré que l'évolution des propriétés géométriques est telle que les sections transversales sont de classe 1 après 120 ans d'exposition. Pour les profilés dont les sections transversales deviennent de classe 4, après "t" année d'exposition pour la vitesse de corrosion $r_{corr,4}$ (voir §3.4.2.2), les modules de flexion efficaces sont déterminés en conformité à l'EN 1993-1-5, comme décrit ci-dessous.

- ✓ Suivant l'axe fort (y-y) :

Pour les éléments sollicités uniquement en flexion (N_{Ed} = 0 kN), la section efficace (Figure 3.27) est calculée comme suit (EN 1993-1-5) :

Au niveau de l'âme : la distribution des contraintes étant symétriques par rapport à l'axe fort (y-y), ceci entraine que $\psi = \sigma_2/\sigma_1 = -1$ (avec σ_2 et σ_1 les contraintes d'extrémité - Figure 3.27) ➔ $k_\sigma = 23{,}9$ conformément à l'EN1993-1-5.

Connaissant k_σ, l'élancement de l'âme du profilé peut être calculé via la formule suivante : $\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}/t}{28{,}4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$

Avec : $\bar{b} = d'$ et $t = t'_w$ pour l'âme du profilé.

La valeur de l'élancement $\bar{\lambda}_p$ étant trouvée, le facteur de réduction ρ vaudra :

$$\rho = 1{,}00 \text{ pour } \bar{\lambda}_p \leq 0{,}673 \text{ et } \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}055\,(3+\psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \text{ pour } \bar{\lambda}_p > 0{,}673 \text{ , où } (3+\psi) \geq 0$$

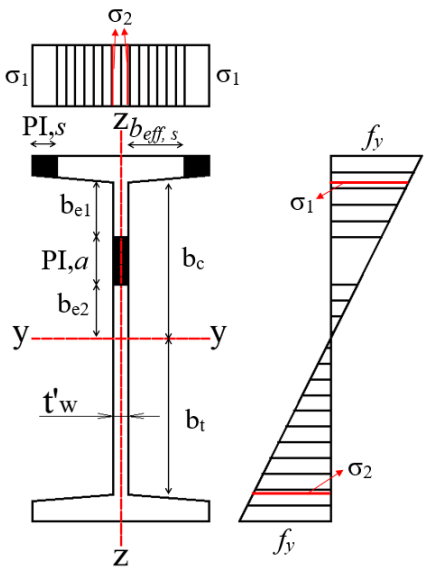


Figure 3.27 : Schémas de distribution des contraintes en flexion d'axe fort de la section efficace du profilé double-T de remplacement

Ainsi, la hauteur efficace b_{eff} de la zone d'âme comprimée est trouvée comme suit :

$b_{eff} = \rho\, b_c = \rho\, d'/2$ avec $b_c = b_t = d'/2$. Ainsi : $b_{e1} = 0{,}4\, b_{eff}$, $b_{e2} = 0{,}6\, b_{eff}$ et $PI,a = b_c - b_{eff}$ (partie indisponible de l'âme).

Au niveau de la semelle comprimée : avec une distribution uniforme des contraintes au niveau des semelles (voir Figure 3.27), $\psi = \sigma_2/\sigma_1 = 1$ et le coefficient de voilement vaut donc $k_\sigma = 0{,}43$ (voir EN1993-1-5). Ainsi, $\bar{\lambda}_p$ est déterminée par la même formule que précédemment en prenant cette fois : $\bar{b} = c'$ et $t = t'_f$.

Pour les semelles $\rho = 1{,}00$ pour $\bar{\lambda}_p \leq 0{,}748$ et $\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0{,}188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1$ pour $\bar{\lambda}_p > 0{,}748$ (EN1993-1-5).

Ainsi, la largeur efficace de la semelle comprimée est : $b_{eff,\,s} = \rho\, c'$ et la partie indisponible au niveau de la semelle comprimée sera de : $PI,s = c' - b_{eff,\,s}$ (cf. Figure 3.27).

Position de l'axe neutre :

La position (v_{inf} ou v_{sup}) de l'axe neutre élastique (y'-y') de la section efficace, représenté par la ligne bleue sur la Figure 3.28 ci-dessous, est trouvée comme suit :

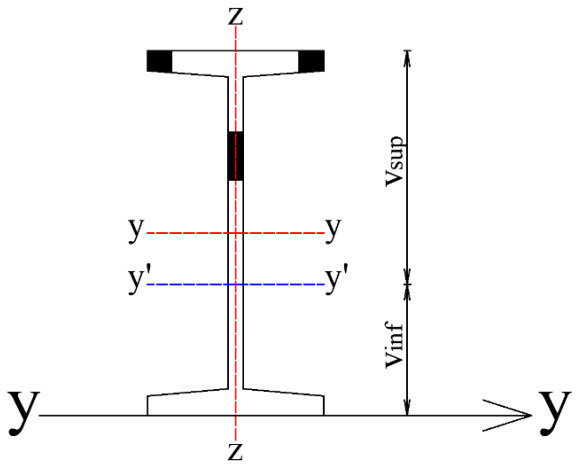


Figure 3.28 : Schéma pour le calcul de la position de l'axe neutre (y'-y') de la section efficace

$v_{inf} = \sum S'_y / A'_{eff}$ (le moment statique de la section transversale par rapport à la base divisé par l'aire efficace) et $v_{sup} = h' - v_{inf}$.

Ainsi, le module de flexion efficace, suivant l'axe fort, sera trouvée par la formule suivante : $W'_{eff,y} = I'_{eff,\,y} / v_{sup}$ (avec $I'_{eff,\,y}$ le moment d'inertie d'axe fort de la section efficace ainsi définie, calculé suivant le nouvel axe neutre (y'-y')).

- ✓ Suivant l'axe faible (z-z) :

En procédant de la même manière que suivant l'axe fort, la distribution des contraintes de flexion, suivant l'axe faible, d'une section en double T se présente comme représenté à la Figure 3.29. Les seules parois susceptibles de voiler sont les semelles soumises à une compression non-uniforme. Le coefficient de voilement k_σ est donc égal à 1,70 conformément à l'EN1993-1-5 en posant σ_2 égale à 0 (hypothèse).

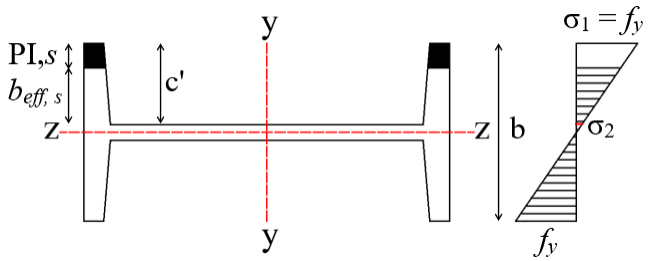


Figure 3.29 : schéma de distribution des contraintes en flexion d'axe faible de la section efficace du profilé double-T de remplacement

Ainsi, comme pour la flexion d'axe fort, $\bar{\lambda}_p$ est calculé en prenant : $\bar{b} = c'$ et $t = t'_f$. La largeur efficace de la partie comprimée des semelles est donc : $b_{eff,\,s} = \rho\, c'$ et $PI,s = c' - b_{eff,\,s}$

Position de l'axe neutre :

La position v_{inf} de l'axe neutre est, comme pour le cas précédent, trouvée en faisant le rapport entre le moment statique de la section transversale $\sum S'_z$ (par rapport à l'axe passant par l'extrémité inférieure de la semelle tendue) et l'aire efficace (A'_{eff}) de la section ($v_{inf} = \sum S'_z / A'_{eff}$). $v_{sup} = b' - v_{inf}$. Toutes ces valeurs sont calculées en fonction du schéma de la Figure 3.30 ci-dessous.

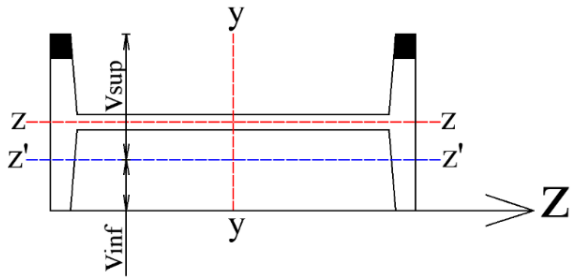


Figure 3.30 : Schéma pour le calcul de la position de l'axe neutre (z'-z') de la section efficace

3.4.2.4.2 Résistance au cisaillement

Comme précisé aux chapitres 1 et 2, tous les éléments porteurs de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont sollicités en cisaillement. Il convient que la valeur de calcul V_{Ed} de l'effort tranchant dans chaque section satisfasse le critère suivant : $V_{Ed} \leq V_{c,\,Rd}$. Si la vérification plastique est permise, la résistance au cisaillement ($V_{c,\,Rd}$) des profilés corrodés est calculée conformément à la formule de résistance plastique proposée dans l'EN 1993-1-1 :

$$V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Avec A_v l'aire de cisaillement du profilé considéré. Pour la section corrodée, $A_v = A'_v$

- Suivant le plan d'inertie d'axe fort : $A'_v = 1{,}04\, h' t'_w$
- Suivant l'inertie d'axe faible : $A'_v = A' - (h' - 2t'_f).\, t'_w$

Pour les sections transversales de classe 3, la résistance au cisaillement est vérifiée via un critère élastique conformément au §6.2.6 ((4) et (5)) de l'EN1993-1-1.

Note :

- pour calculer la résistance plastique au cisaillement, il conviendra de s'assurer que l'âme n'est pas susceptible de périr par voilement sous cisaillement. Le critère de non-voilement des âmes non raidies est donné, conformément à l'EN1993-1-5, par la relation suivante : $h'_w/t'_w < 72\ \varepsilon/\eta$ avec $\varepsilon = 1$ (pour l'acier S235), $\eta = 1,2$ pour les aciers de nuance S235 à S460 et h'_w la hauteur d'âme des profilés idéalisés pris égale à d'= h'- 2n'.
- Pour les sections transversales susceptibles de présenter un voilement par cisaillement de l'âme, il convient d'évaluer la résistance de calcul de cisaillement conformément à l'EN1993-1-5 (§5.2) en prenant en compte les contributions de l'âme et des semelles dans la résistance globale au cisaillement.
- s'il arrive, dans certains cas, que l'effort tranchant sollicitant V_{Ed} soit supérieur à la moitié de la résistance au cisaillement ($0,5V_{c, Rd}$), l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant sera pris en compte conformément au §6.2.8 de l'EN 1993-1-1 (classes 1 et 2 - critère d'interaction plastique, classe 3 - critère d'interaction élastique (von mises)), et au §7.1 de l'EN 1993-1-5 pour les sections de classe 4.

3.4.2.4.3 Stabilité au déversement

Connaissant les sollicitations sur les éléments de structure, leurs conditions d'appuis, les caractéristiques géométriques des profilés corrodés (au temps t) ainsi que les résistances en section, la stabilité au déversement (des pannes, poutres et membrures de fermes du bâtiment étudié) est prédite en conformité avec les §6.3.2 ; 6.3.3 et 6.3.4 de l'EN1993-1-1.

3.4.2.4.4 Poteaux IPN 120 sous efforts normaux de compression

La résistance de calcul en compression des profilés corrodés est déterminée, en conformité avec l'EN 1993-1-1, de la manière suivante :

$$N_{b, Rd} = \chi_{min}\ \beta_A\ A'\ f_y/\gamma_{M1}$$

Avec :

- $\beta_A = A'_{eff} / A'$ ($\beta_A=1$ pour les sections transversales des profilés corrodés de classe 1, 2 ou 3) ;
- f_y : limite élastique de l'acier utilisé, définie précédemment ;
- γ_{M1} : coefficient partiel de sécurité pour l'instabilité des membrures ($\gamma_{M1} = 1,00$)
- χ_{min} : coefficient de réduction minimum qui tient compte du phénomène de flambement sur la résistance ultime de l'élément. Les conditions d'appui aux extrémités étant les mêmes pour les deux axes d'inertie, $\chi_{min} = \chi_z$.

Comme précisé au §2.5.2.2 du chapitre 2, les portiques externes du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont classés comme structures souples et, de ce fait, les effets du second ordre globaux doivent être pris en compte dans le dimensionnement. Pour ce faire, la détermination de longueurs de flambement des poteaux à nœuds transversalement déplaçables a été réalisée grâce à la prédiction de la charge critique d'instabilité via le logiciel d'analyse (Ossa 2d). Cette approche est également adoptée pour les éléments porteurs affectés par la

corrosion. Les caractéristiques géométriques des profilés utilisés évoluant dans le temps (par suite de la corrosion), le calcul de la charge critique permettant de calculer les longueurs de flambement doit être réalisé via des modèles intégrant les propriétés des éléments structuraux corrodés.

3.4.2.5 Etape 5 : Applications sur les éléments porteurs du bâtiment étudié

Dans cette section, les modèles de calcul présenté précédemment sont appliqués aux éléments porteurs de la structure du bâtiment étudié. Plus précisément, les évolutions dans le temps des propriétés telles que la résistance en section, la stabilité au déversement ou la déformation des éléments porteurs sont présentées sous forme graphique. Le comportement global des portiques du bâtiment avec prise en compte de l'effet de la corrosion est également présenté. Pour ce dernier cas, les valeurs de pertes d'épaisseurs considérées sont celles au temps t = 120 ans à compter de l'année de la construction du bâtiment étudié. Les vitesses de corrosion considérées sont $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$.

3.4.2.5.1 Pannes de profilé IPN 120.

L'influence de la perte du poids propre de la panne étant négligeable, les efforts sollicitant sont considérés constants dans la prédiction du taux de chargement des pannes du bâtiment étudié. Ces études étant faites en configuration actuelle, la combinaison (la plus contraignante) considérée est la combinaison 6 (ELU : $1,35\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\, q_{Ek} + 1,5\, w_{Ek1}$) (cf. chargement des pannes au §2.5.1 du chapitre 2). Cependant, des comparaisons sont aussi faites (voir Tableau 3.11) avec les valeurs de la combinaison 2 (ELU : $1,35\sum g_{Eki} + 1,5\, w_{Ek1}$), considérée comme la plus contraignante en configuration initiale, afin de montrer que, même en revenant à la configuration initiale du bâtiment, il existe un besoin de renforcement ou de remplacement des profilés corrodés.

Interprétation des résultats

A la Figure 3.31 ci-dessous, les résultats présentés correspondent à une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$. On peut remarquer sur ces graphes que les critères de vérification aux états limites ultimes ne sont pas satisfaits pour les deux types de pannes (isostatique et hyperstatique) sous combinaison 6. Au travers de ces résultats, il peut être constaté que, si les pannes étaient capables de supporter les efforts appliqués dans leur état initial, leur état de corrosion tel que prédit par l'approche proposée ne leur permet plus de supporter ces efforts, une ruine par instabilité de déversement étant à craindre. Les observations réalisées sur site confirment que ce danger d'instabilité est bel et bien présent (voir Figure 3.1). Ces résultats mettent donc en évidence un besoin de renforcement des pannes. Du fait de leur taux de chargement très élevé en état de corrosion (de loin supérieurs au 200%), un remplacement pure et simple de certaines pannes est à envisager. Ce point sera discuté au chapitre 4.

Les graphes de la Figure 3.32 présentent les mêmes résultats pour une vitesse de corrosion $r_{corr,4}$. Sous cette vitesse de corrosion, les dommages après 60 ans sont tels que la section IPN 120 devient de classe 4. Les courbes de la Figure 3.32 permettent donc de mettre en lumière l'influence de cette vitesse de corrosion sur les résistances en section et sur le taux de chargement des profilés en acier du bâtiment étudié.

Tableau 3.11 : Résumé des valeurs de vérification de la panne hyperstatique la plus contraignante :

a) Résistance en section

Sollicitations		Valeurs des efforts sollicitants		Valeurs des résistances en section		
		Configuration initiale	Configuration actuelle	Temps t = 0	Temps t = 120 ans	
					$r_{corr,1}$ = 80 µm/an)	$r_{corr,4}$ = 200 µm/an)
Moments fléchissant (en kNm)	y-y	9,26	11,18	14,95	10,40	4,54
	z-z	0,33	1,32	2,91	2,13	0,61
Efforts tranchants (en kN)	y-y	34,70	41,85	89,95	56,14	4,76
	z-z	1,39	5,03	120,28	88,41	47,12
$0,5V_{c, Rd}$ (en kN)	y-y	-	-	44,97	28,07	2,38
	z-z	-	-	60,14	30,07	23,56
Interaction M-V	y-y	-	-	Non	Oui	Oui

b) Stabilité au déversement

Taux de chargement stabilité au déversement (en %)	92,60	140,80	Etat non corrodé
	271	366	Etat corrodé sous $r_{corr,1}$ à 120 ans
	1678,75	2268	Etat corrodé sous $r_{corr,4}$ à 120 ans

Observations tirées du Tableau 3.11 :

- ✓ Les résultats du Tableau 3.11 confirment la nécessité, non seulement de remplacer les pannes corrodées mais d'augmenter leur capacité portante de manière à satisfaire les critères actuels de dimensionnement, avec prise en compte des combinaisons d'action recommandées par les codes de dimensionnement actuels comme déjà précisé au Chapitre 2 (§2.4.1).
- ✓ Ces résultats montrent aussi que la résistance plastique au cisaillement suivant l'axe de faible inertie (z-z) reste largement supérieure aux efforts tranchants sollicitants qu'importe le niveau de dégradation du profilé. Ainsi, à la Figure 3.31 ci-dessous, $V_{b, Rd}$ est remplacée par $V_{pl, Rd}$ pour le graphe de l'évolution de la résistance au cisaillement suivant l'axe z-z (le critère de non-voilement au cisaillement étant respecté).

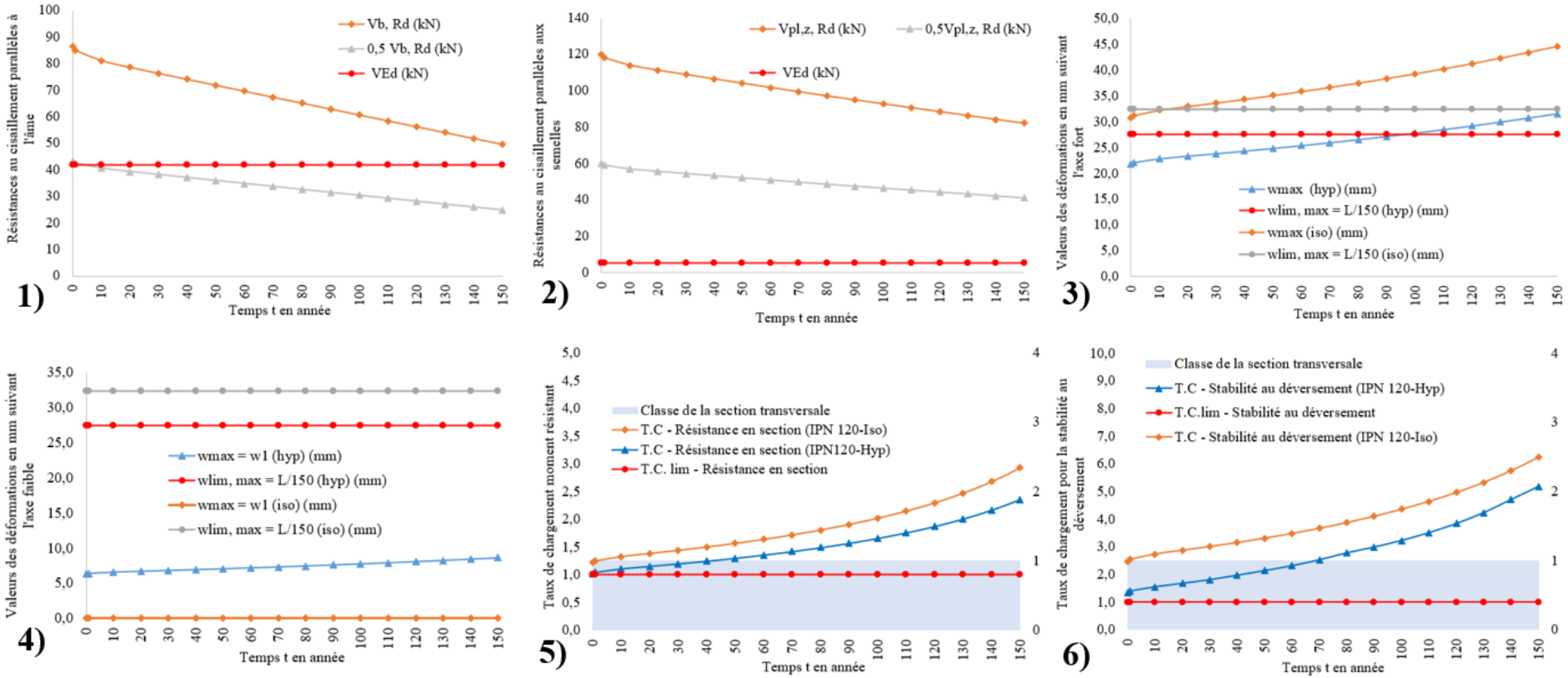


Figure 3.31 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de $r_{corr,1}$ = 80 µm/an pour les pannes IPN 120 : 1) de la résistance au cisaillement suivant l'axe fort, 2) de la résistance au cisaillement suivant l'axe faible, 3) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 4) de la déformation perpendiculaire à l'axe faible (z-z), 5) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 6) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément

Note : T.C : Taux de chargement ; Iso : Isostatique ; Hyp : Hyperstatique ; pour les résistances au cisaillement, seuls les résultats de la panne hyperstatique, présentant des valeurs plus contraignantes de l'effort tranchant à son appui du milieu, sont représentés

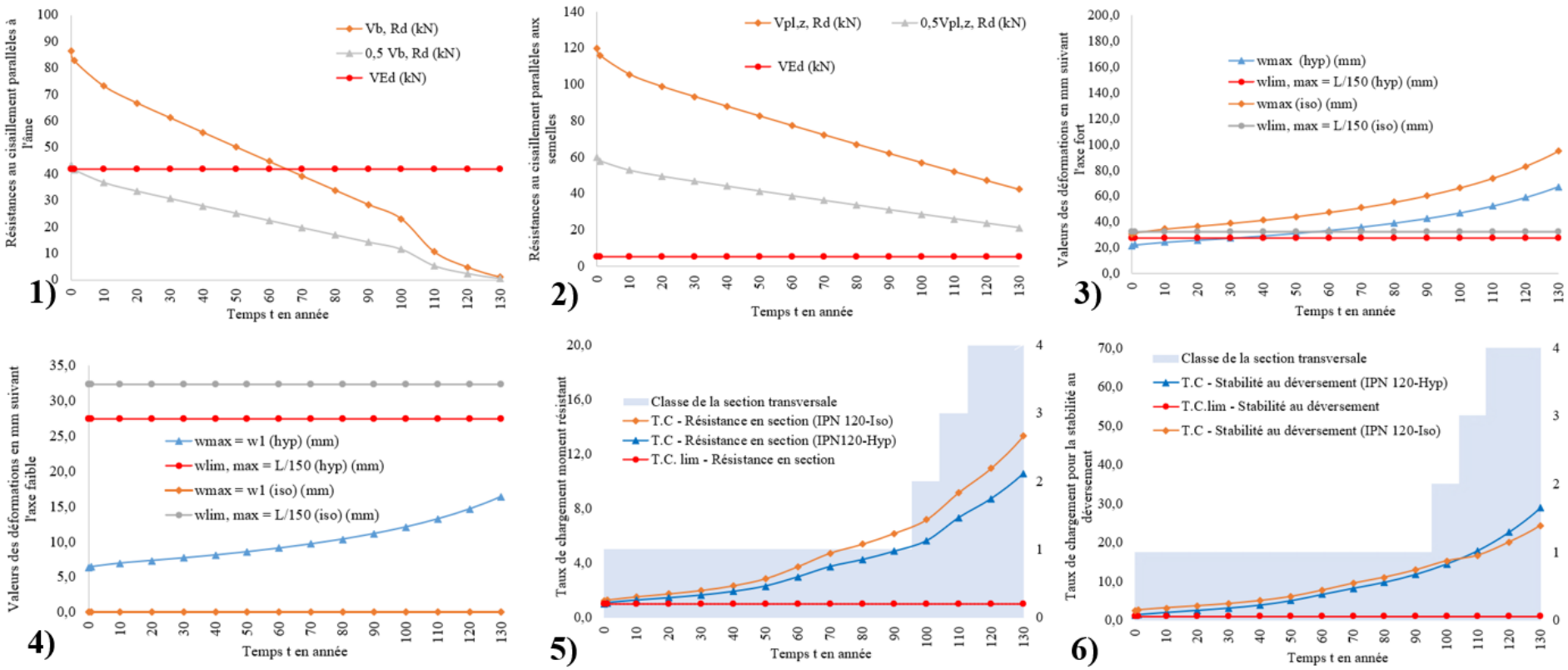


Figure 3.32 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de 200 µm/an pour les pannes IPN 120 : 1) de la résistance au cisaillement suivant l'axe fort, 2) de la résistance au cisaillement suivant l'axe faible, 3) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 4) de la déformation perpendiculaire à l'axe faible (z-z), 5) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 6) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément

3.4.2.5.2 Membrures de fermes en profilé J 127 x 76

Des analyses précédemment effectuées (cf. Tableau A.33 - annexe A), il ressort que les membrures de la Ferme 4 présentent les taux de chargement les plus élevés sous critères de vérification aux états limites ultimes, et ce, pour la combinaison 8 ($1{,}35 \sum G_{Eki} + 1{,}05\ Q_{Ek} + 1{,}5\ W_{Ek1}$). La ferme soumise à cette combinaison de charge est donc étudiée dans ce paragraphe. Les valeurs des efforts internes extremum (M_{Ed}, N_{Ed} et V_{Ed}) sous la combinaison 8 sont : M_{Ed} = 22,52 kNm ; N_{Ed} = 9,51 kN (compression) et V_{Ed} = 40,06 kN (au temps t = 0, profilé non corrodé) et M_{Ed} = 23,26 kNm ; N_{Ed} = 9,80 kN (compression) et V_{Ed} = 39,75 kN (pour le profilé corrodé au temps t = 120 ans - valeurs calculées avec incorporation, dans le logiciel Ossa2d, des caractéristiques géométriques du profilé J 127 x 76 corrodé après 120 ans d'exposition pour une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ = 80 µm/an - les fermes étudiées étant à majorité des systèmes hyperstatiques, les rapports de raideurs peuvent changer si les propriétés de la section évoluent différemment). Les écarts n'étant pas très grands entre les éléments de réduction au temps t = 0 et t = 120 ans, les éléments de réduction des années intermédiaires sont trouvés en considérant une progression linéaire des valeurs de ces éléments de réduction. Les évolutions de la résistance, du taux de chargement ainsi que des déformations au cours du temps sont données à la Figure 3.33. Contrairement aux pannes, les membrures de fermes ne sont sollicitées que dans le plan d'inertie d'axe fort ; il n'y a donc pas lieu de faire des vérifications dans le plan d'inertie d'axe faible.

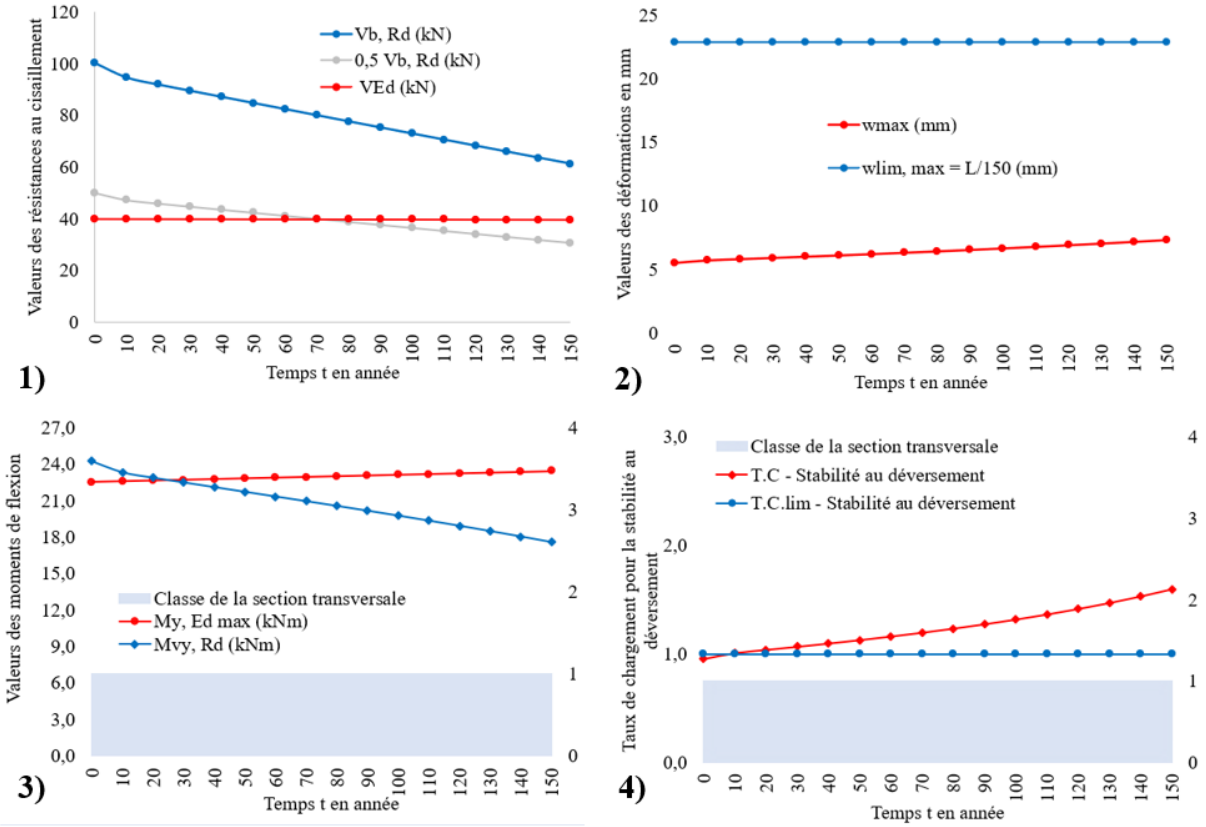


Figure 3.33 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de 80 µm/an pour les membrures de fermes J 127x76 : 1) de la résistance au cisaillement, 2) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 3) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 4) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément

Interprétation des résultats

Des graphes ci-dessus (Figure 3.33), on remarque que le profilé en acier J 127 x 76 soumis à une vitesse de corrosion de 80 µm/an conserve un moment résistant ($M_{vy,\ Rd}$) en section supérieur au moment maximum sollicitant M_{Ed} ($M_{y,Ed}$) jusqu'à 10 ans d'exposition atmosphérique ; au-delà de cette durée d'exposition, la résistance en section devient insuffisante. Pour la résistance au cisaillement ($V_{b,\ Rd}$), celle-ci demeure supérieure à l'effort tranchant sollicitant maximum (V_{Ed}) pour toute la durée d'exposition considérée mais une interaction M-V doit être prise en compte à partir d'une exposition de 70 ans (Figure 3.33.1). En ce qui concerne la stabilité au déversement, la résistance au déversement est rapidement dépassée (après une période d'exposition de moins de dix ans - graphe 4 - Figure 3.33).

Lorsqu'on observe la Figure 3.34 ci-dessous, on constate qu'il y a une plus faible détérioration des membrures de fermes. Ceci est certainement dû (i) à un certain nombre des facteurs positifs du milieu tel que l'aération au niveau de la toiture et l'absence de contact direct avec les eaux d'infiltration, (ii) à la présence d'une protection contre la corrosion au temps t_0 ainsi qu'(iii) au développement d'un film passif/protecteur à la surface du profilé en acier rendant ce dernier passivable[31] (cf. §3.3.2.1). Eu égard à ces différents points d'amélioration de la protection contre la corrosion de ces membrures de fermes, les graphes 3 et 4 de la Figure 3.33 semblent ne pas refléter la situation actuelle sur site (les membrures de fermes du bâtiment étudié présentant très peu de dommages à ce jour - Figure 3.34). De cet argument découle l'intérêt de considérer d'autres vitesses de corrosion plus faibles que celle précédemment adoptée ($r_{corr,1}$ = 80 µm/an - vitesse de corrosion la plus défavorable pour la classe d'exposition C4) afin de tirer des conclusions (proches de la situation actuelle sur site) permettant de proposer, dans une approche prévisionnelle au chapitre 4, des solutions de réparation des membrures de fermes des bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu et de constituer une base de données pour des éventuels réparations de ces membrures de fermes dans un futur proche (moins de 30 ans).



Figure 3.34 : Vue des éléments de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec la présence d'une protection initiale (en vert) et la présence de la formation des films passifs sur les membrures de fermes (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021)

[31] Dérivé de la **passivation** ou **passivité** qui représente l'état des métaux ou des alliages dans lequel la vitesse de corrosion est notablement ralentie par la présence d'un film passif naturel ou artificiel, par rapport à ce qu'elle serait en l'absence de ce film. (source : https://fr.wikipedia.org/wiki/Passivation)

La classification (en compression pure) de la section transversale du profilé J 127 x 76 (section restant de classe 1), au §3.4.2.2.2, conduit à faire les vérifications aux ELU dans le domaine plastique pour toute vitesse de corrosion plus faible que 80 µm/an, et ce, pour une période d'exposition s'étalant jusqu'à 150 ans (voire plus). Les deux nouvelles vitesses de corrosion considérées sont $r_{corr,-1} = 25$ µm/an et $r_{corr,0} = 50$ µm/an. Ces deux vitesses choisies avec la vitesse $r_{corr,1}$ constituent les bornes inférieures et supérieures pour les classes de corrosivité C3 (Zone tropicale à atmosphère faiblement polluée) et C4 (Zone tropicale à atmosphère moyennement polluée) du Tableau 3.1. Les graphes des vérifications des taux de chargement aux états limites ultimes (ELU) de ces deux vitesses ($r_{corr,-1}$ et $r_{corr,0}$) sont données à la Figure 3.35 ci-dessous.

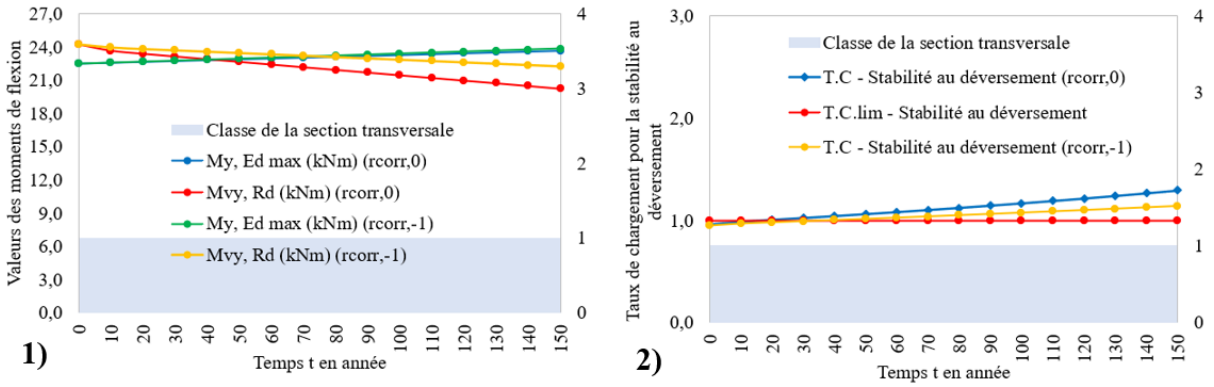


Figure 3.35 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour les vitesses de corrosion $r_{corr,0}$ et $r_{corr,-1}$ pour les membrures de fermes J 127x76 : 1) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 2) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément

Les graphes de la Figure 3.35 ci-dessus présentent les mêmes allures que celles de la Figure 3.34 avec des taux de chargement qui tendent, mais ne satisfont pas, vers des valeurs limites exigées pour la vérification des critères de résistance et de stabilité aux ELU. Ceci est dû au fait qu'à la configuration non corrodée, la membrure de la ferme étudiée (Ferme 4) présentait déjà des taux de chargement de près de 94% pour ces critères de résistance et de stabilité (cf. §A.2.1.7.2.2 et Tableau A.36 de l'annexe A). Les solutions de réparation, au chapitre 4, des membrures de fermes des bâtiments étudiés vont donc consister à l'ajustement des conditions d'appui et de chargement de manière à réduire leurs sollicitations et à améliorer leurs taux de chargement.

3.4.2.5.3 Comportement global des éléments porteurs de portiques

Comme précisé au §2.7.3.1 du chapitre 2, des modifications apportées au bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu engendrent des efforts supplémentaires entraînant la perte des capacités portantes locales de certains éléments porteurs (poutres de la véranda par exemple). Les taux de chargement, sous moment de flexion, des poutres les plus sollicitées au niveau du nouveau plancher en béton armé de la véranda atteignent 106% pour la poutre UPN 180 et de 109% pour la poutre IPN 180 (cf. §B.2.3.2.4 de l'annexe B). A travers les analyses globales des portiques externes effectuées via le logiciel Ossa2d avec prise en compte des caractéristiques géométriques des profilés corrodés après 120 ans d'exposition et pour une vitesse de corrosion de 80 µm/an, les taux de chargement, sous moment de flexion de ces poutres, ont respectivement grimpés à 131% pour la poutre UPN180 et 135% pour la poutre IPN 180. Ainsi,

ces valeurs de taux de chargement des poutres, supérieures à la valeur limite du taux de chargement (100%), confirment la problématique évoquée lors de l'introduction de ce chapitre (cf. §3.1) sur les facteurs principaux (augmentation des charges et effet de la corrosion) ayant conduits à la ruine des poutres de la véranda (non seulement du bâtiment du palais de justice mais aussi d'autres bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu répondant au même système constructif - cf. Figure 3.2). Les poutres (UPN 180 et IPN 180) en acier de l'étage ainsi que les poutres supérieures (IPN 120) des portiques externes ont, en revanche, des taux de chargement de loin inférieurs à 100% (voir Tableau 3.12 et Tableau 3.13) malgré la modification de leurs caractéristiques mécaniques par la corrosion.

Les Tableau 3.12 et Tableau 3.13 ci-dessous font un résumé des taux de chargement (aux ELU et ELS) des poutres les plus sollicitées des portiques étudiés en leurs différentes phases.

Tableau 3.12 : états limites ultimes (ELU) : taux de chargement (sous moment de flexion) des poutres de planchers pour différentes situations

Poutres		Taux de chargement en %			Emplacement de la poutre par rapport aux planchers
		Etat non corrodé		Etat corrodé	
sections	longueurs	Conf. initiale	Conf. actuelle	Conf. actuelle	
IPN 180	3,06 m	29,2 %	67,28%	82,71%	Etage
IPN 180	3,06 m	27,67 %	109,33%	134,5%	R-d-c
UPN 180	4,12 m	32,48%	64%	78,87%	Etage
UPN 180	4,12 m	30,02%	105,95%	130,8%	R-d-c
IPN 120	4,12 m	5,5%	6,58%	8,84%	Plafond

Quelques remarques concernant les résultats présentés au Tableau 3.12 :

- ✓ Conformément à la classification des sections transversales de profilés en acier réalisée au §3.4.2.2, toutes ces poutres restent de classe 1 après 120 ans d'exposition pour une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ = 80 µm/an. Par conséquent, les vérifications sont faites dans le domaine plastique.
- ✓ Les valeurs des taux de chargement ne sont données qu'en fonction de la résistance au moment de flexion (l'effort tranchant étant moins contraignant) du fait que, comme précisé au chapitre 2, les poutres en acier du bâtiment étudié sont maintenues latéralement par la dalle en béton armé (au rez-de-chaussée - configuration actuelle) et/ou du plancher en bois (à l'étage et au rez-de-chaussée - configuration initiale). Il n'est donc pas nécessaire de procéder aux vérifications de la stabilité au déversement. Même remarque pour les voliges de la toiture qui maintiennent latéralement les poutres IPN 120 au niveau des plafonds.
- ✓ Les valeurs des taux de chargement en rouge, supérieures à 100%, indiquent que les poutres en acier travaillent au-delà de leurs capacités portantes limites aux ELU dans la configuration actuelle.
- ✓ Les conditions d'appui des poutres ne tiennent pas compte de la valeur de la rigidité réelle des assemblages présents à leurs extrémités. Les calculs sont faits sur base des

hypothèses adoptées au §2.6.3.1.1 du chapitre 2 à savoir la présence d'articulation aux extrémités des poutres.

Aux états limites de services, les taux de chargement donnés au Tableau 3.13 ci-dessous sont fonctions du rapport entre la flèche maximale sous sollicitation et la flèche limite maximale (L/250) des poutres exprimé en pourcentage.

Tableau 3.13 : Taux de chargement (liés à la flèche) aux ELS des poutres de planchers sous différentes configurations

Poutres			Taux de chargement en %			Emplacement de la poutre par rapport aux planchers
			Etat non corrodé		Etat corrodé	
sections	L (m)	$w_{lim,\ max}$ (mm)	Conf. initiale	Conf. actuelle	Conf. actuelle	
IPN 180	3,06	12,24	24,80 %	58,01 %	72,71 %	Etage
IPN 180	3,06	12,24	21,90 %	89,87 %	111,93 %	R-d-c
UPN 180	4,12	16,48	38,23 %	76,46 %	91,02 %	Etage
UPN 180	4,12	16,48	33,37 %	123,18 %	146,24 %	R-d-c
IPN 120	4,12	16,48	4,25 %	6,07 %	8,50 %	Plafond

En termes de comportement global des portiques externes analysés au chapitre 2 dans la configuration actuelle, la situation avec prise en compte de la détérioration par corrosion des éléments porteurs en acier après 120 ans d'exposition et pour une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ = 80 µm/an n'a pas mis à mal la stabilité globale de ces portiques, mais a influencé la perte de près de 30% des résistances ultimes en compression des poteaux sous toutes les combinaisons de charges considérées au chapitre 2.

Pour le poteau externe le plus sollicité des portiques intermédiaires analysé au chapitre 2 (§2.7.3.2) (au niveau de l'ancienne véranda - Figure 3.36), les résultats des vérifications, qui n'étaient pas satisfaisants pour la combinaison 6 au chapitre 2 du fait de l'ajout des murs (à l'étage et au rez-de-chaussée), présentent des valeurs de vérification non satisfaisantes pour trois autres combinaisons (3,5 et 7). Pour ce poteau, on constate une perte de 25 à 30% de la capacité portante par suite de la corrosion. De plus, les murs ajoutés au niveau du rez-de-chaussée constituent, comme le montre la Figure 3.36 (à droite ci-dessous), une zone de retenue d'eau et des poussières à la tête du socle de fondation de ce poteau externe qui conduit à la détérioration rapide par corrosion de ce dernier.



Figure 3.36 : A gauche : vue du poteau externe le plus sollicité du portique intermédiaire ; à droite : vue de la détérioration par corrosion au niveau de la base du poteau externe (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021)

3.4.3 Interventions requises

A l'issue des résultats trouvés ci-dessus et des manquements structuraux constatés au §2.8 du chapitre 2, voici un résumé des interventions requises pour la réhabilitation du bâtiment en étude qui seront abordées au chapitre 4 :

- ✓ Le remplacement total de la couverture en tôles ondulées corrodées ;
- ✓ Le remplacement ou le renforcement des pannes corrodées ainsi que l'ajout des pannes afin d'améliorer la capacité portante de la charpente et ainsi satisfaire les critères de dimensionnement (Eurocodes) ;
- ✓ L'ajustement du chargement des membrures de fermes et, si nécessaire, le renforcement des appuis afin de diminuer les efforts internes sollicitant les fermes et ainsi diminuer leur taux de chargement et leur déformation ;
- ✓ La prise en compte du comportement semi-rigide des assemblages poutres - poteaux afin d'optimiser l'analyse et la vérification des portiques. Pour les poteaux fortement affectés par la corrosion et ne pouvant être réparés, un remplacement complet sera envisagé ;
- ✓ La réparation ou le remplacement des organes d'assemblages défectueux ;
- ✓ Assurer une protection anti-corrosion adéquate pour tous les éléments structuraux.

3.5 Conclusions

A l'issue des études réalisées dans ce chapitre, l'impact du développement de la corrosion sur les différents éléments porteurs en acier du palais de justice de Mbanza-Ngungu a pu être mis en évidence.

Grâce au modèle mathématiques de prédiction de l'attaque par corrosion atmosphérique de la norme ISO 9224, il a été démontré, de manière théorique, comment la corrosion affecte le comportement et les caractéristiques géométriques des éléments porteurs du bâtiment étudié. L'étude paramétrique des différentes vitesses de corrosion, assimilables à une zone tropicale à atmosphère moyennement ou fortement polluée (conformément à la norme ISO 9223 - Tableau 3.1), a permis de sélectionner deux vitesses de corrosion de référence. Pour ces deux vitesses de corrosion, l'évolution des propriétés géométriques des différentes sections des éléments porteurs étudiés a pu être déterminée. De ces nouvelles caractéristiques géométriques, une reclassification des sections transversales des profilés en acier en fonction du temps "t" a permis de sélectionner les différents types de vérifications structurales (plastique ou élastique) à effectuer conformément à l'EN1993-1-1.

Les résultats de ces vérifications, traduits par des graphes ou par des pourcentages de perte de capacité portante au temps "t", ont montré (de manière théorique) le degré de détérioration des profilés en acier des bâtiments de Mbanza-Ngungu.

Il convient de mettre en évidence que, hormis les dégradations liées à la corrosion, la position des certains éléments porteurs dans la structure ; exposés ou pas aux intempéries et/ou aux facteurs du milieu tels que : le manque d'entretien ainsi que la présence des murs non initialement prévus créant des pièges à eau et à poussière au niveau des poutres de la véranda, la faible capacité portante initiale des pannes de rive conduisant à leur ruine rapide et entrainant la détérioration des gouttières qui, à leur tour, constituent des pièges à eau et favorisent la détérioration rapide des pannes ; a contribué ou pas à leur détérioration rapide. Cependant, cette étude, non exhaustive en ce qui concerne tous les aspects de la corrosion influençant la dégradation des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié, se veut être une réponse théorique directe à la compréhension de l'influence de l'attaque par corrosion atmosphérique uniforme sur les capacités portantes des éléments porteurs en acier dans une zone tropicale.

Ainsi, les résultats trouvés via cette étude ainsi que ceux du chapitre 2 permettent d'avoir une base nécessaire et utile sur laquelle s'appuyer pour proposer les solutions de réhabilitation des bâtiments étudiés dans la présente thèse. Parmi ces solutions, on peut citer : les solutions de renforcement et/ou de remplacement des éléments porteurs de la toiture (les tôles, les pannes et les membrures de fermes), les solutions de réparation des éléments porteurs de portiques (les poutres et les poteaux), les mesures de protection et de pérennisation des éléments porteurs en acier du bâtiment en étude, etc.

Chapitre 4 : Proposition de solutions de réhabilitation

4.1 Introduction

4.1.1 Objectifs du chapitre

Aux chapitres précédents, des études structurales (en configurations initiale et actuelle) ainsi que celles de l'influence de la corrosion sur les éléments porteurs en acier du bâtiment pris comme cas d'études ont été réalisées. Ces études ont permis de réunir les informations nécessaires pour la proposition de solutions de réhabilitation non seulement du bâtiment étudié (le palais de justice de Mbanza-Ngungu), mais aussi, plus globalement, pour l'ensemble des bâtiments métalliques de la ville de Mbanza-Ngungu répondant au même système constructif (en d'autres termes, les bâtiments construits par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) au début du XX^{e} siècle en R.D.Congo).

Le présent chapitre a donc pour objectif de proposer différentes solutions de réparation des éléments structuraux, en vue de la réhabilitation et, à la mesure du possible, de la réaffectation de ces bâtiments. Ces solutions constitueront une information capitale et utile pour les entreprises locales ou étrangères devant travailler dans la perspective de conservation et/ou de patrimonialisation de ces bâtiments, mais aussi aux acteurs locaux (administrateurs de la ville de Mbanza-Ngungu, gestionnaires du bâtiment du palais de justice et des bâtiments du quartier Noki, membres de la faculté d'architecture de l'université Kongo, population locale,…) qui devront désormais s'approprier ce patrimoine bâti qui fait partie intégrante de l'histoire de la création de leur ville.

Ainsi, le présent chapitre s'intéresse à différentes solutions techniques pouvant être envisagées : (1) des solutions de réparation consistant (a) à l'enlèvement des impuretés sur les éléments porteurs en acier à conserver, à l'application de nouvelles couches de protection sur ces éléments et à l'élimination des zones constituants des pièges à eaux et à poussières pour ces éléments porteurs ; (b) lorsque cela s'avère nécessaire, au renforcement des éléments structuraux et, plus globalement, de la structure afin de répondre à nouveau aux exigences normatives de performance structurale ; (2) des solutions de substitution consistant (a) au remplacement des profilés en acier fortement détériorés (c.à.d. non récupérables) par d'autres profilés de même section transversale de manière à ne pas altérer l'aspect esthétique mais également la technicité utilisée à l'époque de la conception de la solution en vue de la patrimonialisation de ces bâtiments ; (b) aux remplacements d'autres éléments secondaires endommagés (tels que les boulons, les tôles et les éléments de remplissage de planchers, les garde-corps,…) par des éléments modernes mais présentant soit les mêmes sections transversales, soit les mêmes caractéristiques mécaniques que celles des éléments utilisés au moment de la construction de ces bâtiments.

En parallèle à ces solutions techniques, le présent chapitre s'intéresse également aux possibilités de réaffectation et de pérennisation de ce patrimoine en proposant : (3) des solutions de réaffectation ou reconversion de ces bâtiments afin de renforcer leur fonction patrimoniale dans la ville de Mbanza-Ngungu ; (4) la mise en place de plans de suivi et d'entretien périodique de

ces bâtiments de manière à éviter de revenir à des états de dégradation avancés tels que observés à ce jour.

4.1.2 Définition de quelques concepts

Depuis près d'une cinquantaine d'année, une volonté de s'orienter de plus en plus vers les activités de la restauration, la rénovation, la consolidation, et la réhabilitation des structures anciennes est observée dans le secteur de la construction (M. Mazzolani s. d.) et ce, bien souvent dans le but de les inscrire comme patrimoines bâtis d'une région donnée. Cependant, ces différents termes (restauration, rénovation, consolidation, réhabilitation) suscitent quelquefois, chez le commun des mortels voire chez les professionnels du secteur de la construction, de la confusion et force est de constater, qu'à tort, ils renvoient à une même signification. Ce travail exploitant certains de ces termes, il est important de définir de manière claire et concise ces différents termes afin de mieux orienter les lecteurs, avant de s'intéresser aux solutions proposées.

Les définitions des termes sus évoquées sont présentées ci-dessous :

(a) La restauration

La restauration est une forme de remise en état initial d'un bâtiment, et ce, en veillant au respect de la logique de construction. Elle a pour but de freiner le processus de dégradation d'un bien immobilier en facilitant sa consolidation pour une meilleure conservation et pour une adaptation aux normes récentes (Bergner 2022).

(b) La consolidation

La consolidation est l'ensemble des interventions qui visent à remettre en état une structure ou un bâtiment ayant subi des dommages, des affaissements ou des désordres susceptibles de compromettre sa stabilité avec pour objectif de renforcer un bâtiment pour augmenter sa capacité portante ou améliorer les caractéristiques mécaniques de ces éléments porteurs.

(c) La rénovation

La rénovation consiste en la réfection ou à la remise à neuf d'un bien immobilier, en partie ou en totalité. Rénover est le fait d'optimiser un bâtiment en matière de design, de confort et de modernité. Cette opération implique des travaux lourds comme le rasage ou la démolition partielle du bâtiment, avec possibilité de conserver certains éléments anciens à des fins d'esthétique (BTP WEREY - Colmar 2021).

(d) La réhabilitation

La réhabilitation est le réaménagement d'une bâtisse ou d'un local tout en veillant à la préservation de son architecture extérieure et à l'amélioration du confort intérieur. La réhabilitation fait donc appel au respect du caractère architectural des bâtiments. En d'autres termes, il s'agit de conserver une partie d'un ouvrage (façade ou structure, entièrement ou en partie) et d'en modifier profondément une autre (Engel, 2016; Rencontre Un Archi, s. d.).

Eu égard aux définitions données ci-dessus, il apparait évident que le mot « réhabilitation » est celui approprié pour évoquer l'ensemble des opérations conduisant à la mise en conformité (par rapport aux normes récentes) des bâtiments étudiés dans ce travail vu le caractère historique ou patrimonial qu'ils incarnent. Cette réhabilitation englobe en son sein des travaux de réparation ou de consolidation de certains éléments porteurs et non porteurs, d'où l'intitulé du chapitre « Proposition de solutions de réhabilitation » des bâtiments étudiés.

4.1.3 L'Acier dans la réhabilitation

La réhabilitation des bâtiments historiques servant de patrimoine est un travail très épineux, diversifié et moins prévisible que les travaux de nouvelles constructions. Par conséquent, les critères sur lesquels doit se fonder ce travail de réhabilitation sont axés principalement sur la conservation des bâtiments préexistants. L'intégration de nouveaux éléments doit permettre de rétablir leur fonctionnalité. Ces nouvelles structures doivent présenter un aspect résolument moderne, elles doivent être reconnaissables et réversibles, via l'utilisation de technologies et de matériaux qui peuvent être enlevés sans endommager la structure existante (M. Mazzolani s. d.). Pour ce faire, l'utilisation des éléments en acier est quasi incontournable dans ces opérations de réhabilitation, que le bâtiment d'origine soit en acier ou, plus traditionnellement, en béton ou en pierre (Le Moniteur 2008). Ainsi, dans le cas présent, il apparaît comme évident de faire strictement recourt à l'acier lors de la proposition de solutions de réhabilitation des bâtiments étudiés (solutions qui ne vont concerner que la stabilité structurale des éléments porteurs).

La raison de recourir à l'acier dans la réhabilitation de ces bâtiments tire aussi avantage des particularités suivantes : la préfabrication en atelier, la réversibilité (qui est une des propriétés fondamentales de l'acier, grâce à l'emploi d'assemblages boulonnés), la légèreté des éléments structuraux (qui simplifie le transport et les phases de montage et limite l'augmentation des charges appliquées sur la structure et ses fondations), les dimensions réduites des éléments de structure, l'aspect esthétique, la vitesse de construction, le large éventail de produits disponibles sur le marché… (Engel 2016 ; M. Mazzolani s. d.) Ces avantages attestent que l'acier est un matériau idéal jouant un rôle prépondérant dans la réhabilitation des bâtiments historiques.

Toutefois, la solution acier, dans le cadre de ce travail, n'est privilégié que pour des bâtiments présentant un caractère patrimonial très important du fait de leur volume et de leur fonction actuelle dans la ville de Mbanza-Ngungu. Pour les autres bâtiments, à l'instar des pavillons utilisés comme maison d'habitation par la population locale, les solutions à proposer devront tenir compte des aspects économiques ainsi que des techniques à portée de main de la population ou des entreprises locales qui participeront, directement ou indirectement, aux travaux de récupération ou de remise en état de ces bâtiments de l'époque coloniale.

4.1.4 Structure du chapitre

Le présent chapitre de la thèse est structuré de la manière suivante :

- ✓ Au §4.1, les différents objectifs poursuivis dans le présent chapitre sont introduits. La structure du chapitre, la définition de quelques termes ou concepts liés à la remise en état d'anciens bâtiments et l'importance du matériau acier dans la réhabilitation sont présentées. La problématique de la réaffectation de ces bâtiments est également abordée comme discuté avec les acteurs locaux lors du séminaire organisé à Mbanza-Ngungu en 2023.
- ✓ Au §4.2, les principaux outils techniques auxquels ce travail a recouru pour la proposition de solutions de réhabilitation du bâtiment en étude sont présentés et développés pour le cas précis étudié, mais aussi pour les autres bâtiments répondant au même système constructif. Il s'agit notamment de la procédure de la protection contre la corrosion et de l'étude du comportement réel des assemblages poutres - poteaux.
- ✓ Au §4.3, des études structurales permettant de démontrer l'utilité de remplacer ou de maintenir un élément de structure attaqué par la corrosion sont réalisées. Sur base de ces études, des solutions structurales globales de réparation ou de remplacement de ces éléments porteurs corrodés sont présentées et discutées. Plus particulièrement pour les éléments porteurs (poutres/poteaux) de portiques du bâtiment étudié, ces solutions passent par la détermination des charges d'exploitation maximales qu'ils peuvent supporter dans une perspective de réaffectation du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Quelques éléments porteurs de portiques devant être remplacés sont identifiés au §4.3.2.4. Dans ce paragraphe, les étapes à considérer pour remplacer un organe d'assemblage détérioré sont aussi présentées.
- ✓ Au §4.4, les démarches à entreprendre afin d'assurer la pérennisation à long terme de ces bâtiments patrimoniaux sont présentées.
- ✓ Au §4.5, les conclusions de ce chapitre sont dressées.

4.1.5 Problématique de la réaffectation des bâtiments étudiés

La réaffectation d'un bâtiment implique la modification de sa fonction initiale, par exemple le changement d'une maison d'habitation en commerce ou en bâtiment pour accueillir des bureaux (Cornil s. d.). Comme il a été dit au §2.3.3.2 du chapitre 2, le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu a initialement servi d'hôtel (hôtel ABC de Thysville), c-à-d pour un usage résidentiel. Quelques années après sa construction, soit en 1926, ce bâtiment a subi quelques modifications tout en gardant sa fonction d'hôtel. Ces modifications ont consisté à la suppression des cloisons en bois séparant les chambres afin de rendre ces dernières plus spacieuses ainsi qu'à l'ajout de WC et salles de bain sur l'aile droite au niveau du rez-de-chaussée d'après ce que décrit Mr Warny, architecte du Chemin de Fer du Congo (CFC), dans un document retrouvé dans les Archives générales du Royaume[32]. Cet argument semble se confirmer par l'attention portée au renforcement des fondations, comme vérifiée in-situ, à un

[32] Archives générales du Royaume, fonds Fineoutremer, dossier 447, « Hôtel de Thysville, avant-projet de transformation », et fonds Fineoutremer, dossier 44, « Note pour l'ABC » du 17 décembre 1926 de Gaston Perier.

raccord de tuyaux qui semble dater de l'époque coloniale et à l'ouverture sur les murs de petites fenêtres carrées (côté WC/salles de bain ajoutés) (voir Figure 4.1) pour une meilleure ventilation de l'intérieur et s'inspirant des formes et motifs du « modernisme tropical ».



Figure 4.1 : A gauche : vue du raccord des tuyaux pour WC ou salle de bain du bâtiment du palais de justice datant de l'époque coloniale (mission janvier 2023). A droite : vue des ouvertures en fenêtres carrées sur les murs au niveau de la véranda du rez-de-chaussée (mission janvier 2023).

Au cours du temps, le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu a dû certainement subir des modifications non répertoriées ou archivées. Cependant, il est facile de remarquer qu'en configuration actuelle, contrairement aux plans initiaux qu'on retrouve dans le livre « Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool) » de Louis Goffin, le plancher du rez-de-chaussée initialement composé d'éléments en bois a été remplacé par un plancher en béton armé et que d'autres murs ont été montés au niveau de la véranda pour permettre la création de nouveaux espaces intérieurs du fait du changement de la fonction du bâtiment.

Actuellement, les questions qui se posent, pour la réhabilitation de ce bâtiment, sont de savoir : (1) s'il faut maintenir sa fonction actuelle tout en veillant à assurer cette fonction patrimoniale, (2) s'il est possible de proposer d'autres types d'utilisation afin de lui faire assurer cette fonction patrimoniale, (3) ou s'il faudrait revenir à sa fonction initiale de départ. Il en est de même sur la vision du devenir du quartier Noki, en d'autres termes sur le type d'affectation ou sur le devenir des bâtiments « pavillons » ou « à étages », de ce quartier, réalisés par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) et répondant au même système constructif que le bâtiment du palais de justice. Lors du séminaire du projet PDR financé par le FNRS, intitulé : « Les enjeux et la valorisation des constructions métalliques dans le Kongo-Central », organisé en février 2023 à la faculté d'architecture de l'Université Kongo, la parole donnée aux acteurs locaux a permis de recueillir certaines propositions de réaffectation des bâtiments étudiés dont quelques-unes sont reprises ci-dessous :

Pour le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu :

- ✓ Revaloriser et maintenir le bâtiment du palais de justice comme un bâtiment servant à loger des services administratifs (judiciaires ou non) de la ville de Mbanza-Ngungu ;
- ✓ Faire du bâtiment du palais de justice une bibliothèque, un musée, ou une lithothèque de manière à permettre à ce bâtiment d'assurer tant dans son architecture que dans son fonctionnement un rôle patrimonial.

Pour le quartier Noki et l'ensemble des bâtiments réalisé par les GCE :

- ✓ Faire des bâtiments du quartier Noki des lieux d'habitation des personnes à la retraite de la Société commerciale des transports et des ports (SCTP ex ONATRA ou CCFC) qui, à l'origine, fut responsable de ces bâtiments ;
- ✓ Mener des actions de lobbying auprès des investisseurs afin d'encourager l'aménagement des voies d'accès au quartier Noki et faire de ses bâtiments un parc immobilier ou un Guest house ;
- ✓ Faire du quartier Noki un lieu de mémoire urbain et touristique pouvant constituer une source de revenu touristique pour la ville.

Ainsi, des avis de réaffectation des acteurs locaux présentés ci-dessus, ce chapitre a pour but de donner des réponses structurales montrant la possibilité ou non d'opter pour l'un ou l'autre type de réaffectation du bâtiment en étude. Ces réponses, fournies à partir du paragraphe §4.3.2, passent par la détermination des charges maximales (cf. §4.3.2.1) que peuvent supporter les éléments porteurs de planchers en configuration actuelle ainsi que par les solutions à mettre en place pour améliorer le comportement structural global des portiques ou les capacités portantes des poteaux, affaiblis par la corrosion, afin de reprendre l'ensemble des charges adoptées (cf. §4.3.2.2). Cependant, avant cela, quelques principaux outils techniques auxquels devraient recourir les entreprises chargées de la réhabilitation du bâtiment en étude sont présentés au §4.2 tandis qu'au §4.3.1, les solutions de réparation des éléments porteurs de la toiture qui sont indépendantes des affectations à conférer au bâtiment en étude sont étudiées.

4.2 Principaux outils utiles à la réhabilitation du bâtiment étudié

4.2.1 Protection contre la corrosion - marche à suivre

4.2.1.1 Etat de l'art

Le guide technique sur l'entretien de la protection des ouvrages métalliques (André et al. 2005) basé principalement sur le chapitre 4 du Fascicule 56 du CCTG (Fascicule 56 du CCTG 2004) propose, en résumé, les étapes ci-dessous pour mener à bien l'entretien de la protection des ouvrages métalliques existants :

- ✓ Etape 1 : la consistance des travaux
- ✓ Etape 2 : les types de surface et de préparation de surface
- ✓ Etape 3 : les systèmes de protection ou de peinture
- ✓ Etape 4 : l'évaluation de la conformité de la protection mise en place

Dans ce travail, un résumé non exhaustif de ces différentes étapes est fourni en précisant les informations essentielles pour la mise en place de ces procédures dans le cadre de la réhabilitation du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu ainsi que d'autres bâtiments de la ville répondant au même système constructif.

4.2.1.1.1 Etape 1 : la consistance des travaux

Conformément à l'annexe 4 du Fascicule 56 du CCTG (Fascicule 56 du CCTG 2004), la consistance des travaux de remise en peinture d'un ouvrage métallique existant est étroitement liée à l'environnement dans lequel se situe l'ouvrage et à l'état de la protection en place.

Afin d'établir le dossier de consultation des entreprises, le maître d'ouvrage doit effectuer successivement deux opérations préalables qui sont :

1. la visite de reconnaissance de l'ouvrage et de la protection existante afin de déterminer :

- ✓ l'environnement de l'ouvrage (conformément aux normes ISO (ISO 9223 2012; ISO 12944-2 2017)) ;
- ✓ le(s) système(s) de protection(s) en place (peinture sur acier décapé, acier métallisé, acier galvanisé ou autres...) ;
- ✓ la nature des produits appliqués (notamment liants, pigments et éventuellement composés toxiques des peintures) ;
- ✓ l'efficacité résiduelle de la protection (degré de corrosion, adhérence des différentes couches, friabilité des produits, etc...) ;

2. l'essai préalable de décapage pour pouvoir déterminer :

- ✓ la faisabilité du décapage secondaire s'il est envisagé ;
- ✓ la dangerosité des résidus de décapage correspondant à la consistance des travaux finalement retenue et, en conformité avec la réglementation en vigueur, la filière adaptée d'élimination des déchets.

4.2.1.1.2 Etape 2 : les types de surface et de préparation de surface

Lors des travaux de remise en peintures d'une structure métallique, la préparation de surface dépend en grande partie de l'état et de la nature de la protection anticorrosion existante (Migliori et al. 1993). La norme ISO 12944-4 (ISO 12944-4 2017) décrit : (1) à son §5, les différents types de surfaces des structures en acier au carbone et faiblement allié (surfaces non revêtues ; surfaces revêtues par projection à chaud de zinc, d'aluminium ou de leurs alliages ; surfaces galvanisées ou trempé à chaud ; surfaces électrozinguées ; surfaces shérardisées ; surfaces revêtues d'un primaire de préfabrication ; autres surfaces peintes) ; (2) à son §6, les méthodes de préparation des surfaces [nettoyage à l'eau, aux solvants et nettoyage chimique ainsi que le nettoyage mécanique (nettoyage à la main, nettoyage à la machine, décapage à l'abrasif et le décapage à l'eau)] ainsi que (3) les degrés de préparation de surface à son §7 (la préparation primaire ou préparation de l'ensemble de la surface jusqu'à l'acier nu et la préparation secondaire/partielle qui conserve les parties saines des revêtements organiques et métalliques). Elle ne spécifie cependant aucune exigence relative à l'état du subjectile[33] avant la préparation de surface et ne couvre pas non plus les surfaces fortement polies ni les surfaces écrouies.

Toutefois, Il est primordial de réaliser une préparation de surface adaptée avant toute application de peinture pour garantir une protection longue durée d'un système de revêtement.

[33] Subjectile : surface servant de support à une couche de peinture.

C'est la raison pour laquelle il faudrait évaluer l'état initial du substrat[34] d'acier. En général, cet état se trouve dans l'une des trois catégories suivantes (Hempel 2020) :

- ✓ Une structure en acier nue sans aucun revêtement de peinture anticorrosion antérieur ;
- ✓ Un subjectile d'acier avec un primaire d'atelier comme revêtement ;
- ✓ Un subjectile d'acier avec un système de peinture nécessitant un entretien.

Grâce à la norme ISO 8501-1 (ISO 8501-1 2007), qui spécifie une série de degrés de rouille (Figure 4.2) et de préparation des subjectiles d'acier ; il est possible, au travers de descriptions écrites et de clichés photographiques (qui sont des exemples représentatifs dans les limites de tolérance pour chacun des degrés décrits), de déterminer l'état initial de la surface du subjectile en acier laminé à chaud préparé pour être mis en peinture à l'aide de méthodes telles que décapage, nettoyage à la main et à la machine, nettoyage à la flamme, etc.

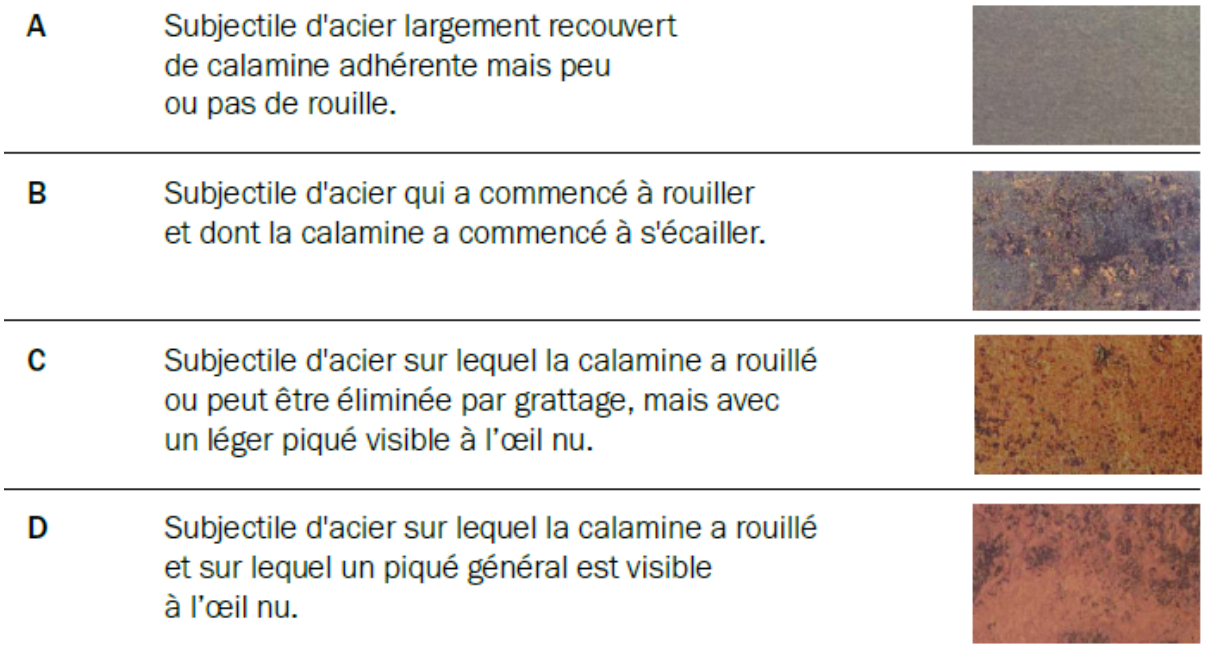


Figure 4.2 : Quatre conditions initiales de l'acier - A, B,C, D suivant la norme ISO 8501-1 (Hempel 2020)

Plusieurs degrés de préparation sont spécifiés, en précisant la méthode de préparation de surface et le degré de nettoyage. Les degrés de préparation sont définis par une description écrite (« Sa » pour le décapage, « St » pour le nettoyage à la main et à la machine, « FI » pour nettoyage à la flamme et « Be » pour le décapage à l'acide) de l'aspect de la surface après le nettoyage. Un exemple de clichés représentatifs de ces degrés de préparation est donné à la Figure 4.3 ci-dessous.

Note : Pour la préparation secondaire, la lettre P (renvoyant à « partielle ») précèdera les initiales de la description du mode de nettoyage adopté pour la préparation primaire, on dira par exemple : P Sa (cf. P.9 norme ISO 12944-4).

[34] Dans le contexte de la corrosion, un substrat est le matériau parent ou de base sur lequel un revêtement est appliqué ou le matériau sur lequel un processus est mené

Chaque degré de préparation est désigné par les lettres « Sa », « St », « FI » ou « Be » qui indiquent le mode de nettoyage utilisé. Le nombre qui suit éventuellement indique le degré de nettoyage de la calamine, de la rouille et des revêtements précédents conformément aux Tableaux 1, 2 et 3 de l' ISO 8501-1 (ISO 8501-1 2007). Les photographies sont désignées par le degré de rouille antérieur au nettoyage et la désignation du degré de préparation, par exemple : B Sa 2½.

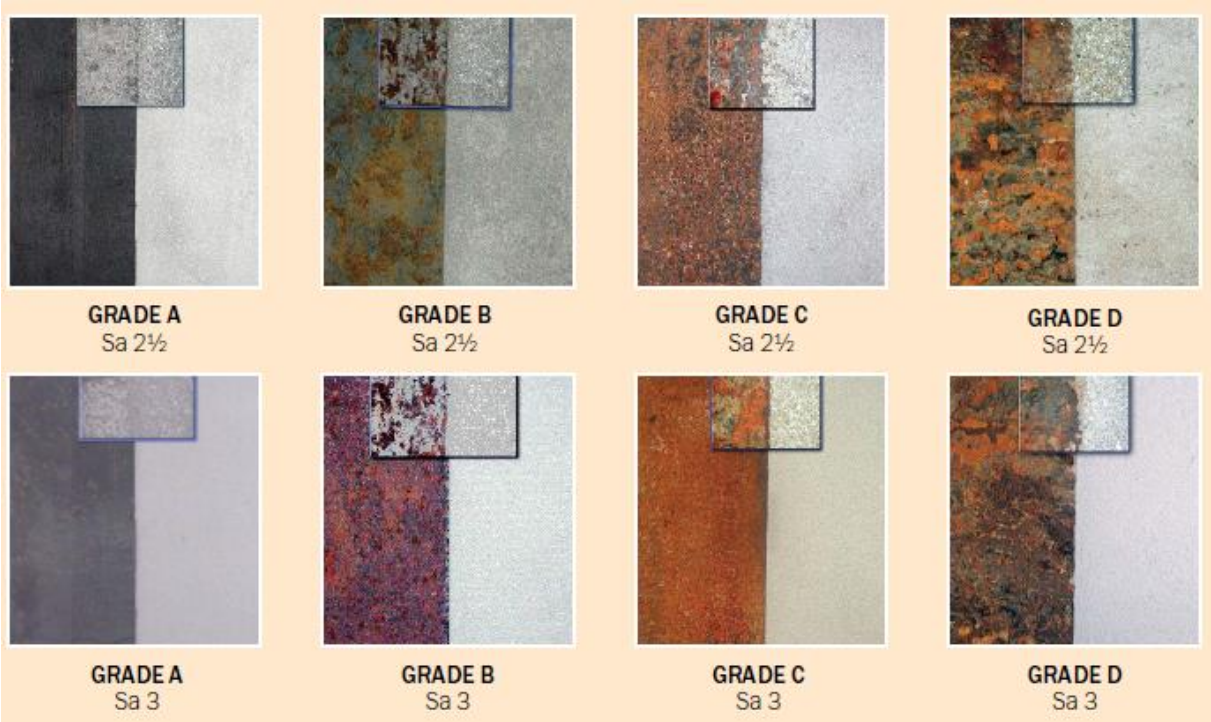


Figure 4.3 : Exemple de photographies montrant les niveaux de corrosion, les degrés de préparation des subjectiles d'acier non protégés et les substrats d'acier après élimination totale par décapage des revêtements précédents (source : Hempel 2020)

4.2.1.1.3 Etape 3 : les systèmes de protection ou de peinture

Le choix du système de peinture approprié pour protéger contre la corrosion nécessite la prise en compte d'un ensemble de facteurs, et ce afin de garantir la sélection de la meilleure solution technique (la plus économique). Lors de la sélection du revêtement anticorrosion, il est primordial, pour chaque projet, de prendre en compte les facteurs suivants (Hempel 2020) :

- ✓ Corrosivité environnementale : le système international de classification de corrosivité des atmosphères, basé sur des vitesses de corrosion constatées sur des éprouvettes standard en acier non protégé, est formalisé dans la norme ISO 9223 (Infosteel et al. 2012). Les environnements extérieurs et intérieurs correspondant sont définis au Tableau 3.1 du chapitre 3 en conformité à l'EN 12500 (Knotkova et Kreislova 2007). Lorsque les conditions présentes dans l'environnement immédiat d'un élément de structure sont localement plus sévères, il est convenable d'adopter, pour l'élément de structure étudié, une catégorie de corrosivité supérieure à celle préconisée au Tableau 3.1 ci-haut cité (Infosteel et al. 2012). Pour cette structure, il est impératif que les peintures utilisées respectent les contraintes de corrosion les plus élevées. Toutefois, il

faudrait, dans certaines situations, éviter avant tout que les conditions locales deviennent sévères par le respect de certaines dispositions constructives (Figure 4.4) qui empêchent la rétention d'eau ou le dépôt de particules corrosives.

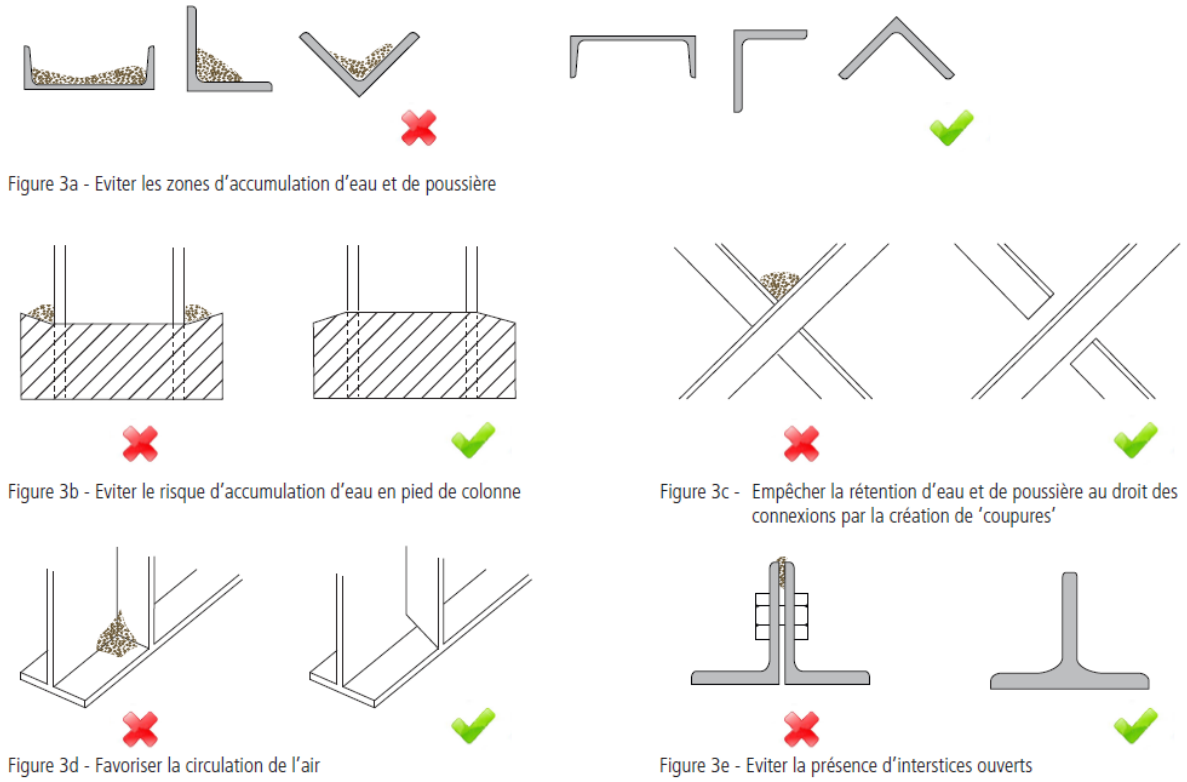


Figure 4.4 : Quelques dispositions constructives empêchant la rétention d'eau ou le dépôt de particules corrosives (source : Infosteel et al. 2012)

- ✓ Type de préparation de surface retenue : le choix se fait entre les deux grandes techniques de préparation de surface définies ci-dessus : (1) décapage primaire avec remise à nu du subjectile, (2) décapage secondaire avec avivage de la protection existante (André et al. 2005).
- ✓ Resistance requise pour un système de peinture : La durabilité d'un système de peinture se caractérise par la durée jusqu'à ce qu'une maintenance soit exigée pour la première fois après son utilisation (Hempel 2020). La norme ISO 12944 définit quatre classes de durabilité [limitée L (≤ 7ans), moyenne M (entre 7 et 15 ans), haute H (entre 15 et 25 ans) et très haute VH (> 25 ans)]. Ces classes ne constituent pas une « durée de garantie ». La durabilité est une notion technique de planification qui aide le maître d'ouvrage à élaborer un programme de maintenance tandis que la durée de garantie est une notion juridique faisant l'objet de dispositions précises dans la partie administrative d'un contrat (ISO 12944-1 2017).

Les types et systèmes de peinture à appliquer aux éléments en acier sont définis dans la norme ISO 12944-5 (ISO 12944-5 2019). Les différents tableaux des annexes A à E de cette norme orientent le choix de systèmes de peinture en fonction des environnements, du type de préparation de surface et de la durabilité escomptée.

4.2.1.1.4 Etape 4 : l'évaluation de la conformité de la protection mise en place

L'évaluation de la conformité d'une protection anticorrosion portera d'une part, sur la mesure de l'épaisseur sèche et de l'adhérence qui sont des essais destructifs et d'autre part, sur la porosité, la mesure de la couleur et de l'aspect par des méthodes non destructives. Les résultats de ces mesures doivent être comparés aux spécifications du Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) (André et al. 2005)

4.2.1.2 Applications au bâtiment de référence

De ce qui vient d'être dit ci-haut, la présente partie du travail donne quelques points importants à considérer lors de la remise à neuf des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié. Il ne s'agit ni d'une réponse exclusive ni exhaustive concernant la procédure de protection du bâtiment en question. Le Maitre d'ouvrage devra faire appel à des spécialistes en la matière pour qu'ils établissent un Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP).

4.2.1.2.1 Environnement de l'ouvrage

Les bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu sont, en général, de classe de corrosivité C4 (bâtiments exposés aux intempéries en zones rurales, urbaines et industrielles à pollution modérée). Cependant, certains éléments en acier de ces bâtiments nécessitent un entretien particulièrement délicat du fait de la nécessité de les conserver et parce que leur remise en peinture sera importante, l'ensemble des bâtiments à structure en acier de la ville de Mbanza-Ngungu est, dans ce cas, considéré de classe C5 (cf. recommandations sur la « Corrosivité environnementale » présentées au §4.2.1.1.3 ci-dessus).

4.2.1.2.2 Types et préparation de surfaces

Les éléments en acier utilisés pour les bâtiments étudiés étaient du type acier au carbone sur lequel des couches de peinture ont été appliquées. Avec le temps, d'autres couches de peinture ont dû être ajoutées dans des endroits facilement accessibles. L'historique complet de l'application de ces différentes couches de peinture étant impossible à retracer, ce travail se contente de considérer les éléments en acier de ce bâtiment comme des « subjectiles d'acier avec un système de peinture nécessitant un entretien ». Différents degré de rouille se manifestent sur ces éléments en acier. Il sera donc nécessaire de procéder à une étude approfondie de ces différents degrés pour pouvoir proposer les techniques de nettoyage adéquates. Toutefois, il est conseillé dans ce travail, vu le besoin de la pérennisation de ces bâtisses, d'opter pour une préparation de surface primaire (décapage primaire avec remise à nu du subjectile) pour l'ensemble des éléments en acier des bâtiments étudiés. La méthode de préparation dépendra des moyens techniques disponibles localement et le moins impactant d'un point de vue environnemental.

4.2.1.2.3 Systèmes de peinture et durabilité escompté

Connaissant la nature de l'environnement, le type de surface retenue ainsi que le type de préparation de surface, le maitre d'œuvre et/ou l'adjudicataire des travaux de réhabilitation pourront se baser sur les Tableaux B.1, B.2, et C.5 (liés à l'acier au carbone et à la classe de corrosivité C5) de la norme ISO 12944-5 pour pouvoir faire le choix du système de peinture à proposer. Ce système de peinture doit satisfaire les exigences mentionnées dans la norme ISO

12944-6 (ISO 12944-6 2018). La conformité à ces exigences doit être prouvée par un rapport d'essai émis par un laboratoire agréé.

A titre d'exemple, si un décapage était réalisé pour un degré de rouille D (D Sa 2½) conformément à la norme ISO 8501-1, le système de peinture à mettre en place, pour une classe de corrosivité C5 et une durabilité haute H (entre 15 et 25 ans), serait le système n° « C5.03 » avec la composition proposée au Tableau 4.1 :

Tableau 4.1 : Exemple du système de peinture pouvant être envisagé pour les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié (source : Tableau C.5 de la norme ISO 12944-5)

Système n°	Couche primaire				Couche suivante	Système de peinture	
	Type de liant	Type de primaire	Nombre de couches	NDFT en µm	Type de liant	Nombre total de couches	NDFT en µm
C5.03	EP, PU, ESI	Divers	1	de 80 à 240	EP, PU, AY	de 2 à 4	300
EP : Epoxy , PU : Polyuréthane, ESI : Silicate d'éthyle, AY : Acrylique, NDFT : Nominal Dry Film Thickness (Épaisseur nominale du film sec)							

Il faut noter que même si une préparation de surface primaire a été sélectionnée, il convient d'éviter l'utilisation d'un primaire de peinture en zinc puisque les structures anciennes comportent des singularités (organes d'assemblages) qui sont des zones difficiles à décaper complètement et qui conduiraient aux risques de mauvaise adhérence de peinture à base de poussière de zinc.

4.2.2 Comportement réel des assemblages poutres - poteaux du bâtiment étudié

Dans le deux précédents chapitres, deux facteurs principaux sont repérés comme étant à la base de la perte des capacités portantes (ou taux de chargement) des éléments porteurs (poutres et poteaux) de la structure du bâtiment étudié. Il s'agissait notamment de l'augmentation des charges (non prévues dans l'usage initial du bâtiment) et de l'effet de la corrosion sur ces éléments porteurs. Les résultats de vérifications des poutres de planchers, pour ces deux situations, ont montré que les taux de chargement de ces poutres grimpaient au-delà des valeurs limites préconisées par les normes de vérifications actuelles (les Eurocodes). Toutefois, il faut mentionner que les analyses, réalisées jusque-là, ne prenaient pas en compte les caractéristiques réelles des assemblages entre poutres et poteaux mais les assimilaient, conformément à la pratique usuelle au vu de leur configuration, à des articulations (poutres simplement articulées sur les poteaux). Dans l'annexe D de la présente thèse, des études sont réalisées pour déterminer les propriétés flexionnelles réelles (moment résistant et rigidité initiale) de ces assemblages et cela a abouti aux conclusions présentées au §4.2.2.2 ci-dessous. Ces caractéristiques sont exploitées dans les nouvelles analyses de la structure du bâtiment en configuration actuelle (cf. §4.2.2.3) et dans la proposition de solutions de réhabilitation du bâtiment (cf. §4.3.2).

4.2.2.1 Types d'assemblages rencontrés dans le bâtiment étudié

Dans les annexes A et D, il a été identifié différents types d'assemblages réalisés entre éléments porteurs (poutres - poteaux) de planchers du bâtiment étudié. Ces assemblages sont numérotés par A1,A2 et A3 et encerclés en bleu sur la Figure 4.5 ci-dessous.

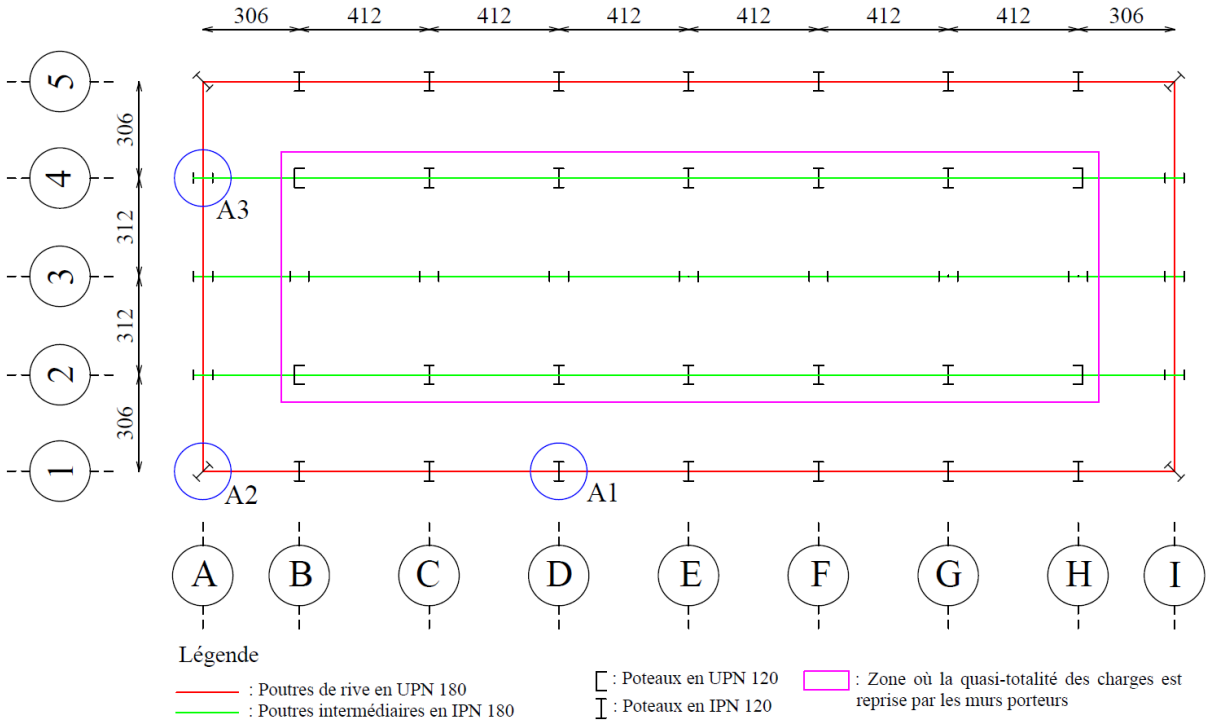


Figure 4.5 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu

L'assemblage A1 (Figure 4.6) est celui entre les poutres UPN 180 et les poteaux IPN 120 des portiques externes. En vue de la prise en compte de son comportement réel dans les analyses de portiques au présent chapitre, ses caractéristiques mécaniques réelles (moment résistant ($M_{j,Rd}$) et rigidité initiale ($S_{j,ini}$)) ont été évaluées à l'annexe D. La caractérisation de cet assemblage, présentée ci-dessous et de manière plus détaillée dans l'annexe D, constitue une contribution innovante de la présente thèse d'un point de vue scientifique vu qu'il s'agit d'un type d'assemblage non couvert par les normes. L'approche adoptée (dans l'annexe D) pour évaluer les caractéristiques réelles de cet assemblage est une approche analytique inspirée de « la méthode des composantes » proposée dans l'EN 1993-1-8, qui consiste à considérer chaque assemblage comme un ensemble de composantes de base individuelles - les caractéristiques de l'assemblage seront ainsi déterminées à partir des caractéristiques des composantes de base individuelles.

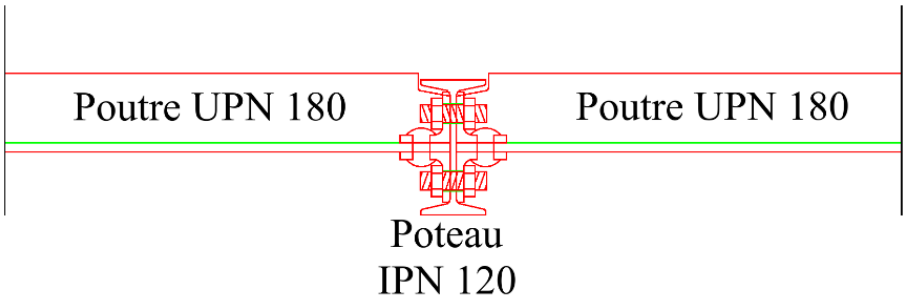


Figure 4.6 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120

Pour les autres cas de liaisons (tels que la liaison A2 entre les poutres UPN 180 et les poteaux d'angle IPN 120 et la liaison A3 entre poutres UPN 180 - poteau IPN 120 - poutre IPN 180), il est en revanche conclu ci-dessous que leurs configurations ne permettent pas de mobiliser une rigidité significative et ces assemblages seront dès lors considérés comme articulés dans la suite des analyses réalisées dans le présent chapitre.

Comme expliqué dans l'annexe D (cf. §D.1.2), l'assemblage A2 (entre poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120 - Figure 4.7) présente un espace entre les semelles de poutres (semelles grugées) et l'âme du poteau (assemblage d'âmes ou assemblage d'axe faible) ; cette absence de contact, et dès lors de transfert d'efforts à cet endroit, fait que l'assemblage ne développe pas de caractère semi-rigide marquée. Son influence sur le comportement des portiques sera par conséquent négligeable et il est donc considéré, dans ce chapitre, comme une articulation.

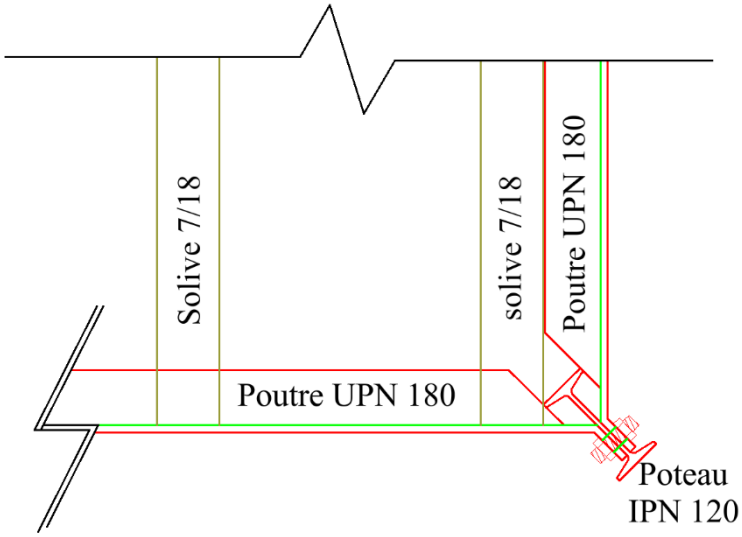


Figure 4.7 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120

L'assemblage A3 (assemblage entre poutres et poteaux des portions de portiques intermédiaires - Figure 4.8), en revanche, présente deux parties (portions) comme vu dans l'annexe A. La première partie est celle entre la poutre IPN 180 et le poteau IPN 120. La résistance au cisaillement de cette partie est évaluée dans l'annexe A (cf. §A.2.2.5.1) en simulant son organe d'assemblage spécialement conçu à une cornière dont les dimensions côté poutre IPN 180 sont : l_z = 0,045m, t_p = 0,007 m et h_p = 0,15 m. Cette partie de l'assemblage, étant donné l'organe d'assemblage utilisé et le manque de contact significatif entre les semelles de la poutre et l'âme (ou la semelle) du poteau, n'est pas non plus considérée comme semi-rigide à l'instar de

l'assemblage A2. Cependant, la deuxième partie (ou portion) de cet assemblage (liaison entre poutres de rive UPN 180 et poteau IPN 120) a une configuration proche (voire identique) à celle de l'assemblage A1 ; la procédure de détermination des caractéristiques de l'assemblage A1 est donc adoptée pour cette deuxième partie de l'assemblage A3. Toutefois, la partie de l'assemblage A3 intervenant principalement dans les analyses des portions de portiques intermédiaires est la première qui, elle, est considérée comme articulé. Cela étant, dans ce travail, l'assemblage A3 sera donc considéré comme une articulation (cf. Figure 4.23 et Figure 4.40).

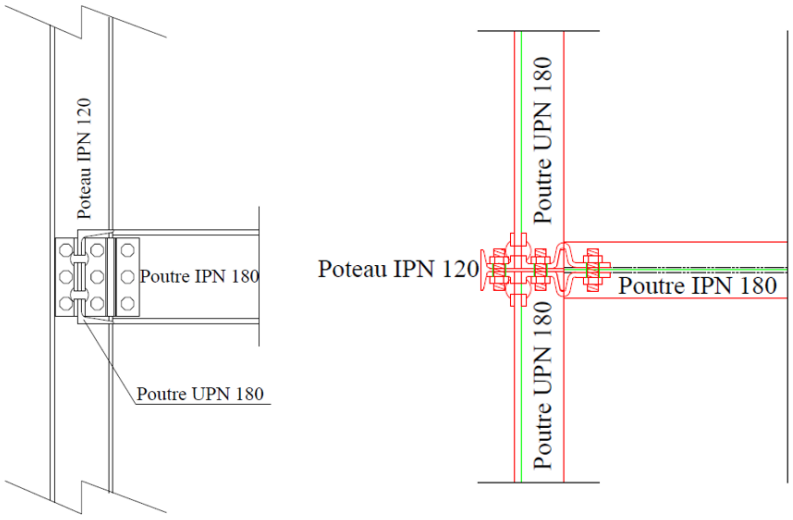


Figure 4.8 : Schémas représentatifs de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180

Pour le cas de la liaison entre les poutres supérieures IPN 120 des portiques externes et les poteaux IPN 120, la présence des cadres en métal déployé sur ces poutres (Figure 4.9, comme vu au chapitre 2 (cf. §2.6.3.1.1), a conduit à considérer la connexion cadres - poteaux comme étant parfaitement rigide du fait de la hauteur et de la forme de ces cadres qui empêchent la rotation des extrémités de poteaux.

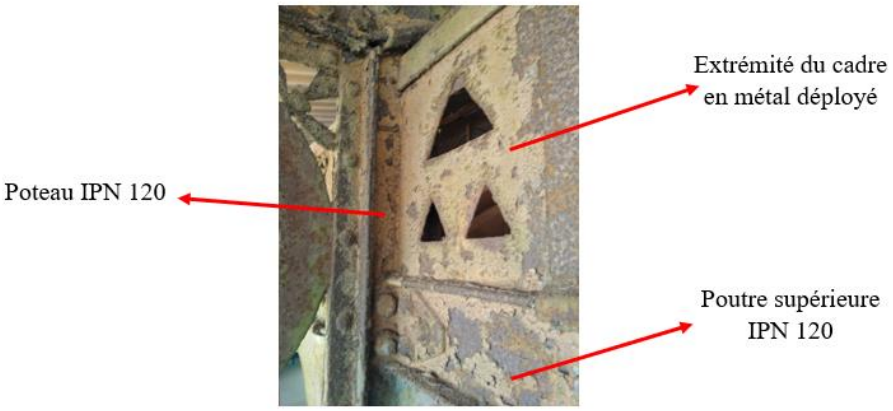


Figure 4.9 : Vue de la connexion cadre en métal déployé - poteau IPN 120 - poutre supérieure IPN 120 au palais de justice de Mbanza-Ngungu

4.2.2.2 Caractérisations mécaniques de l'assemblage A1

L'assemblage A1 est l'assemblage (par boulons et rivets) entre l'(ou les) âme(s) de la (ou des) poutre(s) UPN180 et l'âme du poteau IPN 120 au moyen de cornières d'âme de type « L45x45x7 mm » et de 150 mm de longueur (Figure 4.10). Son étude a été menée en deux parties : liaison « poutre - cornières » et liaison « cornières - poteau ». Les caractéristiques mécaniques de ces deux parties ont ensuite été combinées afin de parvenir à sa caractérisation globale (assemblage poutre - poteau).

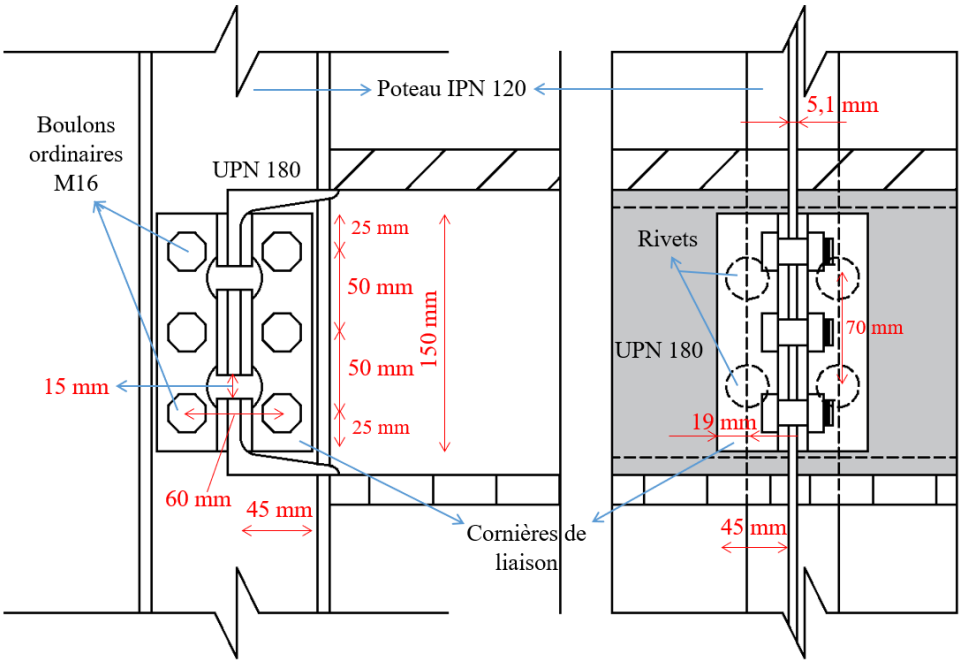


Figure 4.10 : Vue de l'assemblage entre la poutre UPN 180 et le poteau IPN 120 du bâtiment étudié (cf. Figure D.7 - annexe D)

Conformément à l'EN 1993-1-8 (NBN EN 1993-1-8 2005), la caractérisation d'un assemblage fait généralement appel à trois propriétés structurales principales qui sont : la rigidité en rotation, la capacité de rotation et la résistance (moment résistant). Ces propriétés permettent de définir le comportement de l'assemblage face aux sollicitations qui lui sont appliquées. De ces propriétés découlent leur classification en rigidité (assemblages articulés, rigides et semi-rigides) et/ou en résistance (assemblages articulés, à pleine résistance et à résistance partielle) et la modélisation de leur comportement selon le type d'analyse choisi (analyse élastique, analyse rigide-plastique, analyse élastique-plastique,…). Il est cependant montré, au chapitre 2, que le présent travail fait appel (pour les analyses) au logiciel Ossa2d de l'Université de Liège qui ne procède qu'aux analyses élastiques des structures planes (cf. §A.1.4). De ce fait, la rigidité de l'assemblage va représenter la seule caractéristique du comportement de l'assemblage à considérer en vue de l'analyse. Toutefois, il convient de vérifier que les valeurs de sollicitations (M_{Ed} et V_{Ed}) au niveau de cet assemblage restent inférieures aux valeurs de résistances caractéristiques ($M_{j,Rd}$ et V_{Rd}) de ce dernier. Ainsi, les paragraphes ci-dessous présentent les démarches entreprises pour caractériser l'assemblage A1 suivant « la méthode des composantes » énoncée ci-dessus et conformément à la prénorme FprEN 1993-1-8:2023 (CEN/TC 250/SC 3 N 3743 2023).

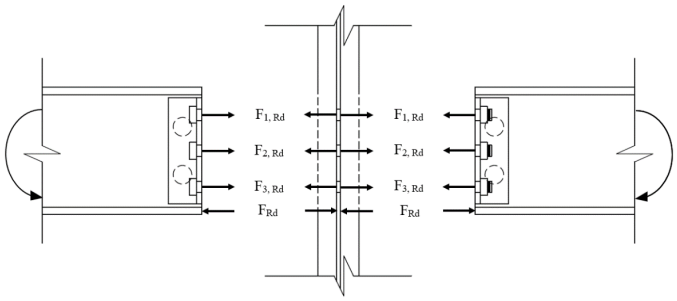
Pour cet assemblage A1, les composantes de base individuelles identifiées (cf. §D.1.4.2 de l'annexe D) sont résumés au Tableau 4.2 ci-dessous.

Tableau 4.2 : Composantes de base de l'assemblage A1 poutre UPN 180 et poteau IPN 120

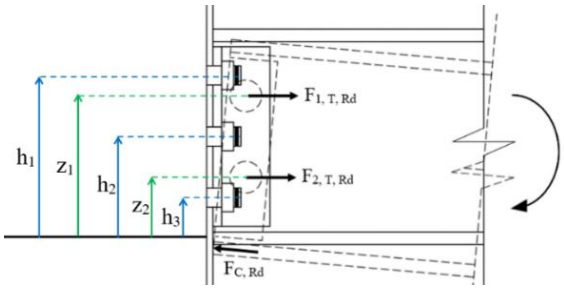
Eléments de réduction	composantes	
	Liaison poutre - cornières	Liaison cornières - poteau
Moment fléchissant M	- Rivets en cisaillement - Rivets en pression diamétrale sur ailes des cornières - Rivets en pression diamétrale sur âme de la poutre - Semelle inférieure de la poutre en compression	- Ame du poteau en traction ou compression - Aile de la cornière fléchie - Boulons tendus
Effort tranchant V	- Rivets en cisaillement vertical - Rivets en pression diamétrale sur ailes des cornières - Rivets en pression diamétrale sur âme de la poutre	- Boulons en cisaillement - Boulons en pression diamétrale sur ailes des cornières - Boulons en pression diamétrale sur âme du poteau
Combinaisons M et V	- Rivets en pression diamétrale sur ailes des cornières dans deux directions orthogonales - Rivets en pression diamétrale sur âme de la poutre dans deux directions orthogonales	- Boulons tendus et cisaillés

Au Tableau 4.2 ci-dessus, on identifie les composantes (telles que : rivets ou boulons en cisaillement, boulons tendus, rivets ou boulons en pression diamétrale sur ailes des cornières, rivets en pression diamétrales sur âme de la poutre, boulons en pression diamétrale sur âme du poteau, semelle inférieure de la poutre en compression, …) déjà couvertes par les Eurocodes, en termes de résistance et de rigidité. Il s'agissait par conséquent d'une application des formules existantes afin d'évaluer leurs résistances et rigidités (le lecteur est donc appelé à consulter l'annexe D pour les détails d'application). En revanche, d'autres composantes, non directement couvertes par les Eurocodes, ont nécessité une adaptation des règles existantes (voir annexe D du présent chapitre) en vue d'évaluer leurs résistances et leurs rigidités. Pour ces dernières, des principes mis en place (similaires à ceux qui existent déjà dans la littérature) sont présentés ci-dessous.

La répartition des efforts au niveau de l'assemblage A1 est présentée à la Figure 4.11 ci-dessous. La valeur du moment résistant de l'assemblage ($M_{j,Rd}$) est trouvée en considérant les différents modes de ruine suivant : la flexion des ailes des cornières, la traction des boulons, le cisaillement horizontal des rivets dû au moment de flexion, la pression diamétrale horizontale des rivets (sur les cornières ou l'âme de la poutre UPN 180) engendrée par le moment de flexion, la compression de la semelle inférieure de la poutre, ... Comme présenté au Tableau 4.2, l'assemblage A1 est donc scindé en deux parties (liaison « poutre - cornières » et liaison « cornières - poteau ») ; c'est donc la partie la plus faible de l'assemblage qui détermine le moment résistant de l'assemblage ainsi que le type de distribution d'efforts intérieurs auquel on doit s'attendre pour cet assemblage. Toutefois, il convient encore de rappeler que ce chapitre n'aborde que les composantes non couvertes par les Eurocodes, le lecteur devra donc consulter l'annexe D de ce travail de thèse afin d'avoir plus de détails sur l'application des formules de caractérisation des composantes.



(a) Liaison cornières - poteau



(b) Liaison poutre - cornières

Figure 4.11 : Répartitions des efforts sur l'assemblage poutres UPN 180 et poteau IPN 120

4.2.2.2.1 Transmission des efforts à l'âme du poteau IPN 120

4.2.2.2.1.1 Introduction

La semi-rigidité des assemblages engendre des moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ dans les poutres aboutissant à une connexion bilatérale (cf. Figure 4.12) ; ces moments sont inconnus tant que l'analyse semi-rigide n'est pas réalisée.

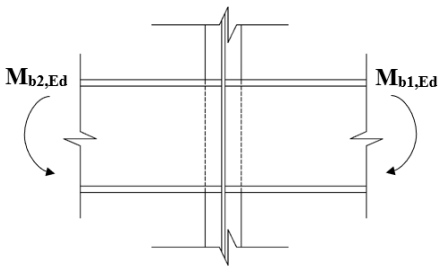


Figure 4.12 : Moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ engendrés par la semi-rigidité des assemblages pour une configuration bilatérale

Pour peu que $M_{b1,Ed}$ diffère de $M_{b2,Ed}$, la configuration d'assemblage bilatérale de la Figure 4.12 peut se ramener à une configuration d'assemblage unilatérale (sous l'effet de la différence $\Delta M_{b,Ed} = M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}$) dans laquelle une déformation globale de l'âme du poteau au droit de l'assemblage va apparaitre, comme présenté à la Figure 4.13 ci-dessous

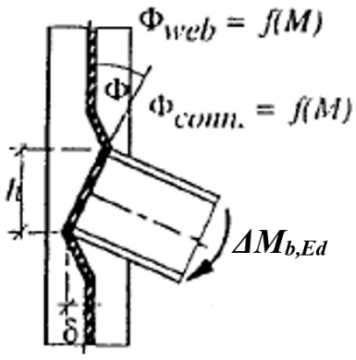


Figure 4.13 : Mécanisme global de ruine plastique de l'âme du poteau à assemblage suivant l'axe faible d'inertie (source : NEVES et GOMES 1996)

En termes de détermination de la rigidité d'une âme de poteau soumise à des efforts transversaux de compression ou de traction, le seul modèle disponible dans la littérature et adapté à la présente étude est celui de NEVES et GOMES de 1996 (NEVES et GOMES 1996). Dans ce modèle, la transmission des efforts à l'âme du poteau se fait via « des rectangles rigides de compression » de dimensions b_c x c_c (Figure 4.14) et de coefficient de rigidité k_c défini ci-dessous.

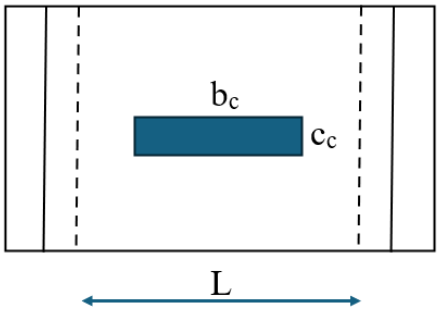


Figure 4.14 : Schéma représentatif de la transmission des efforts à l'âme du poteau via un rectangle rigide de compression

Selon NEVES et GOMES, en combinant les déformations dues au moment de flexion et à l'effort tranchant, la valeur du coefficient de rigidité « k_c » est facilement trouvée via l'expression suivante :

$$k_c = \frac{2\,E\,l_{eff}\,t_{wc}^3}{a^3 + 2\,(1+\upsilon)\,a\,.\,t_{wc}^3}$$

avec $a = (L-b_c)/2$. Ainsi, pour $b_c \simeq L$, le coefficient de rigidité « k_c » tend vers l'infini comme le montre la Figure 4.15 ci-dessous. Ce qui semble logique puisque, dans ce cas, les efforts sont transmis directement aux semelles du poteau, à hauteur des congés de raccordement, et n'engendrent dès lors aucune déformation transversale de l'âme.

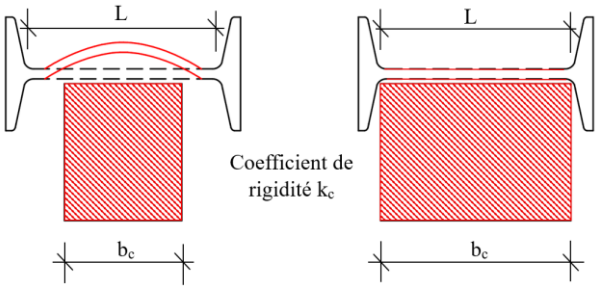


Figure 4.15 : Influence de la largeur « b_c » du rectangle rigide de compression sur le coefficient de rigidité « k_c » de l'âme du poteau

4.2.2.2.1.2 Transmission des efforts

Zone comprimée de la liaison « poutre - poteau »

L'effort de compression est transmis à l'âme du poteau IPN 120 par la semelle du profilé UPN 180. A priori, le modèle du rectangle rigide présenté ci-dessus ne peut donc s'appliquer puisque « le rectangle associé à la semelle de l'UPN 180 » n'est pas centré sur l'axe longitudinal du poteau. Par ailleurs, parler de « rectangle » dans ce cas n'est pas tout à fait exact ; il faudrait parler de « trapèze » (cf. Figure 4.16), vu que l'épaisseur de la semelle de l'UPN 180 n'est pas constante.

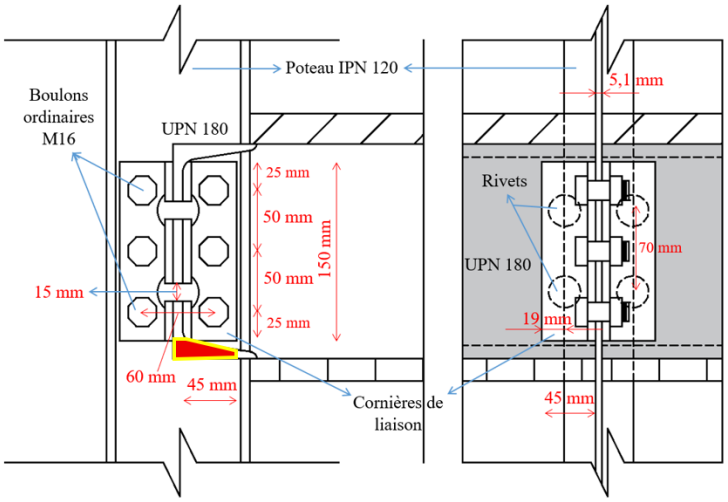


Figure 4.16 : Schéma montrant, en rouge, la transmission de l'effort de compression de la poutre UPN 180 à l'âme du poteau IPN 120

L'application du modèle de NEVES et GOMES semblent toutefois pouvoir être envisagé pour la zone de compression de l'assemblage étudié pour les raisons pointées ci-dessous.

- ✓ Les profilés UPN supportent des planchers qui, par leur conception, constituent un diaphragme. Le frottement entre ces planchers et la semelle des profilés UPN est suffisant pour empêcher un déplacement transversal de ces semelles sous l'action de charges de gravité (la présence de liaisons entre le plancher et les poutres UPN, cf. §1.2.3.1.3 du chapitre 1, ne fait évidemment que renforcer l'effet évoqué ci-dessus). Par ailleurs, la rigidité flexionnelle de ces planchers évite aussi toute torsion des poutres UPN soumis à charges de gravité. Dans les faits, la présence des planchers impose dès lors une seule flexion « forcée » des profilés UPN autour de leur axe de forte inertie.
- ✓ Cela étant, le trapèze de compression ne viendra s'appuyer sur l'âme de la colonne qu'au seul niveau du congé de raccordement, ne provoquant dès lors aucune déformation hors-plan de la semelle de la colonne.

Cette situation correspond donc exactement à celle d'un rectangle de NEVES et GOMES avec appui au niveau des deux congés de raccordement de l'âme : ➔ $k_c = \infty$

Zone tendue de la liaison « poutre - poteau »

En fait, les boulons tendus, d'un côté de l'assemblage (Figure 4.10), transfèrent les efforts aux cornières situées de l'autre côté de l'âme qui, à leur tour, transmettent les efforts par compression à l'âme du poteau. Il s'agit à nouveau d'un transfert par « rectangle comprimé » pour lequel $b_c = (2l_y + t_w) = (2 \times 45 + 8)$ mm = 98 mm ≃ L = (d + 3r/2) = [92,4 +(3 x 5,1/2)] mm = 100,05 mm (NEVES et GOMES 1996 ; ArcelorMittal 2021) ➔ $k_c = \infty$

En conclusion, la contribution de l'âme à la déformation globale de la zone d'assemblage peut être supposée infini (gauche et droite). La distribution des efforts ne sera influencée que par la rigidité des deux attaches

4.2.2.2.2 La flexion des ailes des cornières boulonnées à l'âme du poteau IPN 120

a) Résistance

Pour évaluer la résistance de cette composante, qui est aussi associée à la traction dans les boulons, l'approche utilisée est celle qui consiste à substituer les cornières d'âme à un « tronçon en T équivalent » (Figure 4.17) tel qu'abordé au §6.2.4 de l'EN 1993-1-8.

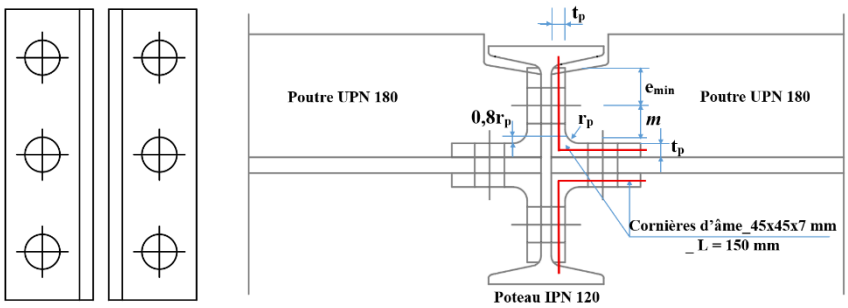


Figure 4.17 : Modèle du tronçon en T équivalent, signalé en rouge sur le dessin de droite, des ailes de cornières fléchies

La composante de base représentée par la semelle de ce tronçon en T équivalent étant la flexion des ailes de cornières boulonnées sur l'âme du poteau IPN 120, les modes de ruine possibles sont :

- ✓ la plastification totale de la semelle (ailes des cornières) - mode 1 ;
- ✓ la ruine de boulons avec plastification de la semelle - mode 2 ;
- ✓ la ruine des boulons - mode 3.

A observer la Figure 4.11(a) ci-dessus (liaison « cornières - poteau »), l'effort de compression au niveau de l'assemblage passe par le centre de gravité de la semelle inférieure comprimée de la poutre UPN 180 tandis que l'effort de traction se distribue entre les différentes rangées de boulons. La résistance et les modes de ruine de ces ailes de cornières fléchies (associées aux boulons tendues) sont considérés, dans cette étude, comme similaires à ceux de la cornière de semelle fléchie (cf. §6.2.6.6 de l'EN1993-1-8) et la détermination des longueurs efficaces de semelle de tronçon en T équivalent (l_{eff}) se fait, conformément au §6.2.4.2 de l'EN1993-1-8, au moyen des valeurs données pour chaque rangée (isolée ou faisant partie d'un groupe) de boulons dans le Tableau 6.4 (longueurs efficaces pour une semelle de poteau non raidie).

Note : les valeurs de résistance des rangées de boulons varient d'une rangée à l'autre en fonction des mécanismes plastiques associés qui tiennent compte de la géométrie des ailes des cornières et de la position de chaque rangée prise (isolément ou comme faisant partie d'un groupe) par rapport au centre de compression de la semelle inférieure comprimée.

En raison de la présence de plusieurs rangées de boulons dans la zone tendue, la distribution des efforts internes dans l'assemblage pourrait se produire de plusieurs manières (Figure 4.18) :

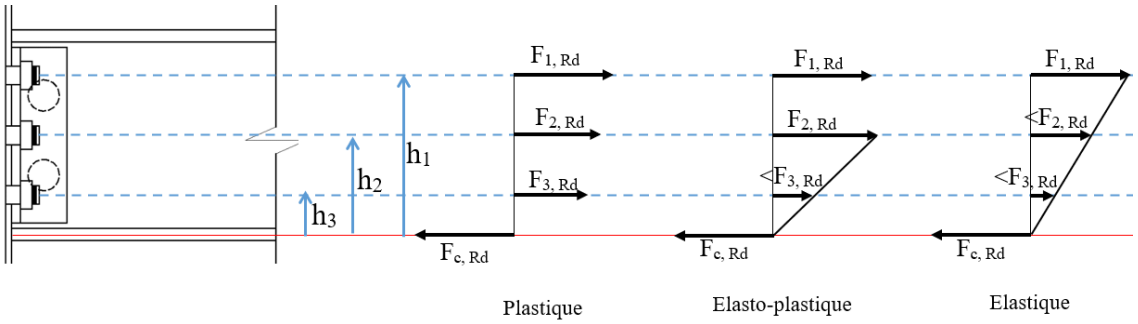


Figure 4.18 : Distributions des efforts internes dans l'assemblage cornières - poteau

(1) Si on suppose que les ailes des cornières sont assez épaisses de sorte qu'il y ait ruine des boulons avant leur plastification (mode 3), la distribution des efforts entre les différentes rangées de boulons est linéaire (diagramme de droite de la Figure 4.18) en fonction de la distance au centre de compression. Le moment résistant $M_{j,Rd}$ est atteint lorsque la rangée la plus éloignée du centre de compression atteint sa résistance en traction ($F_{t,Rd} = 0{,}9\, f_{ub}\, A_s\, /\gamma_{M2}$). Il n'y a donc pas redistribution des efforts par suite de la faible capacité de déformation des boulons et le moment résistant est trouvé comme suit (avec $F_{1,Rd}$: la résistance de la rangée la plus éloignée et h_i : les distances des rangées « i » par rapport au centre de compression - Figure 4.18) :

$$M_{j,\,Rd} = \frac{F_{1,\,Rd}}{h_1} \sum h_i^2$$

(2) Pour une épaisseur mince des ailes des cornières et en supposant que la rangée la plus éloignée du centre de compression soit la première à atteindre sa résistance par l'un des trois modes de ruine évoqués ci-dessus ; on vérifie, en premier lieu, qu'il s'agisse d'un mode de ruine ductile (car pour un mode de ruine fragile, par exemple : les boulons présentant un manque de capacité de déformation - $\sum F_{i,\,Rd} > 1{,}9\ F_{t,\,Rd} = 1{,}71\ f_{ub}\ A_s\ /\gamma_{M2}$ - on se ramène au premier cas évoqué ci-dessus). Si tel est le cas, on procèdera à une redistribution des efforts internes (la rangée la plus éloignée du centre de compression ayant atteint sa résistance). Les moments en plus dans l'assemblage sont donc transférés aux autres rangées de boulons qui doivent, tenant compte de leurs éloignements par rapport au centre de compression, à leur tour atteindre leur résistance propre en traction. La ruine de l'assemblage pourrait dans ce cas être atteinte de trois manières :

- ✓ En supposant que chacune des rangées de boulons possède une capacité de déformation suffisante ($\sum F_{i,\,Rd} \leq 1{,}9\ F_{t,\,Rd} = 1{,}71\ f_{ub}\ A_s\ /\gamma_{M2}$), la redistribution plastique des efforts dans l'assemblage peut se poursuivre. Elle est donc considérée comme complète et la distribution des efforts qui en résulte est une distribution plastique (diagramme de gauche de la Figure 4.18 - mode 1). Le moment résistant est alors déterminé par la formule suivante (avec $F_{i,\,Rd}$: la résistance de la rangée « i » de boulons) :

$$M_{j,\,Rd} = \sum F_{i,\,Rd}\ .\ h_i$$

- ✓ Lorsqu'au moment de la redistribution plastique ; une rangée de boulons « k » (autre que la rangée la plus éloignée du centre de compression) accuse un manque de capacité de déformation ($\sum F_{i,\,Rd} > 1{,}9\ F_{t,\,Rd} = 1{,}71\ f_{ub}\ A_s\ /\gamma_{M2}$), la redistribution s'arrête et les efforts dans les rangées de boulons inférieures sont alors distribués linéairement à partir de cette rangée comme c'était le cas pour le point (1) (diagramme du milieu de la Figure 4.18 - mode 2). Le moment résistant de cette distribution dite élasto-plastique vaut dans ce cas (avec n : nombre total de rangées de boulons) :

$$M_{j,\,Rd} = \sum_{i=1,\,k} F_{i,\,Rd}\ .\ h_i + \frac{F_{k,\,Rd}}{h_k} \sum_{j=k,\,n} h_j^2$$

- ✓ Enfin ; si lors de la redistribution plastique ou élasto-plastique des efforts, il arrive que la somme des valeurs de résistances des rangées de boulons déjà considérées dans la distribution des efforts vaut la résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre ; on interrompt la redistribution et le moment résistant est calculé via l'une de deux précédentes formules avec comme condition que cette somme des valeurs de résistances des rangées de boulons prises en compte ($\sum_{i=1,\,m} F_{l,\,Rd}$) soit égale à la résistance de calcul de la semelle comprimée de la poutre ($F_{c,\,Rd}$).
  Note : (avec m : indice de la dernière rangée considéré, $F_{l,\,Rd}$: résistance d'une rangée de boulons l)

Les développements réalisés dans l'annexe D (cf. §D.1.4.3.3) basés sur les principes présentés ci-dessus, ont montré que les valeurs les plus faibles des résistances sont associées au premier mode de ruine (mode 1 - plastification totale de la semelle qui, en effet, correspond à un

comportement ductile généralement recherché - distribution plastique des efforts internes) et le moment résistant associé a comme valeur numérique : $M_{j, Rd} = (F_{1, Rdmin} \text{ x } h_1) + (F_{2, Rdmin} \text{ x } h_2) + (F_{3, Rdmin} \text{ x } h_3) = 12{,}067$ kNm. Cependant, vu que le moment résistant de la liaison « poutre - cornières » (Figure 4.11(b)) est plus faible ($M_{j, Rd} = (F_{1T, Rd} . z_1) + (F_{2T, Rd} . z_2) = 9{,}2$ kNm - ruine ductile : pression diamétrale dans l'âme de la poutre) par rapport à ce dernier, le moment résistant de l'assemblage A1 vaudra : $M_{j, Rd} = 9{,}2$ kNm et la résistance au cisaillement a comme valeur numérique : $V_{Rd} = 124{,}81$ kN (Mode de ruine : cisaillement des rivets).

b) Rigidité

Les valeurs des coefficients de rigidité de la liaison « cornières - poteau » de l'assemblage A1 sont données au Tableau 4.3 ci-dessous conformément au Tableau 6.11 de l'EN1993-1-8 pour les composantes « boulons tendus », « aile de la cornière fléchie » et « semelle comprimée de la poutre ».

Tableau 4.3 : Coefficients de rigidité de la liaison « cornières - poteau »

Composantes	Coefficients de rigidité k_i
Aile de la cornière fléchie	$k_{4, 1} = \frac{0{,}9\, l_{eff, 1} t_p^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \text{ x } 0{,}050 \text{ x } 0{,}007^3}{0{,}0134^3} = 0{,}006415$ $k_{4, 2} = \frac{0{,}9\, l_{eff, 1} t_p^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \text{ x } 0{,}050 \text{ x } 0{,}007^3}{0{,}0134^3} = 0{,}006415$ $k_{4, 3} = \frac{0{,}9\, l_{eff, 1} t_p^3}{m^3} = \frac{0{,}9 \text{ x } 0{,}050 \text{ x } 0{,}007^3}{0{,}0134^3} = 0{,}006415$
Boulons tendus	$k_{10} = 1{,}6\, A_s/L_b = \frac{1{,}6 \text{ x } 157 . 10^{-6}}{0{,}0336} = 0{,}0074762$
Semelle de la poutre en compression	$k_6 = \infty$

La disposition en série (coefficient de rigidité efficace $k_{eff,r}$ pour les rangées de boulons r) et en parallèle (bras de levier z_{eq} et coefficient de rigidité équivalent k_{eq}), conformément au §6.3.3.1 de l'EN1993-1-8, de ces coefficients de rigidité ont conduit à la détermination de la rigidité de la liaison « cornières - poteau » conformément à la formule 6.27 du §6.3.1 de l'EN1993-1-8. Cette rigidité a pour valeur : $S_{j, ini2} = 19155{,}77$ kNm/rad. Toutefois, sa combinaison avec la rigidité de la liaison « poutre - cornières » (qui vaut : $S_{j, ini1} = 347{,}545$ kNm/rad - voir annexe D) donne une valeur de rigidité réelle de l'assemblage A1 de :

$$S_{j, ini} = \frac{1}{\left(\frac{1}{S_{i, ini1}} + \frac{1}{S_{i, ini2}}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{1}{347{,}545} + \frac{1}{19155{,}76976}\right)} = 341{,}352 \text{ kNm/rad}$$

La Figure 4.19 ci-dessous délimite les zones de classification des assemblages par rigidité :

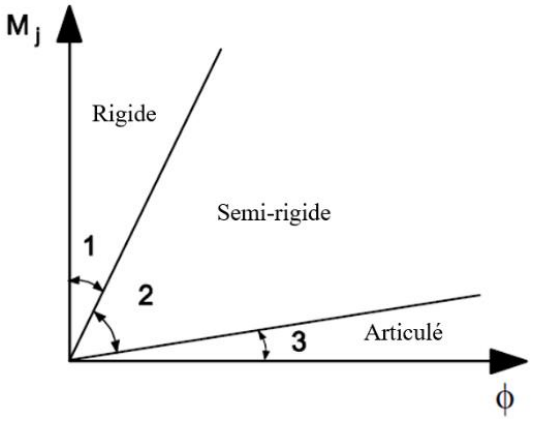


Figure 4.19 : Classification des assemblages par rigidité (cf. EN1993-1-8, Figure 5.4, §5.2.2.5)

Pour le cas du bâtiment étudié et dans la configuration actuelle, on se met, conformément au §7.3.2.5 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E), dans la situation où l'on considère que le système de contreventement réduit le déplacement horizontal d'au moins 80%. Ainsi, en prenant $k_b = 8$, les différentes bornes de classification sont :

Borne supérieure : $k_b E I_b/L_b = 8 \times 2{,}1.10^8$ kN/m^2 x 145.10^{-7}m^4 / 4,12 m = 5912,621 kNm/rad

Borne inférieure : $k_b E I_b/L_b = 0{,}5 \times 2{,}1.10^8$ kN/m^2 x 145.10^{-7}m^4 / 4,12 m = 369,539 kNm/rad

La valeur du coefficient de rigidité calculé étant inférieure à 369,539 kNm/rad, l'assemblage A1 (poutre - poteau) étudié peut être considéré, selon l'Eurocode, comme articulé mais avec des caractéristiques mécaniques proches de celles d'un comportement semi-rigide. Cela étant, cette valeur sera intégrer dans les prochaines analyses.

En résumé, la caractérisation (moment résistant et rigidité initiale) des propriétés de l'assemblage étudié, telles que reportées dans l'annexe D, ont conduit aux conclusions suivantes :

- ✓ Le moment résistant de l'assemblage étudié correspond à la ruine par pression diamétrale au niveau de l'âme de la poutre UPN 180. Sa valeur numérique est $M_{j,Rd}$ = 9,2 kNm
- ✓ La rigidité initiale de l'assemblage étudié est une combinaison des rigidités des liaisons « poutre - cornières » et « cornières - poteau » et vaut $S_{j,ini}$ = 341,35 kNm/rad

Connaissant les valeurs ci-dessus, l'assemblage étudié est classé, suivant le critère de rigidité du §5.2.2.5 de l'EN 1993-1-8 (NBN EN 1993-1-8 2005), comme un assemblage articulé et suivant le critère de résistance comme un assemblage à résistance partielle (cf. §5.2.3 l'EN 1993-1-8). Néanmoins, bien que l'assemblage puisse être classé comme « articulé » en termes de rigidité, sa rigidité réelle est prise en compte dans les prochaines analyses des portiques externes.

Dans un premier temps, des analyses (via le logiciel Ossa2d) sont réalisées (cf. §4.2.2.3) sur la structure actuelle, non réparée, du bâtiment en considérant les nouvelles hypothèses adoptées sur le comportement des assemblages « poutres - poteaux ». Ces analyses permettent, comme c'était le cas au §3.4.2.5.3 du chapitre 3, de déterminer les taux de chargement réels des

différents éléments structuraux (poutres/poteaux du bâtiment étudié) affectés par une corrosion atmosphérique après 120 ans d'exposition (la vitesse de corrosion considérée étant $r_{corr,1}$ = 80 µm/an). Dans un second temps, au §4.3.2, des solutions de réparation (renforcement) des éléments porteurs de ces portiques sont données ainsi que les charges maximales que pourront supporter ces éléments porteurs (poutres et poteaux) une fois réparés ou remplacés si nécessaire. C'est la détermination de ces charges maximales pouvant être supportées qui orientera le type d'affectation à proposer pour ce bâtiment de la ville de Mbanza-Ngungu afin de rencontrer les souhaits ou besoins des acteurs locaux.

4.2.2.3 Nouveaux taux de chargement des poutres et poteaux en configuration actuelle

A l'introduction du §4.2.2 ci-dessus, il a été rappelé que les analyses structurales des portiques réalisées jusque-là ont considéré les extrémités des poutres comme étant articulées (ce qui est d'usage dans la pratique usuelle et de l'époque). Ces poutres ne pouvaient donc transmettre aux poteaux que des efforts agissant dans leur axe et les assemblages « poutres - poteaux » n'étaient, par conséquent, vérifiés que pour les seuls efforts de cisaillement (cf. §A.2.2.5.1 de l'annexe A). La distribution des efforts était telle qu'il y avait des très grands moments fléchissant ($pl^2/8$ - poutres simplement appuyées) et des très grandes flèches à mi-travée des poutres, alors que l'on avait des moments fléchissant nuls aux extrémités (voir schéma explicatif de la Figure 4.20/gauche). Avec la prise en compte de la rigidité réelle de l'assemblage A1 déterminée ci-dessus et de manière détaillée dans l'annexe D, une portion des moments fléchissant au niveau de la poutre est attirée vers les assemblages au prorata de leur rigidité. Ceci implique, qu'au même chargement, les valeurs des moments fléchissant et des flèches sur la poutre diminuent et on voit apparaitre des moments aux extrémités des poutres (les assemblages étant cette fois sollicités en flexion et au cisaillement) et au niveau des poteaux (voir schéma explicatif de la Figure 4.20/droite). Ce paragraphe explique donc l'influence qu'a la prise en compte de la semi-rigidité (ou de la rigidité réelle des assemblages) dans la distribution des efforts internes et sur la résistance des éléments porteurs de portiques analysés.

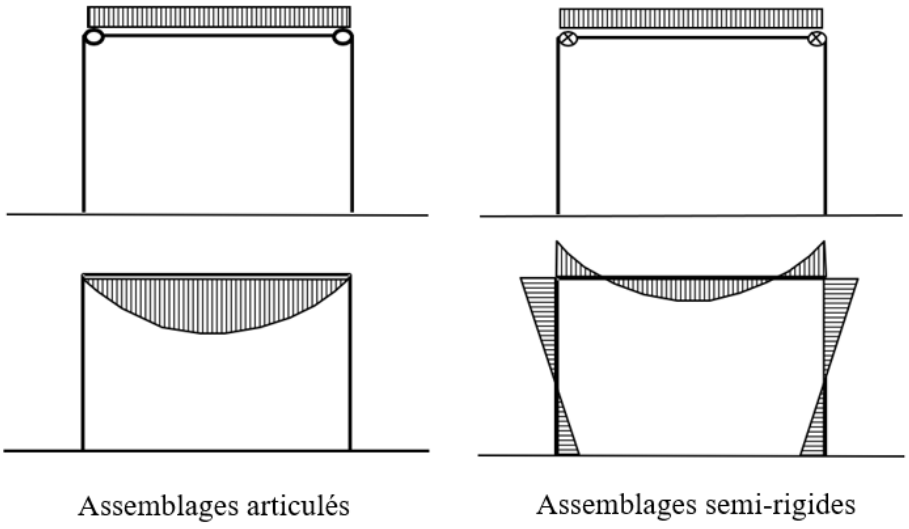


Figure 4.20 : Schémas de distribution des moments fléchissant pour structures modélisées avec assemblages articulés (à gauche) et semi-rigide (à droite) (source : FRAME DESIGN INCLUDING JOINT BEHAVIOUR 1997)

Comme précisé dans la section précédente, cette partie du travail consiste à déterminer, après analyses sur Ossa2d et vérifications selon l'EN1993-1-1(NBN EN 1993-1-1 2005), les taux de chargement réels (prise en compte de l'influence de la corrosion) des éléments porteurs en tenant compte du comportement réel des assemblages, décrit ci-dessus, pour le cas des portiques externes. Ces taux de chargement déterminés conduisent à voir si seule l'influence de la semi-rigidité des assemblages suffit pour assurer la résistance des éléments porteurs en acier. Sinon, il sera évalué d'autres solutions, en plus de cette dernière, devant concourir à la consolidation de la structure dans son ensemble ou de ses éléments porteurs en particulier. Ces premières études sont faites en considérant l'usage actuel du bâtiment (bâtiment de catégorie B abritant les locaux du palais de justice de la ville de Mbanza-Ngungu). Les résultats présentés dans ce paragraphe sont ceux liés aux éléments porteurs présentant les taux de chargement déterminants de la structure du bâtiment étudié, et ce, pour la combinaison de charges la plus défavorable (combinaisons 7 - voir Tableau 2.7 du chapitre 2). Les portiques étudiés sont les mêmes que ceux étudiés en « configuration actuelle du bâtiment » au chapitre 2 (cf. §2.6.3.2 du chapitre 2).

Les nouvelles modélisations des portiques externes sont présentées dans les Figure 4.21 et Figure 4.22 ci-dessous dans lesquelles les cercles verts représentent des ressorts rotationnels modélisant le comportement réel des assemblages. Pour la portion du portique 4 (Figure 4.23), rien n'est fait à ce stade car sa configuration (en termes de chargement et du schéma statique) reste la même que celle considérée aux chapitres précédents.

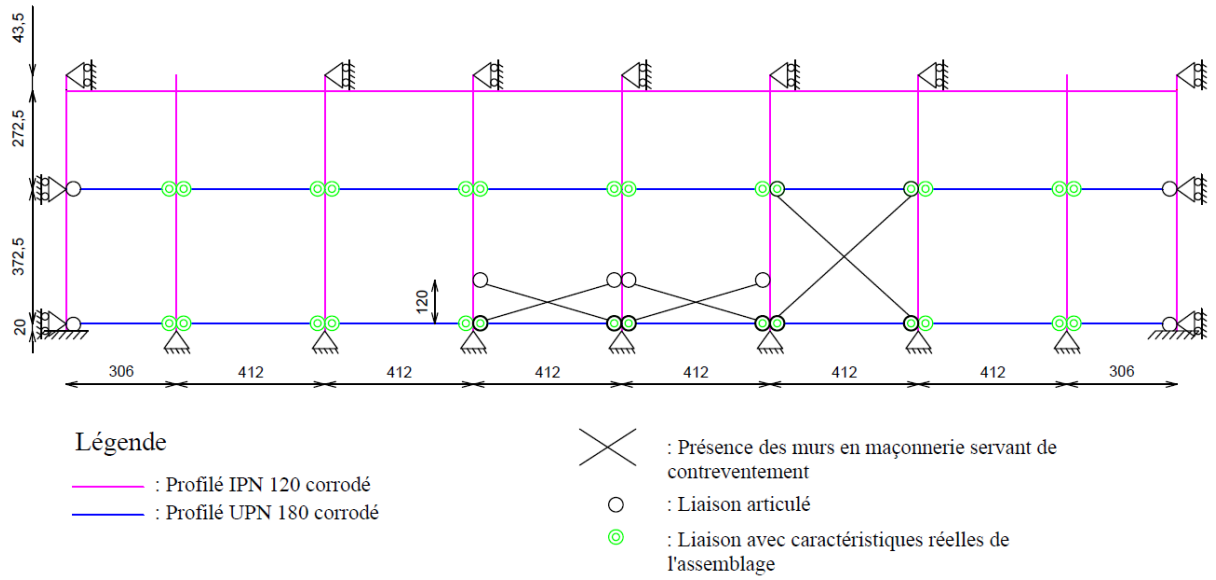


Figure 4.21 : Schéma statique du portique 1 en configuration actuelle avec prise en compte du comportement réel des assemblages « poutres - poteaux » - dimensions en cm

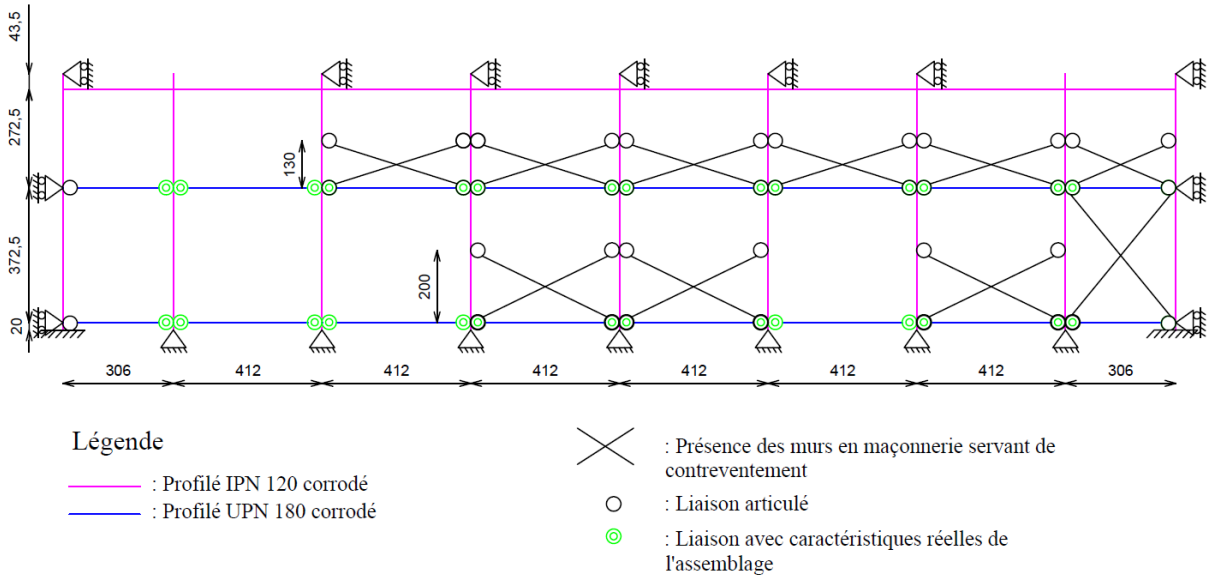


Figure 4.22 : Schéma statique du portique 5 en configuration actuelle avec prise en compte du comportement réel des assemblages « poutres - poteaux » - dimensions en cm

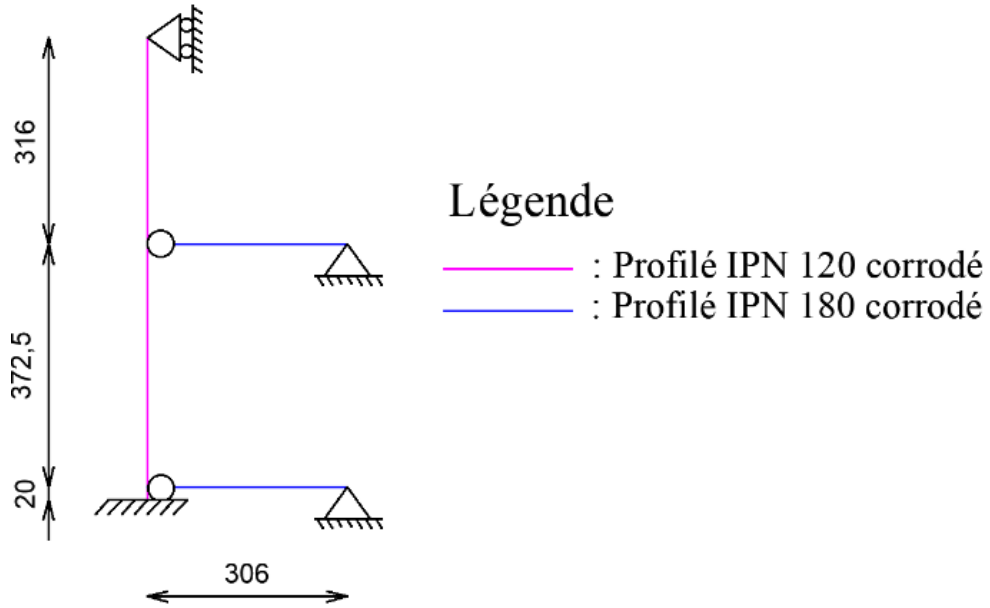


Figure 4.23 : Schéma statique de la portion du portique 4 en configuration actuelle - dimensions en cm

Les nouvelles valeurs des taux de chargement des éléments porteurs des portiques externes du bâtiment étudié sont données dans les sections suivantes.

4.2.2.3.1 Poutres de portiques externes aux ELU

Le Tableau 4.4 ci-dessous permet de comparer, sous critères de vérification aux ELU, les valeurs des taux de chargement des poutres (UPN 180 et IPN 120) de portiques externes du bâtiment étudié en configuration actuelle avec prise en compte ou pas des caractéristiques mécaniques réelles des assemblages « poutres - poteaux ».

Tableau 4.4 : Taux de chargement (liés à la résistance au moment de flexion) des poutres de planchers en configuration corrodée avec prise en compte ou non des caractéristiques réelles des assemblages

Poutres		Taux de chargement		Emplacement de la poutre par rapport aux planchers
		Etat corrodé ($r_{corr,\ 1}$ = 80 µm/an)		
sections	longueurs	Non prise en compte du comportement réel des assemblages	Prise en compte du comportement réel des assemblages	
UPN 180	4,12 m	78,87 %	68,08 %	Etage
UPN 180	4,12 m	130,80 %	112,78 %	R-d-c
IPN 120	4,12 m	8,84 %	8,32 %	Plafond

Note : Les remarques du Tableau 3.12 (cf. §3.4.2.5.3 du chapitre 3) sont valables pour le Tableau 4.4 ci-dessus, à l'exception de celle liée au comportement des assemblages « poutres - poteaux »

Les valeurs des taux de chargement données au Tableau 4.4 illustrent ce qui a été pressenti au chapitre 2 et 3 sur l'apport de la semi-rigidité des assemblages dans l'amélioration du comportement structural des poutres de planchers du bâtiment étudié. Cependant, ces résultats montrent que la prise en compte de la semi-rigidité des assemblages n'est pas suffisante pour faire passer le taux de chargement des poutres du rez-de-chaussée présentant un taux de chargement trop élevé sous la barre des 100%. En plus de la vérification de la poutre, il convient de vérifier si les assemblages sont capables de reprendre les efforts qui leur sont appliqués. Pour les portiques étudiés, les valeurs extrémales des efforts sollicitant les assemblages (M_{Ed} = 6,88 kNm et V_{Ed} = 43,31 kN) restent largement inférieurs aux valeurs de résistances ($M_{j,Rd}$ = 9,2 kNm et V_{Rd} = 124,81 kN) évaluées dans l'annexe D du présent travail de thèse. Pour illustrer ce qui vient d'être dit, les portions des diagrammes (M et V) avec efforts extremum sollicitant sont présentées à la Figure 4.24 ci-dessous.

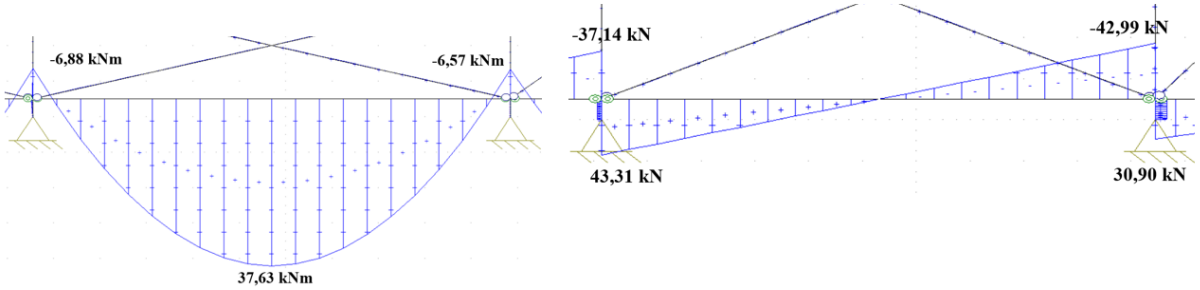


Figure 4.24 : Portions des diagrammes des moments (M_{Ed}) à gauche et efforts tranchants (V_{Ed}) à droite des portiques externes (cas des poutres avec les plus grands efforts sollicitants aux appuis mais inférieurs aux valeurs de résistance de l'assemblage traité dans l'annexe D)

4.2.2.3.2 Les poutres de portiques aux ELS

Les taux de déformation, aux ELS, des poutres de planchers de portiques du bâtiment étudié sont fonction du rapport entre la flèche (déformation) maximale et la flèche limite maximale (L/250) des poutres exprimé en pourcentage.

Tableau 4.5 : Taux de chargement (liés à la flèche) aux ELS des poutres de planchers sous différentes configurations avec prise en compte des caractéristiques réelles des assemblages

Poutres			Taux de chargement		Emplacement de la poutre par rapport aux planchers
			Etat corrodé ($r_{corr,\ 1}$ = 80 µm/an)		
sections	L (m)	$w_{lim,\ max}$ (mm)	Non prise en compte du comportement réel des assemblages	Prise en compte du comportement réel des assemblages	
UPN 180	4,12	16,48	91,02 %	77,67 %	Etage
UPN 180	4,12	16,48	146,24%	122,57 %	RDC
IPN 120	4,12	16,48	8,50%	8,49 %	Plafond

Ici non plus, la prise en compte des assemblages semi-rigides ne permet pas de satisfaire les critères aux ELS pour les poutres problématiques du rez-de-chaussée.

4.2.2.3.3 Poteaux aux ELU et ELS

Au §3.4.2.5.3 du chapitre 3, il a été démontré que l'effet de la corrosion sur les poteaux des portiques externes entraîne, au maximum, une perte de près de 30% de leur capacité portante, mais que cette perte ne met en péril ni la résistance local de ces poteaux, ni le comportement global des portiques, le poteau corrodé le plus chargé présentant un taux de travail de 86 %. De plus, la prise en compte de la semi-rigidité des assemblages génère des moments de flexion dans les poteaux. Cependant, cette semi-rigidité apporte également une restreinte aux extrémités des poteaux, réduisant ainsi la longueur de flambement de ces derniers. Tenant compte du fait que cet effet de restreinte l'emporte toujours sur l'effet des moments sollicitants, il n'est pas nécessaire de refaire la vérification des poteaux.

Il est par contre vu, en ce §3.4.2.5.3 du chapitre 3, que le poteau externe (le plus sollicité) des portiques intermédiaires en situation corrodée (au niveau de l'ancienne véranda - voir Figure 3.36 du chapitre 3) présente des résultats de vérifications aux ELU non satisfaisants pour 4 combinaisons de charges, dont la combinaison 6 qui était la plus défavorable avec un taux de chargement de 152% (l'état actuel de ce poteau sur site confirme cet argument). Vu que le schéma statique de ce portique n'a pas changé (Figure 4.23), les taux de chargement déterminés au chapitre précédent restent valables à ce stade de l'étude. Ce poteau devra donc faire l'objet d'une attention particulière au moment de la proposition de solutions de réparation des éléments porteurs du bâtiment en étude (cf. §4.3.2).

La présence des murs intérieurs, servant de noyau central, et de tous les éléments de stabilisation transversale repérés au chapitre 2 (cf. §2.6.3) permettent de considérer que les déplacements

transversaux des portiques étudiés dans ce travail sont négligeables. Il n'y a donc pas lieu de procéder aux vérifications, aux ELS, des portiques du bâtiment en étude.

Des résultats ci-dessus, la détermination des charges maximales à supporter, par les éléments porteurs de la structure en configuration post réparation ou renforcement, ainsi que les solutions de réparation et d'amélioration des taux de chargement de ces éléments porteurs sont envisagées ci-dessous (cf. §4.3.2). Avant cela, les solutions de réparation des éléments porteurs de la toiture, indépendantes du comportement semi-rigide des assemblages poutres - poteau, sont présentées au §4.3.1 ci-dessous.

4.3 Etude structurale de solutions de réhabilitation

4.3.1 Solutions de réparation et de remplacement des éléments porteurs de la toiture

Il convient de noter que les solutions présentées dans ce paragraphe, indépendantes des affectations du bâtiment et du comportement semi-rigide des assemblages poutres - poteaux, ne sont que technique c.-à-d qu'elles ne concernent que la résistance et la stabilité locale ou globale des éléments structuraux du bâtiment étudié. les solutions de remise à neuf (enlèvement des impuretés et application des nouvelles couches de protection) de ces éléments structuraux ont été présentées au §4.2.1 ci-dessus.

Il est aussi important de souligner que l'ensemble de ces solutions techniques considère que les éléments porteurs en acier de la structure du bâtiment étudié sont affectés par la corrosion atmosphérique après 120 ans d'exposition, comme vu au §3.3.6 du chapitre 3 de la présente thèse.

4.3.1.1 Couverture en tôles ondulées galvanisées (TOG)

La couverture actuelle du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (comme pour les autres bâtiments de la ville construits avec le même système constructif) est en tôle ondulée galvanisée (TOG) comme précisé au §1.2.2.4 du chapitre 1. De l'extérieur, on observe (cf. Figure 1.18 - chapitre 1) qu'elle est profondément attaquée par la rouille ; cette rouille entraine en quelques endroits l'infiltration des eaux de pluie provoquant la détérioration par corrosion des semelles supérieures des pannes. Il convient donc de remplacer la totalité de la couverture au moment de la réhabilitation du bâtiment étudié, de manière à arrêter la détérioration des pannes via les eaux d'infiltration. Or, comme dit au §4.1.2 (d), la réhabilitation renvoie à la conservation de l'aspect extérieur et à l'amélioration du confort intérieur ; ceci implique le remplacement de la couverture TOG par une couverture en tôle ondulée esthétiquement similaire à l'existante. Cependant, en observant les distances (portées) entre appuis (pannes) de la couverture existante (Figure 4.25), il apparaît que, comme démontré ci-dessous et conformément aux normes actuelles de construction (cf. Figure 4.26), une solution en TOG ne soit plus apte à supporter l'ensemble des charges surfaciques la sollicitant telles qu'évaluées à l'annexe A (cf. Tableau A.4 et §A.2.1.3).

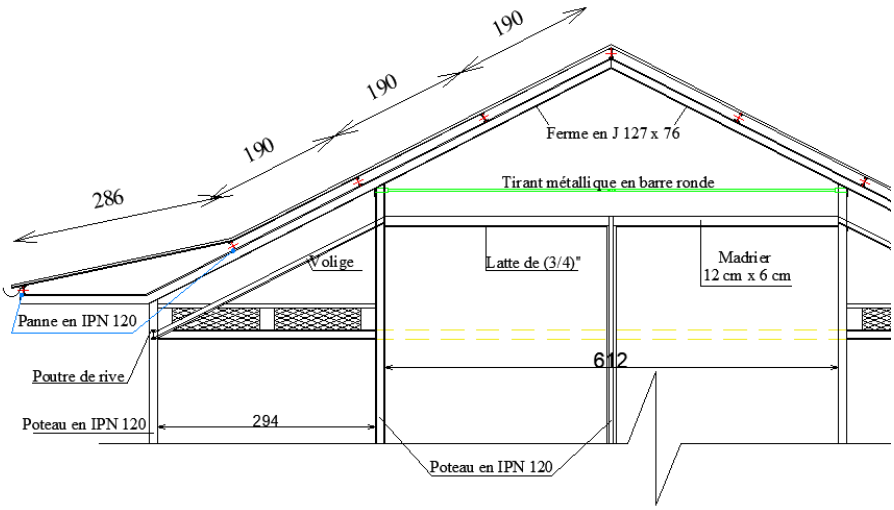


Figure 4.25 : Distance entre appuis de la couverture actuelle du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

Pour rappel (cf. Tableau A.4 - annexe A), les charges (non pondérées) s'appliquant sur la couverture sont :

- ✓ Charge permanente (poids propre couverture) : $g_k = 0{,}06$ kN/m^2 ;
- ✓ Charge variable d'entretien (toiture) : $q_k = 0{,}4$ kN/m^2 ;
- ✓ Charge de vent : $w_{net1(max)} = 1{,}71$ kN/m^2 (valeur maximale charge descendante) et $w_{net2(min)} = -1{,}872$ kN/m^2 (valeur maximale charge ascendante)

En faisant la somme de ces charges (à l'exclusion du poids propre de la couverture), non pondérées, supportées par la couverture, on obtient 2,11 kN/m^2 (soit 211 kg/m^2) pour les charges descendantes et 1,872 kN/m^2 (soit 187,2 kg/m^2) pour les charges ascendantes. Ces résultats montrent, conformément aux valeurs de la Figure 4.26, qu'il n'existe, actuellement pas sur le marché, un profil de tôle (TOG) posée sur deux appuis (distants d'environ 2,86 m - Figure 4.25 - avec impossibilité de poser à cet endroit les tôles sur trois appuis du fait de la brisure dans la pente de la toiture) capable de supporter une charge de 211 kg/m^2.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

Caractéristiques d'inertie

Extrait de la brochure Citag « La tôle d'acier galvanisée onduléeen couverture et bardage ».
Tôle posées librement sur deux appuis sans fixation. Onde : 76 x18 mm. Calculée pour une contrainte de base = 16 Kg/mm²

Épaisseurs mm	Largeur utile mm	Masse nominale kg/m² développé	Masse nominale kg/m² ondulé utile	Modules d'inertie I/v cm²/feuilles	Modules d'inertie I/v cm²/m de larg.	Charges totales uniformément réparties, admissibles au m² utile en kgf/m² pour une portée de : 1,00m	1,25m	1,50m	1,65m	2,00m	2,25m	2,50m	3,00m	3,50m
0,40	836	3,2	3,80	1,14	1,36	174	112	77	64	44	35	28	19	14
0,45	836	3,6	4,30	1,30	1,56	200	128	90	73	50	40	32	22	16
0,50	836	4,0	4,78	1,47	1,75	225	144	100	82	55	44	35	25	18
0,55	836	4,5	5,38	1,67	2,00	276	162	115	94	65	50	42	30	20
0,63	836	5,0	6,00	1,80	2,25	287	185	128	106	72	57	45	32	23
0,75	836	6,0	7,20	2,25	2,70	345	220	152	126	86	68	55	38	28
0,88	836	7,0	8,40	2,50	3,14	400	255	177	148	100	80	66	45	32
1,00	836	8,0	9,60	2,95	3,55	452	290	200	165	115	90	75	60	37
1,25	836	10,0	11,95	3,65	4,40	560	360	245	205	140	110	80	62	45
1,50	836	12,0	14,35	4,30	5,20	665	425	295	245	166	130	106	75	54

Figure 4.26 : Caractéristiques techniques des tôles ondulées galvanisées 836 [11-76-18] (SPO (Société de Profilage Ouest) 2017)

Pour remédier à ce problème, il est proposé d'ajouter des pannes intermédiaires afin de réduire l'espacement entre appuis successifs pour les tôles (Figure 4.28) de manière à satisfaire les exigences du tableau de la Figure 4.26 pour le choix d'une tôle (TOG) d'épaisseur variant entre 0,60 et 0,75 mm (facile à trouver sur le marché de vente congolais qu'international).

Le choix est donc porté sur les tôles ondulées galvanisées de type 836 [11-76-18] et de 0,75 mm d'épaisseur (un choix judicieux qui tient compte des conditions climatiques) et dont les propriétés géométriques sont données à la Figure 4.27 ci-dessous :

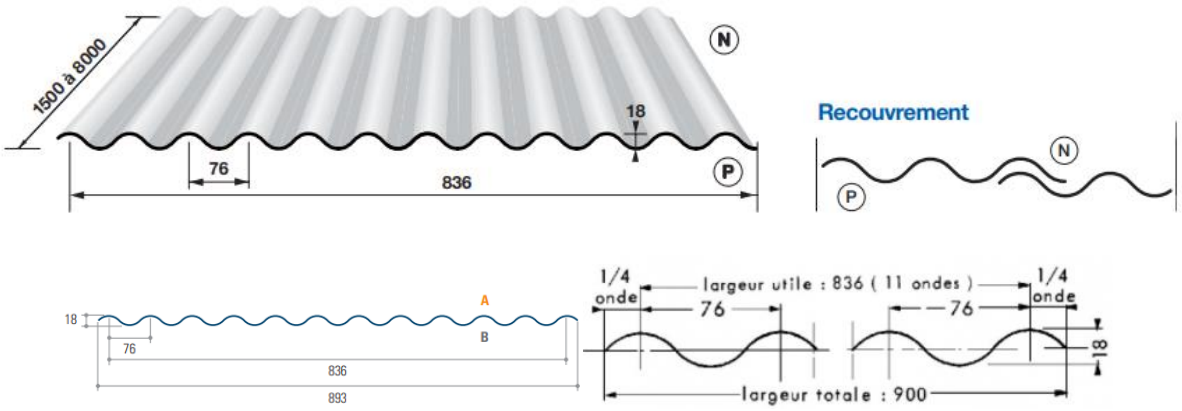


Figure 4.27 : Forme et dimensions de la couveture étudiée (JI 18-076-836 Toiture s. d.; TOLES ACIER s. d.; SPO (Société de Profilage Ouest) 2017)

Note : comme il est vu ci-dessous, l'ajout des pannes intermédiaires entre celles existantes a non seulement un impact positif sur le choix de tôle (comme démontré ci-dessus), mais aussi sur le comportement structural de l'ensemble des éléments porteurs en acier de la toiture du bâtiment étudié. Sur les pannes (cf. §4.3.1.2), il permet de réduire les charges qui les sollicitent et sur les fermes (cf. §4.3.1.3.1), il permet d'ajuster leur chargement avec une conséquence positive sur leur sollicitation.

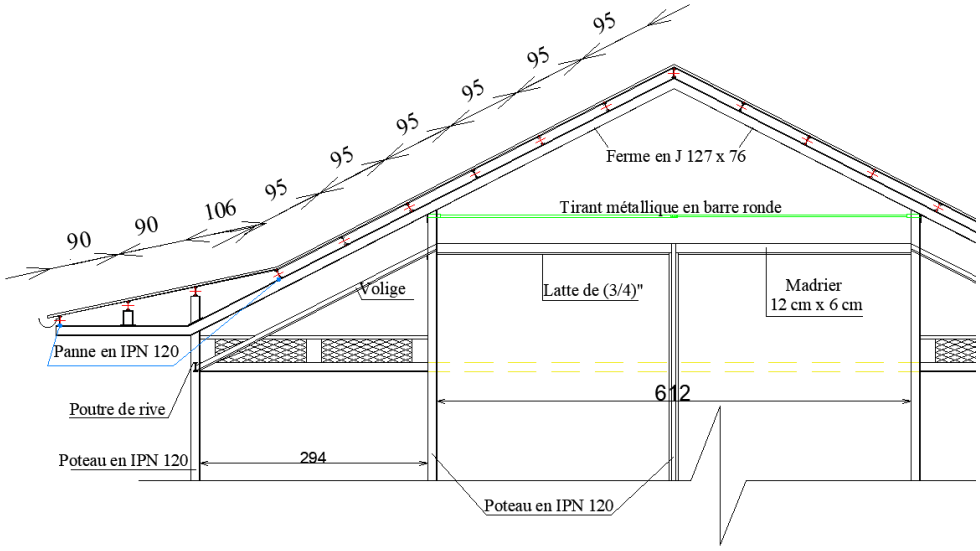


Figure 4.28 : Distance entre appuis (en cm) de la couverture proposée pour le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

4.3.1.2 Solutions de réparation des pannes IPN 120

Au chapitre 3, il est identifié : (1) des pannes complètement détériorés (absence totale de la matière au niveau de leur âmes - Figure 3.19) qui devaient être remplacées et (2) des pannes dont l'aspect extérieur pousse à les conserver après un traitement de surface (voir Figure 3.18). Toutefois, certaines de ces pannes pouvant être conservées présentent des capacités portantes faibles (cf. Tableau 3.11), par suite de l'influence de la corrosion, les empêchant de satisfaire les critères de dimensionnement conformes aux normes actuelles de chargement définies en Europe et utilisées dans le présent travail de thèse. Ainsi, ce chapitre propose de procéder au remplacement complet de toutes les pannes de la toiture par des pannes de même nuance d'acier (S235) et section transversale (il est opté de conserver la section IPN 120 afin de rencontrer les exigences patrimoniale, d'uniformité et d'esthétique pour les pannes du bâtiment étudié). Cette solution permet de s'assurer d'un travail précis et pérenne des entreprises (locales ou étrangères) qui auront la responsabilité de procéder à ce remplacement des éléments de la toiture. Cependant, après analyses et vérifications, il est constaté que le remplacement et l'ajout des pannes, dans les mêmes conditions d'appui que celles de la situation existante, ne suffisent pas pour résoudre le problème d'instabilité de certaines de ces pannes.

Ainsi, ce travail propose comme compléments à la solution globale de remplacement :

- ✓ de faire en sorte que toutes les pannes qui seront ajoutées ou remplacées soient posées sur plus de deux (2) appuis (pannes hyperstatiques), comme le montre le schéma de pose présenté à la Figure 4.29, dans le but de réduire les valeurs de moments en travée ;
- ✓ pour les pannes d'angles de rive (dont la plus grande longueur est de 4,86 m), d'ajouter des éléments de stabilisation transversale (en bleu sur la Figure 4.29) qui les lient aux pannes intermédiaires proches ;
- ✓ en plus de ces deux précédentes solutions, on pourrait mobiliser, via les organes de connexion (ou de fixation), l'effet diaphragme de la nouvelle couverture en TOG afin de contribuer à la stabilité au déversement des pannes (Pour cela, une étude est réalisée à l'annexe E du présent travail de thèse) conformément à la section 9 et l'annexe B du livre « European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm - Stressed Skin Desing » (Tomà et al 1995). Cependant, l'efficacité de cette dernière solution dépend de la mise en place de politiques d'entretien régulier et périodique du bâtiment réhabilité.

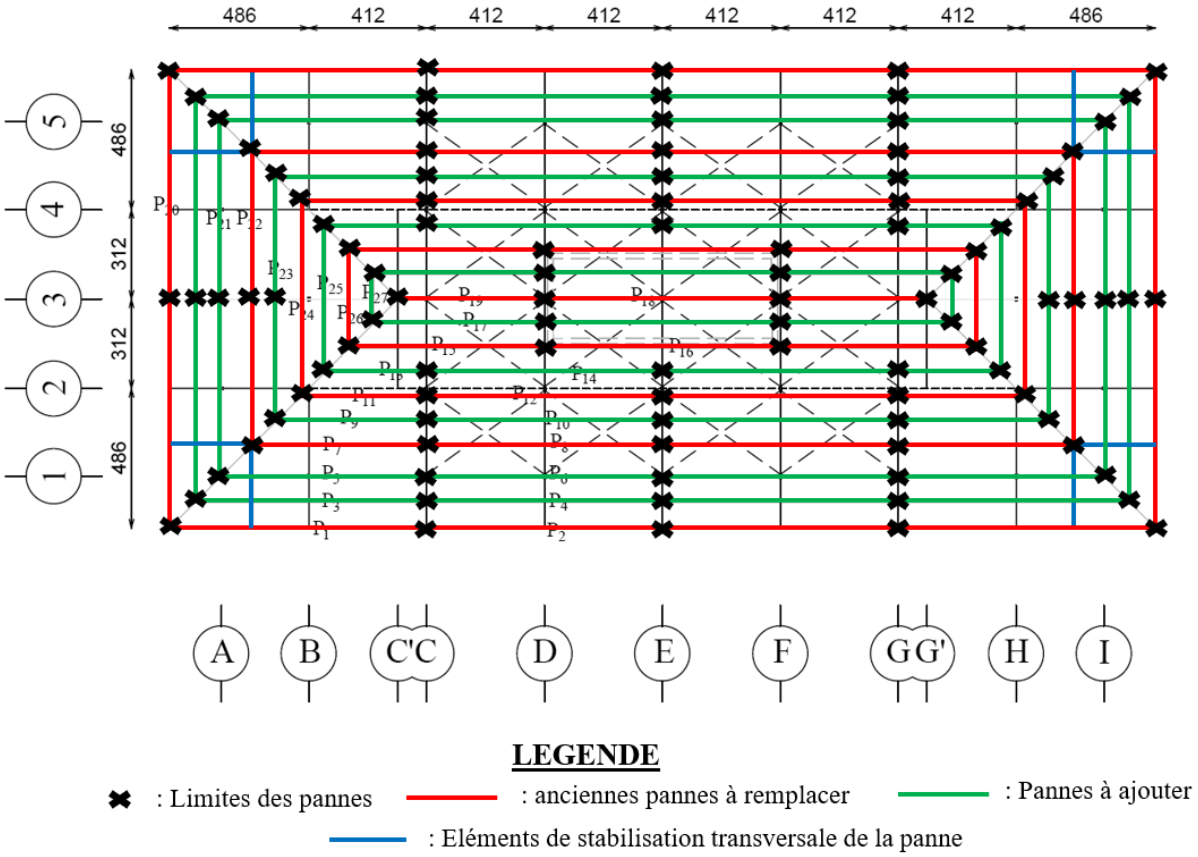


Figure 4.29 : Vue en plan des pannes de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

De ces nouvelles considérations sur les pannes, les résultats suivants sont obtenus :

- ✓ la vérification à l'instabilité de la panne la plus contraignante montre que la nouvelle « configuration post réparation ou renforcement »[35] des pannes (Figure 4.29) leur permet de satisfaire le critère de stabilité au déversement (avec un taux de chargement maximal de 76%) sans prendre en compte l'influence des tôles. Toutefois, l'étude réalisée à l'annexe E confirme (au §E.4) qu'il est possible que les tôles de couverture contribuent pleinement à la stabilisation des pannes de la toiture. Il n'y a donc pas lieu de craindre une instabilité liée au déversement des pannes ;
- ✓ les vérifications, sous critères de résistance (aux ELU) et de déformation (aux ELS), de ces pannes sont satisfaisantes avec des taux de chargement inférieurs à 35% pour la panne la plus contraignante sous la combinaison de charge la plus défavorable (combinaison 6 : $1{,}35\sum g_{Eki} + (1{,}5 \times 0{,}7)\, q_{Ek} + 1{,}5\, w_{Ek1}$ aux ELU).

4.3.1.3 Solutions de réparation des membrures de fermes en profilé J 127x76

Aux deux précédents chapitres ainsi qu'à l'annexe A de ce travail de thèse, il est démontré que la ferme 4 est la plus sollicitée des toutes les fermes de la toiture du bâtiment étudié et que sa membrure principale (de 3,434 m de portée - voir Figure 4.31) présente des taux de chargement proches (situation sans corrosion) ou supérieurs (situation avec prise en compte de l'influence

[35] Configuration post réparation ou renforcement : situation où les éléments de la structure (maintenus ou venant en remplacement) vérifiés sont ceux qui feront partie de la nouvelle structure du bâtiment après réhabilitation.

de la corrosion atmosphérique) aux taux de chargement limites pour les vérifications des critères de résistance et de stabilité aux états limites ultimes (ELU). De ce fait, les analyses et vérifications réalisées dans le présent chapitre concernent la ferme 4 et les solutions proposées sont valables pour les autres fermes du bâtiment étudié.

En particulier, au §3.4.2.5.2 du chapitre 3, il a été annoncé que les solutions structurales de réparation des membrures de fermes à proposer dans le présent chapitre devraient consister à l'ajustement de chargement et des conditions d'appui de manière à diminuer les efforts internes sollicitant ces membrures de fermes et à améliorer leurs taux de chargement sans toutefois modifier l'aspect extérieur de l'ensemble du bâtiment étudié. Dans la mise en œuvre de ces solutions ; on privilégiera, dans un premier temps, celle liée à l'ajustement des charges car elle ne touche pas à la modification de l'aspect extérieur du bâtiment. La deuxième solution (liée au renforcement des appuis - cf. §4.3.1.3.2) ne sera envisagée que lorsque la première solution s'avère insuffisante.

Du fait de la faible détérioration des membrures de fermes de la toiture du bâtiment étudié (cf. chapitre 3 - Figure 3.34), les trois vitesses de corrosion envisagée dans le présent chapitre sont celles considérées au chapitre 3, à savoir : $r_{corr,-1}$ = 25 µm/an, $r_{corr,0}$ = 50 µm/an et $r_{corr,1}$ = 80 µm/an.

4.3.1.3.1 Solution 1 : chargement ajusté

Dans un premier temps, pour l'étude de la membrure de la ferme 4 en situation actuelle avec prise en compte de l'effet de la corrosion, des premières analyses sont faites via le logiciel Ossa2d. Dans ces analyses, les conditions d'appui des fermes sont les mêmes que celles considérées aux chapitres précédents, tandis que le chargement de ces membrures de fermes est modifié du fait de la modification des pannes (Figure 4.30) pour les raisons évoquées aux paragraphes précédents (§4.3.1.1 et §4.3.1.2).

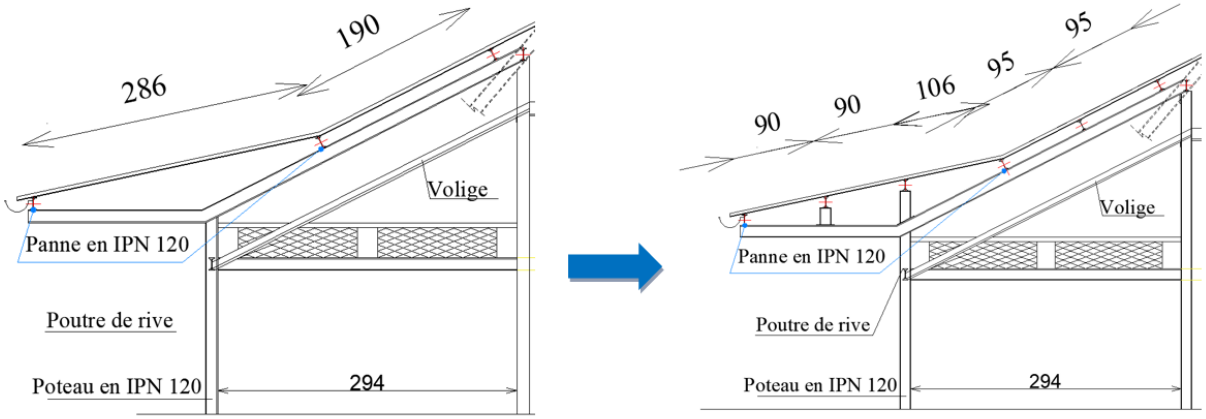


Figure 4.30 : Modification des pannes affectant le chargement des membrures de fermes (exemple de la ferme 4) - dimensions en cm

Ainsi, les nouvelles analyses de la membrure de la ferme 4, en configurations corrodées (pour les vitesses de corrosion $r_{corr,-1}$, $r_{corr,0}$ et $r_{corr,1}$) après 120 ans d'exposition (t = 120 ans) sont réalisées via Ossa2d. Ci-dessous sont présentés, à titre d'illustration, les diagrammes des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N) de cette nouvelle configuration de la ferme

4 pour la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et ce, pour la combinaison de charges la plus défavorable qui est la combinaison 8 ($1,35\sum G_{Eki} + 1,05\ Q_{Ek} + 1,5\ W_{Ek1}$ - Tableau 2.5/ chapitre 2). Les valeurs extremum des éléments de réduction (MNV) pour les deux autres vitesses de corrosion sont résumés au Tableau 4.6 ci-dessous. Comme il peut être constaté, ces valeurs du Tableau 4.6 restent faibles par rapport à celles de la Figure 4.31.

$M_{Ed,\ max}$ = -21,27 kNm ; $N_{Ed,\ max}$ = -12,96 kN (compression) et $V_{Ed,\ max}$ = -25,02 kN

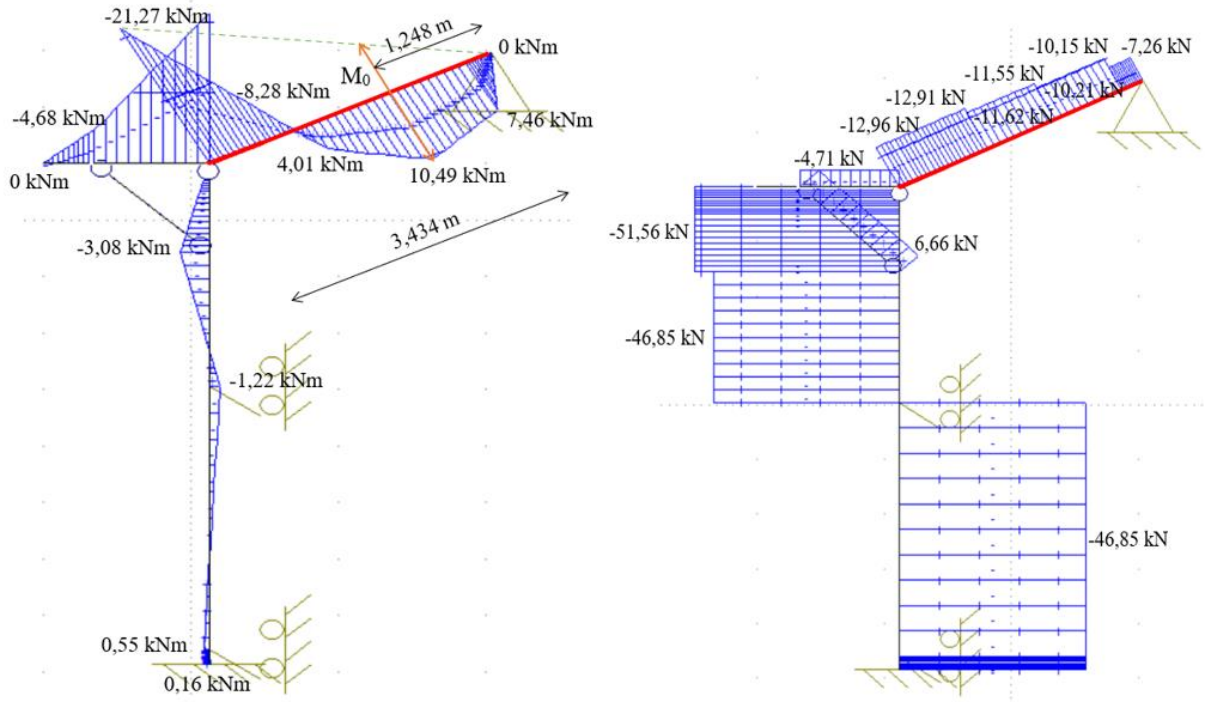


Figure 4.31 : Diagrammes des moments M_{Ed} (à gauche) et des efforts normaux N_{Ed} (à droite) sur la ferme 4 modifiée pour $r_{corr,1}$ (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge

Tableau 4.6 : Valeurs extremum des éléments de réduction (MNV) sur la ferme 4 pour $r_{corr,-1}$ = 25 µm/an, $r_{corr,0}$ = 50 µm/an

Vitesses de corrosion	$M_{Ed,\ max}$ (kNm)	$N_{Ed,\ max}$ (kN)	$V_{Ed,\ max}$ (kN)
$r_{corr,-1}$ = 25 µm/an	-20,72	-12,65	-25,23
$r_{corr,0}$ = 50 µm/an	-20,96	-12,78	-25,14

Pour procéder aux vérifications aux ELU et aux ELS conformément à l'EN1993-1-1 (NBN EN 1993-1-1 2005), il est nécessaire d'utiliser les propriétés géométriques du profilé J 127x76 sous corrosion. Ces propriétés géométriques ont été calculées conformément à la méthode présentée au §3.4.1 et au §3.4.2.2 du chapitre 3 et sont fournies au Tableau 4.7 ci-dessous.

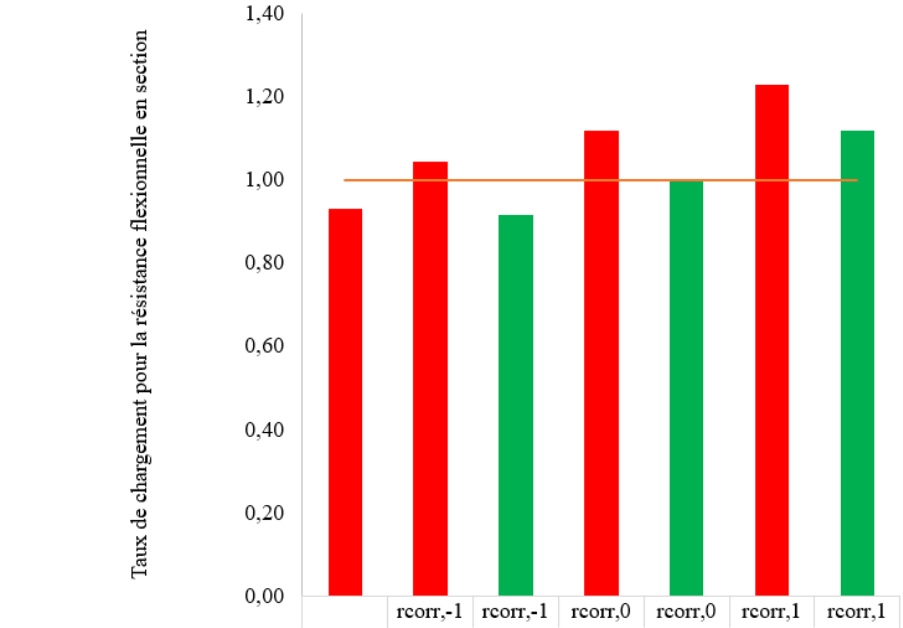
Tableau 4.7 : Caractéristiques géométriques du profilé J 127x76 en configurations non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition.

Profilés	h(cm)	b(cm)	t_w(cm)	t_f(mm)	A(cm^2)	A_{vy}(cm^2)	I_y(cm^4)
J 127x76	12,7	7,62	0,56	0,96	20,89	8,95	568
J 127x7 6 ($r_{corr,-1}$)	12,65	7,57	0,51	0,90	19,06	6,65	522,9
J 127x76 ($r_{corr,0}$)	12,59	7,51	0,45	0,85	17,59	5,91	486,2
J 127x76 ($r_{corr,1}$)	12,53	7,45	0,39	0,78	15,82	5,03	442,5
Profilés	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	$W_{pl,z}$ (cm^3)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{el,z}$ (cm^3)	$W_{el,y}$ (cm^3)
J 127x76	61,5	6,44	$2,17.10^3$	26,7	103	15,9	89,6
J 127x76 ($r_{corr,-1}$)	61,2	5,17	$2,0.10^3$	25,47	96,22	16,19	82,7
J 127x76 ($r_{corr,0}$)	56	4,10	$1,84.10^3$	23,43	89,29	14,92	77,23
J 127x76 ($r_{corr,1}$)	50	3,05	$1,65.10^3$	21,07	81,02	13,44	70,66

✓ Vérifications de la ferme 4 sous différentes configurations

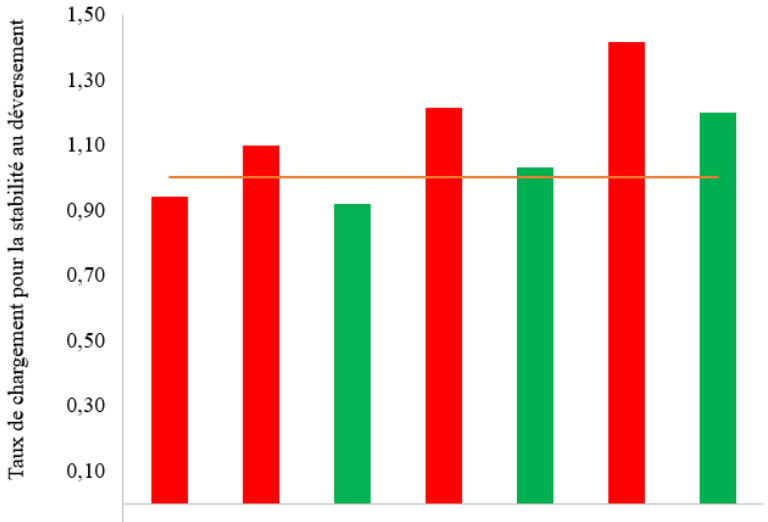
Les résultats ci-dessous montrent, en vert, une amélioration des taux des chargement (pour les différents critères de vérification aux ELU - Figure 4.32 et Figure 4.33) de la membrure de la ferme étudiée après ajout des pannes intermédiaires (Figure 4.30). Cette amélioration s'explique par le fait que l'ajout des pannes permet une meilleure répartition des charges transmises le long de la ferme, ce qui fait plus que compenser l'augmentation de la charge appliquée sur les fermes liée à l'ajout des pannes. Les vérifications de la résistance en section sont satisfaites de manière limite pour les vitesses de corrosion $r_{corr,-1}$ (92%) et $r_{corr,0}$ (100%) après 120 ans d'exposition. Pour la vitesse de corrosion $r_{corr,1}$, en revanche, la valeur limite est dépassée de 12% (Figure 4.32). En ce qui concerne les vérifications de la stabilité au déversement (Figure 4.33), la première vitesse ($r_{corr,-1}$) présente une valeur (soit 92%) nettement inférieure à la limite exigée (100%) tandis que les deux autres vitesses de corrosion ($r_{corr,0}$ et $r_{corr,1}$) conduisent à des taux de chargement supérieurs à 100%..

Les vérifications aux ELS sont moins contraignantes que celles aux ELU pour ces membrures de ferme. L'histogramme de la Figure 4.34 permet néanmoins de constater de légères augmentations des taux de déformation liés à la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y) de la membrure de la ferme 4 pour les situations avec ajout des pannes intermédiaires (voir histogrammes en vert de la Figure 4.34).



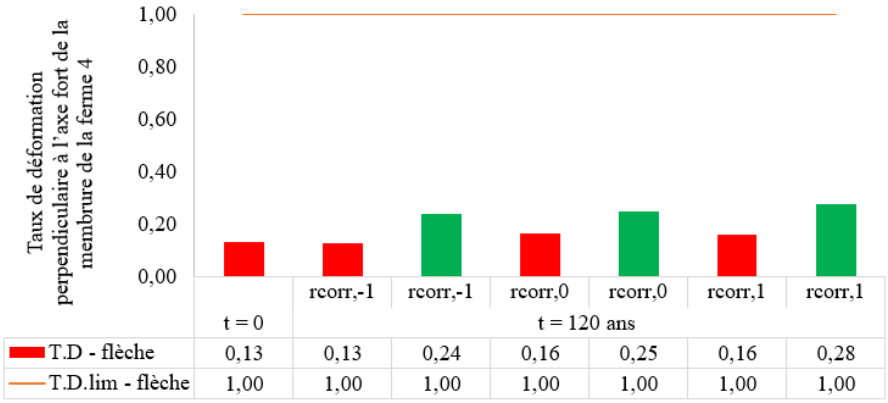
	t = 0	t = 120 ans					
		rcorr,-1	rcorr,-1	rcorr,0	rcorr,0	rcorr,1	rcorr,1
T.C - Résistance en section	0,93	1,04	0,92	1,12	1,00	1,23	1,12
T.C. lim - Moment résistant	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Figure 4.32 : Taux de chargement, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la résistance flexionnelle en section du profilé J 127x76 servant de membrure de ferme (cas de la ferme 4) - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires)



	t = 0	t = 120 ans					
		rcorr,-1	rcorr,-1	rcorr,0	rcorr,0	rcorr,1	rcorr,1
T.C - Stabilité au déversement	0,94	1,10	0,92	1,21	1,03	1,42	1,20
T.C.lim - Stabilité au déversement	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Figure 4.33 : Taux de chargement, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la stabilité au déversement du profilé J 127x76 servant de membrure de ferme (cas de la ferme 4) - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires)



	t = 0	t = 120 ans					
		rcorr,-1	rcorr,-1	rcorr,0	rcorr,0	rcorr,1	rcorr,1
T.D - flèche	0,13	0,13	0,24	0,16	0,25	0,16	0,28
T.D.lim - flèche	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Figure 4.34 : Taux de déformation, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y) de la membrure de la ferme 4 la plus chargée - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires)

L'ensemble de ces résultats permet de valider l'utilité de la première hypothèse, liée à l'ajustement du chargement des membrures de fermes, dans la réduction des efforts internes sollicitant ces dernières. Cependant, la ferme étudiée ne satisfait pas aux critères de vérification aux ELU (pour les vitesses de corrosion $r_{corr,0}$ et $r_{corr,1}$), d'où le recours à la deuxième solution présentée au §4.3.1.3.2 ci-dessous comme énoncé ci-dessus.

4.3.1.3.2 Solution 2 : chargement ajusté et renforcement des zones proches des appuis

Cette deuxième solution, s'inspirant de l'hypothèse considérée au chapitre 2 (§2.6.2.2) sur la contribution structurale des jarrets décoratifs dans la stabilisation des membrures de fermes, vient en plus de la première et consiste en l'ajout de jarrets en acier (en rouge sur la Figure 4.35) permettant de réduire la portée entre appuis des membrures de fermes (côté véranda) et d'augmenter la rigidité des zones de contact entre les membrures et les jarrets. Cette solution, comme on le verra ci-dessous, réduit les moments fléchissant (maximum) des membrures de fermes au droit des appuis où sont placés ces jarrets.

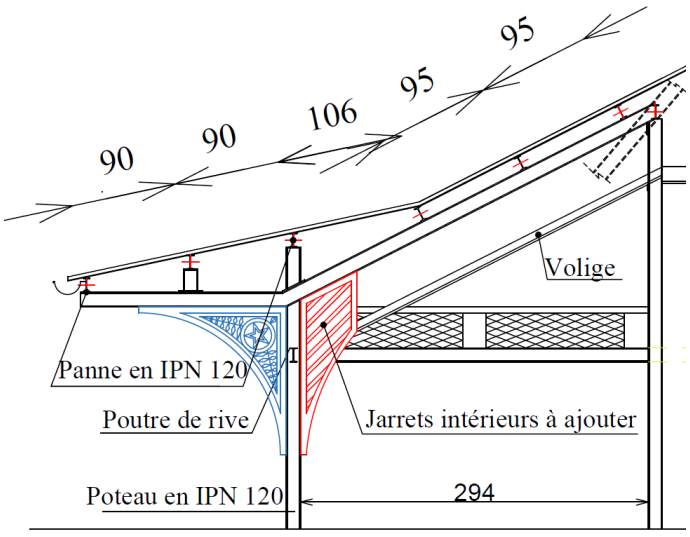


Figure 4.35 : Ajout des jarrets en acier (en rouge) pour améliorer les taux de chargement des membrures des fermes (exemple de la ferme 4) - dimensions en cm

Ainsi, les nouvelles modélisations (via Ossa2d) des membrures des fermes prenant en compte la présence de ces jarrets considèrent comme infinie la rigidité des parties de membrure en contact direct avec les jarrets (comme cela a été fait au chapitre 2 pour les parties en porte-à-faux des membrures). Ces modélisations considèrent aussi que ces jarrets jouent le rôle de bracons pour les membrures de fermes. Un exemple de la nouvelle modélisation est fourni à la Figure 4.36 ci-dessous. Dans cet exemple, les parties épaissies en rouge signifient que ces tronçons des membrures de fermes possèdent une rigidité infinie par suite de la présence des jarrets.

Similairement à ce qui a été fait au chapitre 2, le portique constitué des fermes et des poteaux inscrits dans un même plan est modélisé. les poteaux (appuis des fermes) sont considérés sur toute leur hauteur avec des encastrements (appui proche de la situation réelle) à la base. L'effet diaphragme de planchers conduit à bloquer les déplacements horizontaux de ces poteaux au droit des étages .

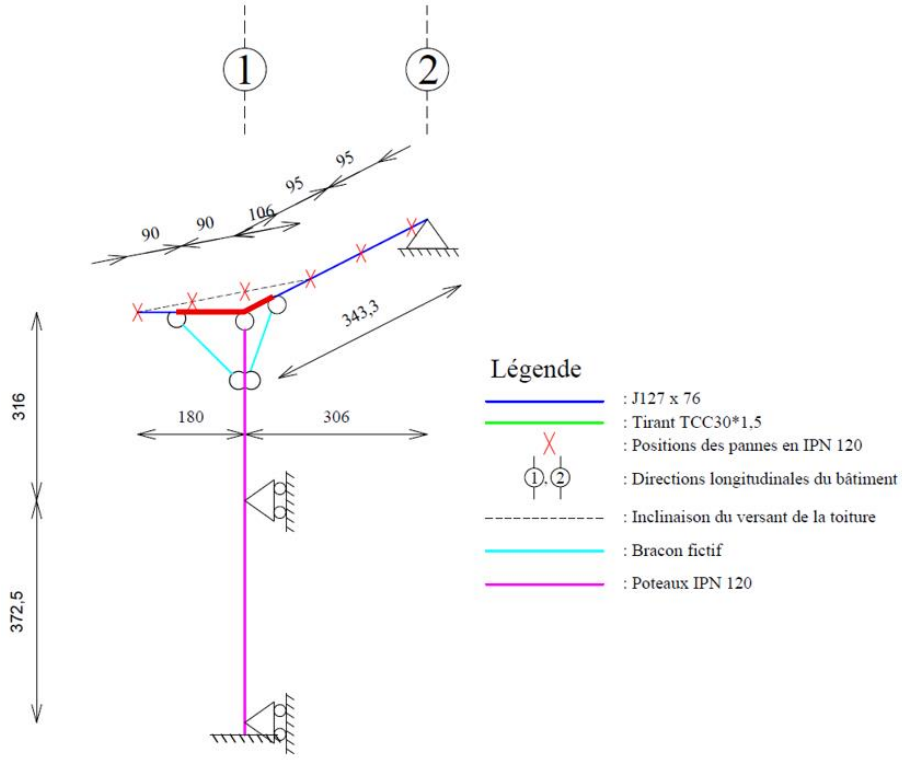


Figure 4.36 : Nouvelles modélisation des membrures de fermes avec prise en compte de la présence des jarrets ajoutés - dimensions en cm

Comme pour la solution 1, la ferme étudiée est la ferme 4 qui est la plus contraignante en termes de sollicitations et les résultats trouvés sont valables pour les autres fermes dont les membrures possèdent la même section transversale (J 127x76) que la ferme 4. De plus, pour ne pas être redondant, les analyses sont réalisées en considérant la vitesse de corrosion $r_{corr,\ 1}$ = 80 µm/an qui, non seulement est la plus sévère pour la classe de corrosivité C4, mais dont la membrure affectée présente des taux de chargement au-delà de 110% (la limite exigée étant de 100%) en ce qui concerne les vérifications de la résistance en section et de la stabilité au déversement au niveau de la « solution 1 »

Ainsi, les nouvelles valeurs des efforts internes dimensionnants de la ferme 4, pour la vitesse de corrosion $r_{corr,\,1}$, sont : $M_{Ed,\,max}$ = -12,38 kNm ; $N_{Ed,\,max}$ = -13,10 kN (compression) et $V_{Ed,\,max}$ = -24,95 kN et les digrammes M et N sont donnés à la Figure 4.37 ci-dessous.

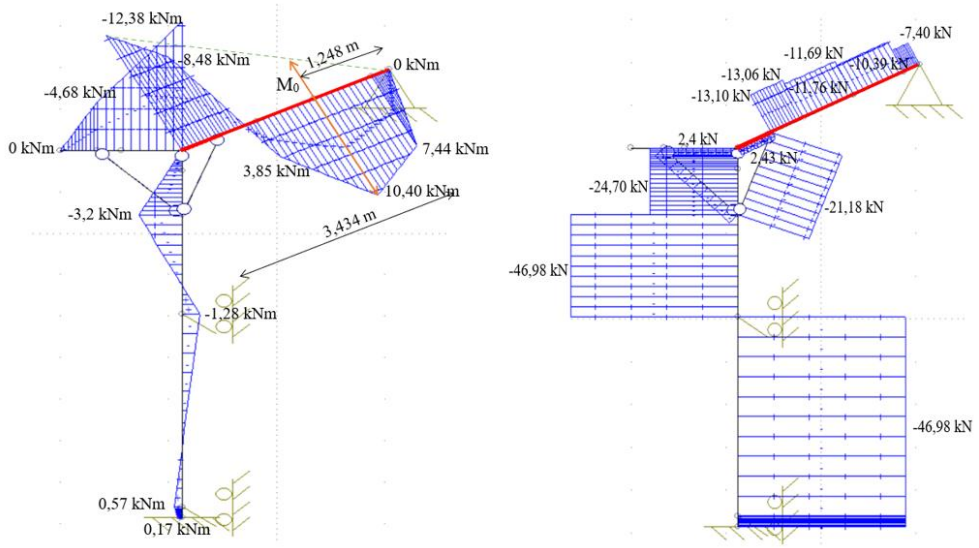


Figure 4.37 : Diagrammes des moments M_{Ed} (à gauche) et des efforts normaux N_{Ed} (à droite) sur la ferme 4 modifiée pour $r_{corr,1}$ (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge

✓ Nouvelles vérifications de la ferme 4 sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$

Au travers des histogrammes de la Figure 4.38, on peut voir qu'il y a une forte amélioration des taux de chargement de la membrure de la ferme 4 après ajout des nouveaux jarrets décrits ci-dessus. On passe de 28% à 22% pour le taux de déformation aux ELS, de 112% à 65% pour le taux de chargement lié à la résistance en section (aux ELU) et de 120% à 88% pour le critère de stabilité au déversement (aux ELU). Ces résultats montrent que les deux solutions combinées permettent aux fermes de satisfaire les différents critères de vérification aux ELS et ELU malgré leur état de dégradation.

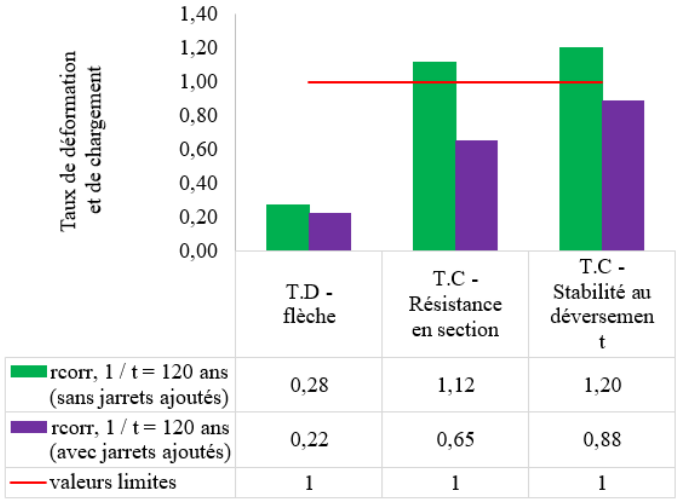


Figure 4.38 : Graphique montrant les taux de déformation et de chargement de la membrure de la ferme 4 (après ajout des nouveaux jarrets), soumise à une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ après 120 ans d'exposition, sous différents critères de vérification aux ELU et ELS.

4.3.2 Solutions de réparation des éléments porteurs des portiques longitudinaux

Comme énoncé au §4.1.5, l'objectif du présent paragraphe consiste à évaluer les possibilités de réaffectation du bâtiment en étude au travers de la détermination des charges maximales que peuvent supporter les poutres de planchers et leur adéquation au comportement structural global du bâtiment (capacités portantes des poteaux et résistances des assemblages satisfaites) en configuration post réparation ou renforcement. Pour y parvenir, il est principalement fait recours au comportement réel des assemblages poutres - poteaux évalué au §4.2.2 ci-dessus ainsi qu'aux différentes hypothèses de réhabilitation du bâtiment présentées au §4.3.2.1.1 ci-dessous. Il convient aussi de signaler que pour toutes les solutions techniques (remplacement ou renforcement d'éléments porteurs) adoptées ci-dessous, la protection contre la corrosion devra être assurée et l'entreprise chargée des travaux devra partir des solutions présentées au §4.2.1 ci-dessus.

4.3.2.1 Les charges maximales à supporter par les poutres de planchers

Conformément au §4.1.2 (d), la réhabilitation d'un bâtiment implique la conservation de sa forme architecturale extérieure et l'amélioration de son confort intérieur. Elle peut parfois déboucher au changement de la destination d'un ouvrage (Bergner 2022). Les charges variables à considérer sont fonction du type d'utilisation de l'ouvrage (cf. §6.3. de l'EN1991-1-1 (NBN EN 1991-1-1 2002)). De ce fait, il est intéressant de s'interroger sur la charge variable maximale pouvant être supportée par les éléments porteurs en vue d'identifier le type de réaffectation envisageable pour ce bâtiment.

4.3.2.1.1 Hypothèses de calcul

Les hypothèses présentées ci-dessous sont adoptées en vue de déterminer la capacité portante maximale des différents éléments porteurs de la structure en configuration post réparation :

- ✓ L'ensemble des solutions de réparation présentées au §4.3.1 est adopté ;
- ✓ Pour se conformer à la définition de la « réhabilitation d'un bâtiment » évoquée ci-dessus, la forme architecturale du bâtiment considérée est celle de la configuration initiale (phase de fonctionnement - cf. §2.3.3.1) sans la présence de murs au niveau de la véranda - il est donc proposé dans ce travail de supprimer tous les murs non initialement prévus au niveau de la véranda (cf. Figure 4.45). Ces murs constituent des surcharges importantes sur les poutres de contour UPN 180 ;
- ✓ Les éléments de planchers en configuration actuelle sont, en revanche, conservés. En d'autres termes, la dalle en béton armé au plancher du rez-de-chaussée ainsi que les éléments en bois au niveau du plancher de l'étage sont maintenus (ces derniers devront éventuellement être remplacés s'ils s'avèrent qu'ils sont endommagés ou qu'ils ne sont plus à même de supporter les charges qui leur seront appliquées - cet aspect n'est pas étudié dans la présente thèse) ;
- ✓ Les murs intérieurs en béton continuant de jouer le rôle de noyau central, stabilisant ainsi les portiques internes ou intermédiaires, les portiques analysés dans ce paragraphe sont les deux portiques externes (cf. Figure 4.39) ainsi que la portion externe (au niveau de la véranda - cf. Figure 4.40) la plus chargée des portiques intermédiaires comme vu au §2.6.3.2.3 du chapitre 2 en configuration actuelle ;

- ✓ Il convient de rappeler que ce travail fait recours, pour les analyses, au logiciel Ossa2d de l'Université de Liège qui ne procède qu'aux analyses élastiques des structures planes comme évoqué précédemment. Toutefois, les nouvelles analyses en « configuration post réparation ou renforcement » tiendront aussi compte des caractéristiques réelles des assemblages. Les vérifications aux ELU de ces éléments porteurs sont toujours conduites en tenant compte de la capacité plastique des éléments porteurs vu que ces éléments demeurent de classe 1 après 120 ans d'exposition pour la vitesse de corrosion $r_{corr,\,1}$ = 80 µm/an (cf. §3.4.2.2 du chapitre 3).
- ✓ Les combinaisons de charges considérées, au niveau des portiques, sont les mêmes que celles du §2.5.1.2.2 du chapitre 2.

Considérant que cette partie du travail doit aussi répondre à la question : « quel type d'affectation pourrait être adopté pour ce bâtiment », la détermination des charges maximales à supporter revient à déterminer la ou les charge(s) caractéristique(s) d'exploitation (q_k) maximale(s) à appliquer au niveau des planchers du bâtiment en étude et à vérifier leur adéquation aux capacités portantes des éléments structuraux et au comportement global de la structure. La méthodologie adoptée pour déterminer ces charges maximales est présentée au paragraphe suivant.

4.3.2.1.2 Méthodologie pour la détermination de la charge d'exploitation maximale admissible

La charge d'exploitation impacte dans un premier temps le comportement des planchers sur lesquels elle s'applique. Ainsi, la capacité portante maximale des poutres de planchers va être étudiée en considérant les deux combinaisons suivantes :

Aux ELU : $1{,}35g_k + 1{,}5q_k$
Aux ELS : $g_k + q_k$

Grâce à cette première étude, il sera possible de déterminer qu'elles sont les charges maximales (q_k) pouvant être supportées par les planchers tout en respectant à la fois les critères de dimensionnement aux ELU et ELS pour leurs éléments porteurs.

Ensuite, dans un second temps, on vérifie l'adéquation de ces charges (q_k) aux valeurs de résistances des organes d'assemblages, données ci-dessus, et aux capacités portantes des poteaux. Les capacités portantes des poteaux sont évaluées conformément aux schémas statiques ci-dessous :

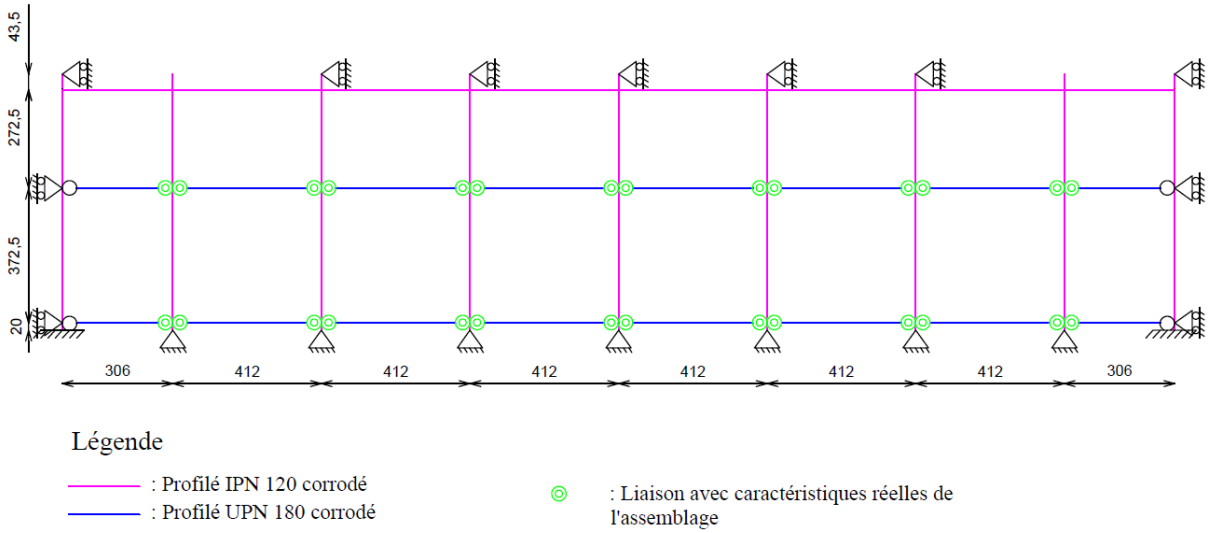


Figure 4.39 : Nouveau schéma statique des portiques externes pour la configuration post réparation ou renforcement du bâtiment étudié - dimensions en cm

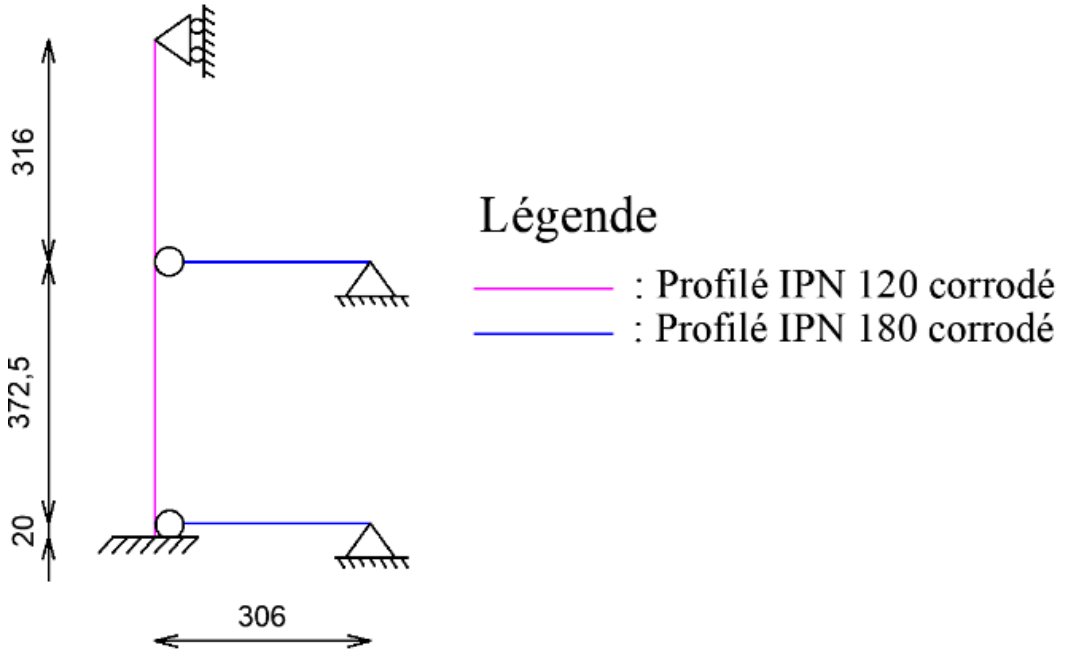


Figure 4.40 : Schéma statique de la portion la plus chargée des portiques intermédiaires pour la configuration post réparation ou renforcement - dimensions en cm

Les charges maximales supportables par les différents planchers (rez-de-chaussée et étage) sont déterminées comme suit :

4.3.2.1.3 Analyses et vérifications des éléments porteurs des planchers

Sur base (i) du lien existant entre les efforts internes (M et V) dans la poutre et les charges surfaciques appliqués sur les planchers ainsi que (ii) du lien existant entre la charge surfacique appliquée et la flèche des éléments porteurs, il est possible de déterminer l'effort variable q_k maximum autorisé de façon que les critères de vérifications aux ELU et/ou aux ELS soient satisfaits.

Soient M'_{Ed1} et M'_{Ed2} (V'_{Ed1} et V'_{Ed2}) les moments de flexion maximum (efforts tranchants maximum) (aux ELU) engendrés par application des charges unitaires p'_{Ed1} (au niveau du rez-de-chaussée - indice 1) et p'_{Ed2} (au niveau de l'étage - indice 2) sur les poutres du portique considéré ;

Soient p_{Ed1} et p_{Ed2} les combinaisons réelles de charges sur les poutres de portiques, appliquées de la même manière que p'_{Ed1} et p'_{Ed2}, permettant d'atteindre la résistance plastique extrême ($M_{pl,y}$ ou $V_{pl,Rd}$ - selon qu'il s'agit d'une vérification aux ELU) ou la déformation limite ($w_{lim,\ max}$ - pour une vérification aux ELS) de la poutre la plus dimensionnante du portique analysé, et ce, pour un étage donné ;

Du fait de la réalisation d'une analyse élastique linéaire premier ordre : si $p_{Edi} = n_i . p'_{Edi} \Rightarrow M_{pl,y}$ (ou $V_{pl,\ Rd}$) $= n_i . M'_{Edi}$ (V_{Edi}) pour les mêmes conditions d'appui et de chargement aux ELU. Avec ce même principe, le coefficient de linéarité « n_i » aux ELS est déterminé par la relation suivante : $w_{lim,\ max} = L/250 = n_i . w'_{max,i}$ (avec L la longueur de la poutre étudiée et $w'_{max,i}$ la déformation engendrée par l'application des charges unitaires p'_{Eki} sur la poutre étudiée) ;

Connaissant n_i, on détermine les charges combinées p_{Edi} et connaissant $p_{Edi,}$ la ou les charge(s) d'exploitation linéaire(s) maximale(s) (q_{Eki}) à appliquer sur les poutres de planchers sont déterminée. Leurs correspondances surfaciques qui ne sont rien d'autres que les charges caractéristiques d'exploitation sont trouvées par l'expression suivante : $q_{ki} = 2q_{Eki}/l$ (avec l = 3,06 m pour les portiques externes et 3,06 + 3,12 = 6,18 m pour la portion la plus chargée des portiques intermédiaires - cf. Figure 4.41).

Note : Les charges permanentes sur les planchers étant connues sur base des hypothèses évoquées au §4.3.2.1.1 ci-dessus et des évaluations des charges réalisées aux annexes A et B du présent travail de thèse, on a comme valeurs numériques : g_{Ek1} = 5,3 kN/m et 10,2 kN/m (respectivement pour les poutres UPN180 et IPN 180 de portiques étudiés au niveau du plancher du rez-de-chaussée) et g_{Ek2} = 1,15 kN/m et 1,39 kN/m (respectivement pour les poutres UPN 180 et IPN 180 de portiques étudiés au niveau de l'étage).

4.3.2.1.4 Détermination des moments de flexion M'_{Edi} et des flèches maximales $w'_{max,i}$

La détermination des moments de flexion maximum « M'_{Edi} » et des flèches maximales « $w'_{max,i}$ » des poutres (UPN 180/IPN 180) de planchers se fait via le logiciel Ossa2d en prenant $p'_{Ed1} = p'_{Ed2} = 1$; leurs valeurs numériques sont données à l'annexe F et au Tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Résumé des valeurs des efforts internes et flèches obtenues

Portiques	Moments et flèches	Rez-de-chaussée (i=1)	Etage (i=2)
Portique externe	M'_{Edi} (kNm)	1,7932	1,7949
	$w'_{max,i}$ (m)	0,0014	0,0014
Portion la plus chargée des portiques intermédiaires	M'_{Edi} (kNm)	1,1704	1,1704
	$w'_{max,i}$ (m)	0,0005	0,0005

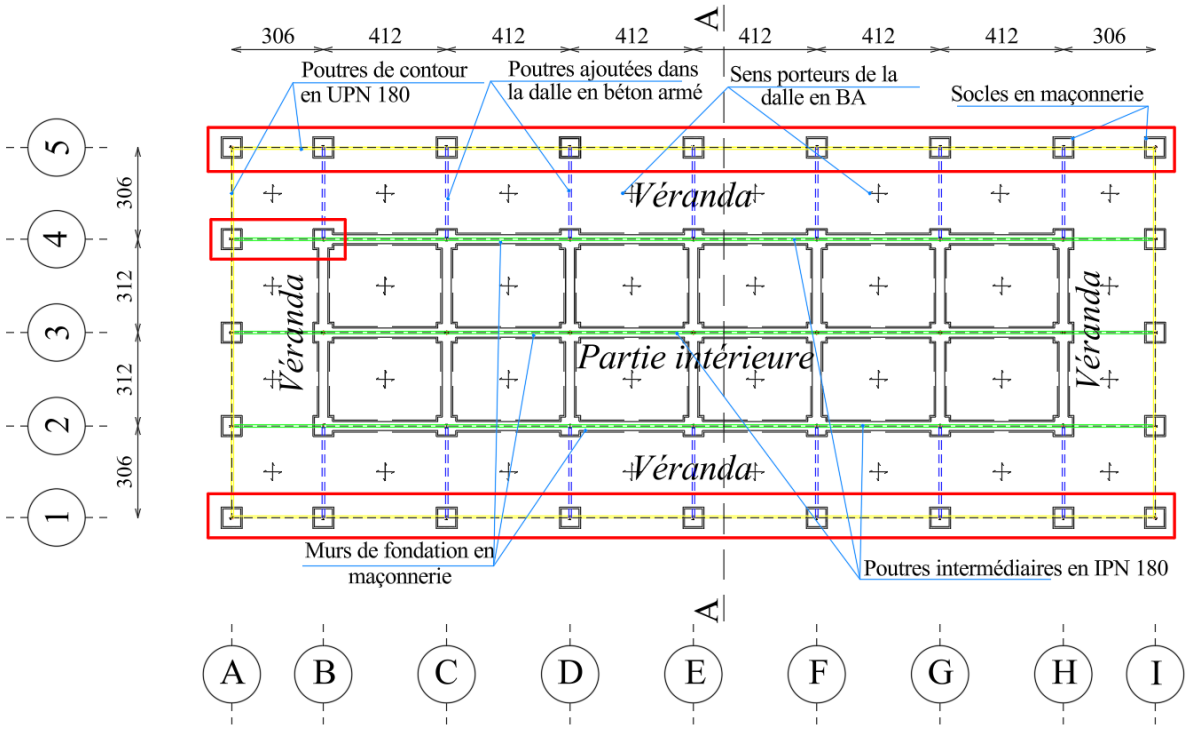


Figure 4.41 : Vue en plan de la configuration post réparation ou renforcement du plancher du rez-de-chaussée avec portiques étudiés encadrés en rouge - dimensions en cm

4.3.2.1.5 Détermination des charges maximales à supporter (q_{Ek} et q_k)

Connaissant « n_i » (cf. annexe F), les charges maximales à supporter sont données au Tableau 4.9 ci-dessous conformément aux formules du §4.3.2.1.3.

Tableau 4.9 : Résumé des calculs de charges d'exploitation maximales supportables par les poutres (UPN 180 et IPN 180) de planchers du bâtiment étudié

Portiques	Charges et sollicitations	Rez-de-chaussée (i=1)	Etage (i=2)
Portique externe	p_{Edi} (ELU) kN/m	18,95	18,93
	p_{Edi} (ELS) kN/m	11,77	11,77
	q_{Eki} (ELU) kN/m	7,86	11,59
	q_{Eki} (ELS) kN/m	6,47	10,62
	q_{ki} (ELU) kN/m^2	5,14	7,57
	q_{ki} (ELS) kN/m^2	4,23	6,94
Portion la plus chargée des portiques. interm	p_{Edi} (ELU) kN/m	30,47	30,47
	p_{Edi} (ELS) kN/m	24,48	24,48
	q_{Eki} (ELU) kN/m	11,13	19,06
	q_{Eki} (ELS) kN/m	14,28	23,09
	q_{ki} (ELU) kN/m^2	3,60	6,17
	q_{ki} (ELS) kN/m^2	4,62	7,47

Des résultats du Tableau 4.9 ci-dessus, une charge maximale de 3 kN/m^2 au niveau du rez-de-chaussée et de 5 kN/m^2 au niveau de l'étage sont considérées dans la vérification des poteaux.

4.3.2.2 Comportements structuraux des éléments porteurs en acier après adoption des nouvelles charges

A l'issue de l'application des nouvelles charges sur les portiques du bâtiment en étude, conformément aux schémas de la Figure 4.39 et de la Figure 4.40 ci-dessus, les conclusions suivantes (sur les comportements structuraux des assemblages et des poteaux de portiques du bâtiment en étude) sont tirées :

- ✓ Les valeurs extremum des efforts (M_{Ed} = 4,77 kNm et V_{Ed} = 29,58 kN au niveau du rez-de-chaussée et M_{Ed} = 4,77 kNm et V_{Ed} = 27,59 kN au niveau de l'étage) sollicitant les assemblages « poutres - poteaux » restent largement inférieurs aux valeurs de résistances ($M_{j,Rd}$ = 9,2 kNm et V_{Rd} = 124,81 kN) évaluées dans l'annexe D du présent travail de thèse.
- ✓ Le taux de chargement maximal du poteau de la véranda au niveau de la portion externe du portique intermédiaire (Figure 4.40) est de 138 % pour la combinaison 6 la plus défavorable. Il faudra donc apporter une solution structurale d'amélioration de ce taux de chargement ou envisager de remplacer les poteaux IPN 120 corrodés par des nouveaux poteaux IPN 120 pour améliorer ce taux de chargement. Les poteaux du portique externe (Figure 4.39) présentent aussi des taux de chargement supérieurs à la valeur limite de 100 % (dont le plus important est 139 % pour les combinaisons 6 et 7) au niveau du rez-de-chaussée. Ces taux de chargement supérieurs à la valeur limite (100 %) s'expliquent théoriquement par l'augmentation de la valeur de la charge d'exploitation au niveau de l'étage, par la perte de résistance (par suite de la corrosion) des poteaux et plus encore par la non prise en compte des éléments de contreventement entre mailles du portique comme c'était le cas dans les analyses de portiques externes en configuration actuelle (voir Figure 4.21 et Figure 4.22).

Pour améliorer les taux de chargement de ces poteaux en les maintenant en place, une solution envisageable est de concevoir des éléments servant des garde-corps qui soient assez rigides pour pouvoir jouer le rôle de restreinte latérale des poteaux (suivant l'axe de faible inertie) au niveau du rez-de-chaussée et limiter ainsi les longueurs de flambement (cf. Figure 4.42 et Figure 4.43).

Les analyses et vérifications ainsi réalisées donnent satisfaction pour le cas du portique externe (Figure 4.42) avec un taux de chargement de 67 % pour le poteau le plus sollicité de ce portique sous la combinaison la plus défavorable. Pour les poutres de planchers et les assemblages dont les vérifications sont satisfaisantes, les valeurs des efforts internes sollicitants sont données aux Figure D.24 et Figure D.25 de l'annexe D.

Note : les mailles non contreventées au niveau du rez-de-chaussée, à la Figure 4.42 ci-dessous, indiquent les entrées en façade longitudinale du bâtiment comme c'était le cas en configuration initiale (cf. Figure 2.5).

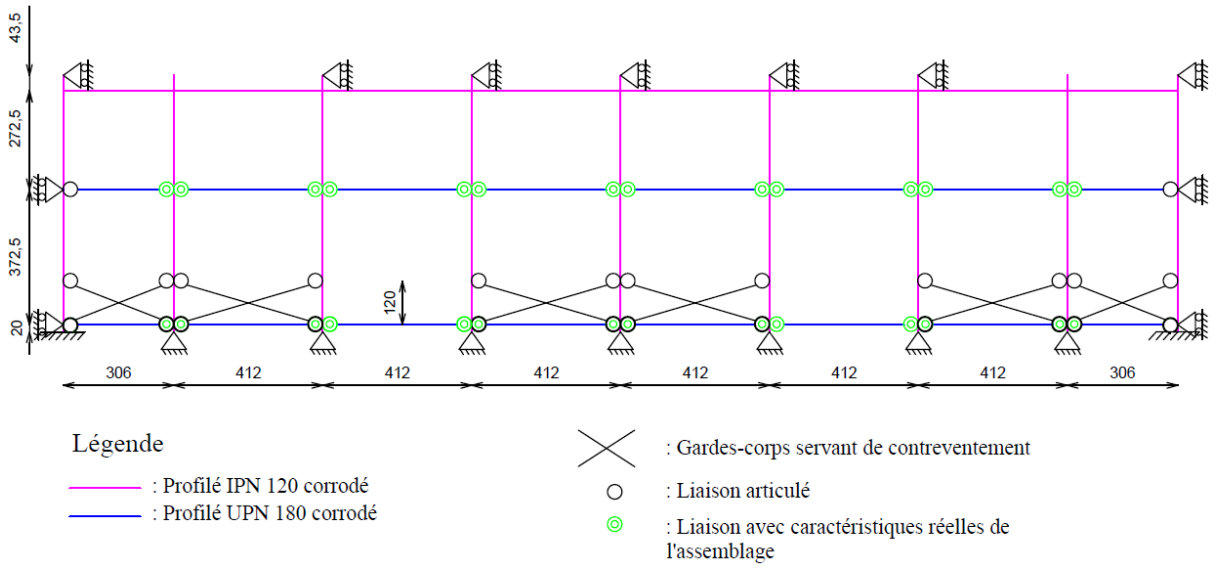


Figure 4.42 : Schéma statique des portiques externes pour la configuration post réparation avec prise en compte de l'influence des garde-corps pour améliorer la stabilité des poteaux - dimensions en cm

Le poteau externe de la portion du portique intermédiaire (poteau de la véranda - Figure 4.43) présente en revanche un taux de chargement de 133 % pour la combinaison la plus défavorable. Il est donc proposé de remplacer les poteaux externes des portiques intermédiaires par des nouveaux profilé IPN 120. Cette solution donne satisfaction avec un taux de chargement maximal de 98 %.

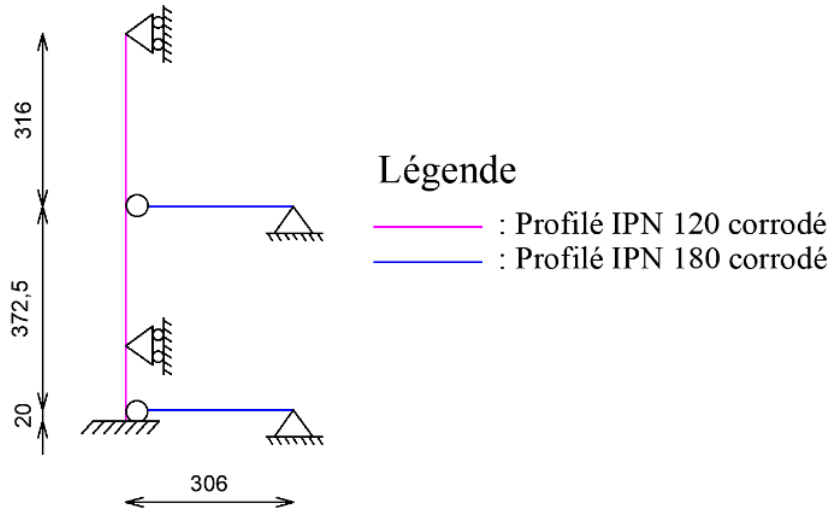


Figure 4.43 : Schéma statique de la portion la plus chargée des portiques intermédiaires pour la configuration post réparation avec prise en compte de l'influence des garde-corps pour améliorer la stabilité des poteaux - dimensions en cm

Note : la présence de l'appui « fictif » sur le poteau IPN 120 au niveau du rez-de-chaussée, sur la Figure 4.43 ci-dessus, indique la restreinte flexionnelle qu'apportent les garde-corps sur la stabilité de ce poteau suivant son axe de faible inertie. Cet appui joue le même rôle que les garde-corps (éléments de contreventement) de la Figure 4.42 ci-dessus.

4.3.2.3 Analyse des résultats obtenus

La détermination ci-dessus des charges maximales admissibles et la vérification de leurs adéquations au comportement des assemblages et à la capacité portante des poteaux permet ainsi de répondre, d'un point de vue structural, à la question liée au type d'affectation envisageable pour le bâtiment étudié. Des valeurs de charges caractéristiques d'exploitation trouvées au Tableau 4.9 ci-dessus, il peut être affirmé (tenant compte des hypothèses évoquées au §4.3.2.1.1) qu'au niveau du rez-de-chaussée, une charge d'exploitation de 3 kN/m^2 est le maximum à considérer tandis qu'au niveau de l'étage, on peut aller jusqu'à 5 kN/m^2 de charge d'exploitation moyennant les réparations, renforcements, remplacements des éléments structuraux tel que précisé au paragraphe précédent. Ceci conduit à considérer ce bâtiment, conformément aux Tableaux 6.1 (cf. Tableau 4.10) et 6.2 de l'EN 1991-1-1, comme étant apte à supporter les charges d'exploitation des catégories A, B et C1 au niveau du rez-de-chaussée ainsi que les charges d'exploitation des catégories allant de A à C4 (y compris D1 et D2) au niveau de l'étage.

Tableau 4.10 : Classification des surfaces des bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs selon leur usage spécifique (source : Tableau 6.1 de l'EN 1991-1-1)

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires.
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D [a]	**C1** : Espaces équipés de tables etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception **C2** : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente **C3 :** Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition etc. et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares **C4** : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes **C5** : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare
D	Commerces	**D1 :** Commerces de détail courants **D2** : Grands magasins
[a] On attire l'attention sur l'alinéa 6.3.1.1(2), notamment pour C4 et C5. Voir EN 1990 lorsque les effets dynamiques doivent être pris en considération. Pour la catégorie E, voir Tableau 6.3.		
NOTE 1 Selon l'usage prévu, les surfaces devant être classées a priori C2, C3 ou C4 peuvent être classées C5 par décision du client et/ou d'une Annexe Nationale. NOTE 2 L'Annexe Nationale peut définir des sous-catégories pour A, B, C1 à C5, D1 et D2. NOTE 3 Voir 6.3.2 pour les aires de stockage et les locaux industriels.		

4.3.2.4 Identification des éléments porteurs en acier à remplacer ou à renforcer

Même si les résultats des précédentes études sont satisfaisants, ce paragraphe identifie les éléments porteurs en acier dont l'aspect visuel conduit à leur remplacement ou à la nécessité de les renforcer localement en vue d'améliorer leurs comportements mécaniques. La majeure partie des éléments porteurs en acier au niveau de l'étage sont encore en état d'être conservés et réutilisés dans le bâtiment pour les fonctions qu'ils occupent actuellement. Les solutions présentées ci-dessous concernent uniquement les éléments porteurs au niveau du rez-de-chaussée.

4.3.2.4.1 Poutres et poteaux en acier

A la Figure 4.44 ci-dessous, on peut voir quelques exemples des éléments porteurs en acier du bâtiment en étude qui nécessitent un remplacement ou un renforcement au moment de la réhabilitation dudit bâtiment.



Figure 4.44 : Photos montrant quelques exemples des éléments porteurs en acier détériorés à renforcer ou à remplacer

Les solutions préconisées dans le présent travail sont :

4.3.2.4.1.1 Les poutres UPN 180

Les poutres UPN 180 du rez-de-chaussée (voir zone encadrée en rouge sur la Figure 4.45 ci-dessous), fortement affectées par la corrosion (Figure 4.44/gauche et Figure 3.36), devront être remplacées. Cette opération impliquera la destruction et la reconstruction d'une partie de la dalle en béton armé reposant sur ces poutres et le remplacement des poteaux où aboutissent ces poutres sur leur hauteur (cf. §4.3.2.4.1.2). Il faudrait veiller à ce que les nouveaux assemblages « poutres - poteaux » puissent présenter des caractéristiques mécaniques identiques ou supérieures (cf. §4.3.2.4.2) à celles des assemblages existants (cf. annexes A et D). Les autres poutres du rez-de-chaussée qui, en revanche, présentent des sections transversales acceptables (moins affectées par la corrosion) resteront en place en vertu des résultats obtenus au §4.3.2.2.

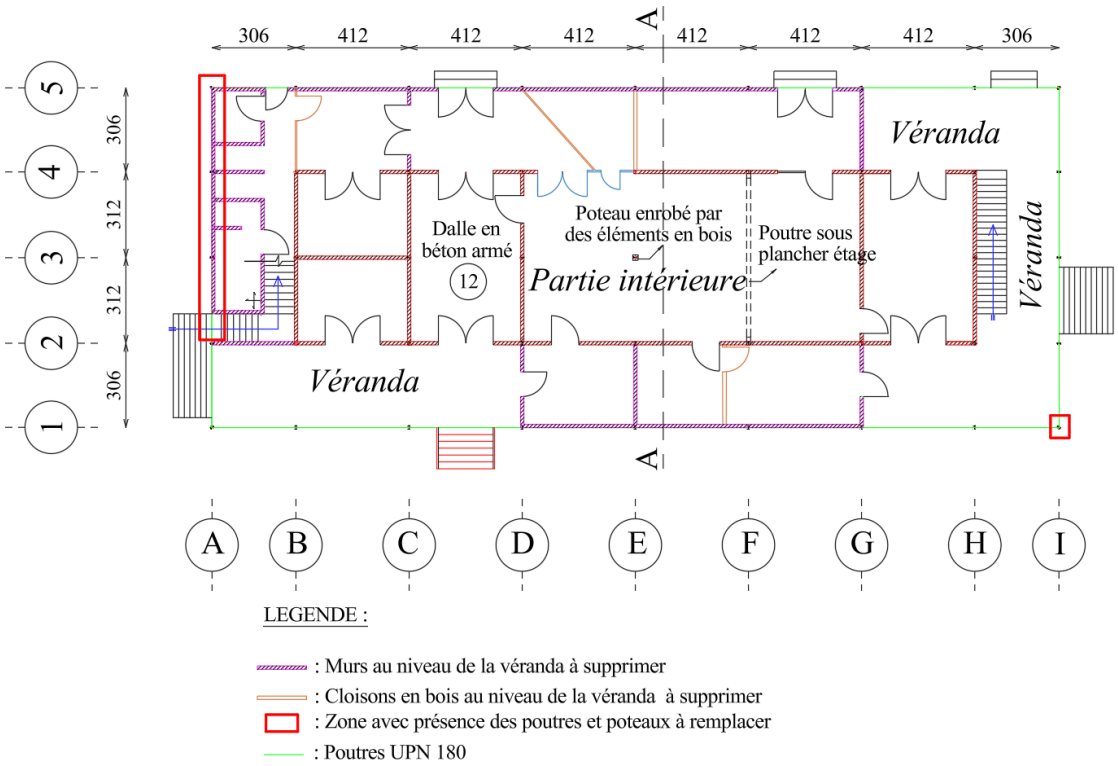


Figure 4.45 : Vue en plan du plancher du rez-de-chaussée du bâtiment en étude avec illustration de la zone à réparer encadrée en rouge - dimensions en cm

4.3.2.4.1.2 Les poteaux IPN 120

La plupart des poteaux du bâtiment étudié ont des sections transversales qui présentent une résistante suffisante, ce qui permet de les conserver. Certains d'entre eux, en revanche, ont vu leur partie inférieure se détériorer considérablement par manque d'entretien (zone encadrée en rouge à la Figure 4.45 ci-dessus et Figure 4.44/droite) ou par suite de l'accumulation d'eau et de poussières dans des zones pièges (créées par l'ajout des murs au niveau de la véranda du rez-de-chaussée - Figure 4.44/gauche) ou encore par l'ajout des éléments supposés renforcer la fondation après transformation de l'ancien plancher en bois en plancher en béton armé (Figure 4.44/droite). Il est donc proposé de remplacer de tels poteaux sur toute leur hauteur comme dit au §4.3.2.4.1.1 ci-dessus.

4.3.2.4.2 Remplacement de boulons et rivets défectueux

La plupart des organes d'assemblage des liaisons « poutres - poteaux » du bâtiment en étude sont, à ce jour, dans un état favorable permettant de les maintenir en place au moment de la réhabilitation. Cependant, pour des pièces ne pouvant pas être conservées, les solutions à apporter sont présentées ci-dessous.

Les boulons défectueux seront remplacés par des boulons de même nuance d'acier ou de nuance d'acier supérieure (à noter que la nuance considérée pour les boulons de l'époque est la classe de qualité « 4.6 » comme dit au §2.3.3.3 du chapitre 2).

Le remplacement des boulons ou la réparation d'un assemblage boulonné doit faire l'objet d'études préalables, comme le dit Jean-Paul Persy (Persy 2014), afin de :

- ✓ effectuer, si possible, des examens non destructifs nécessaires pour assurer la non-existence des fissures dans les bords des trous des parties non visibles de l'assemblage.
- ✓ déterminer s'il s'agit d'un problème de conception ou s'il est nécessaire, pour éviter le retour de dégât, de réaliser un renforcement de l'assemblage :

  A l'état actuel de la structure, le défaut de conception ne peut être soulevé pour justifier la détérioration des pièces d'assemblage du bâtiment étudié vu que ces assemblages ont résisté à l'épreuve du temps (pour près de 120 ans de vie du bâtiment). Cependant, lors de l'analyse des données d'assemblage relevées sur terrain, il a été constaté que les cornières de liaison utilisées pour l' assemblage A1 « poutres - poteau » (cf. Figure 4.10 et Figure 4.17) et celles spécialement conçues pour l'assemblage A3 (cf. Figure 4.8) présentaient des dimensions non cohérentes avec les règles de bon sens dans la conception des assemblages (il s'est trouvé que la longueur (L) de la cornière ainsi que son aile (l_y) côté poteau présentent des dimensions telles qu'elles empiètent aux congés de raccordement des éléments assemblés - L = 150 mm > d_b = 133 mm (poutre UPN 180) et $2l_y + t_{wb}$ = 98 mm > d_c = 92,4 mm (poteau IPN 120)). Pour remédier à ce problème (s'il s'avère que le remplacement complet de l'assemblage soit nécessaire - ceci avec, possiblement, pour conséquence le remplacement des poutres et poteau y aboutissant), il est proposé d'opter pour des cornières L60×40×6 mm, de dimensions L = 133 mm, l_x = 60 mm (aile côté poutre), l_y = 40 mm (aile côté poteau) et t_p = 6 mm (épaisseur), ainsi que des boulons M12 de classe 8.8 pour la liaison côté poteau. En ce qui concerne les rivets assurant la liaison « poutre - cornières », les dimensions initialement utilisées seront conservées. Un exemple de vérification, considérant ces modifications pour l'assemblage A1 (Figure 4.46) présente des caractéristiques mécaniques suivantes : $S_{j,ini}$ = 357 kNm/rad ; $M_{j,Rd}$ = 8,85 kNm et V_{Rd} = 124,81 kN.

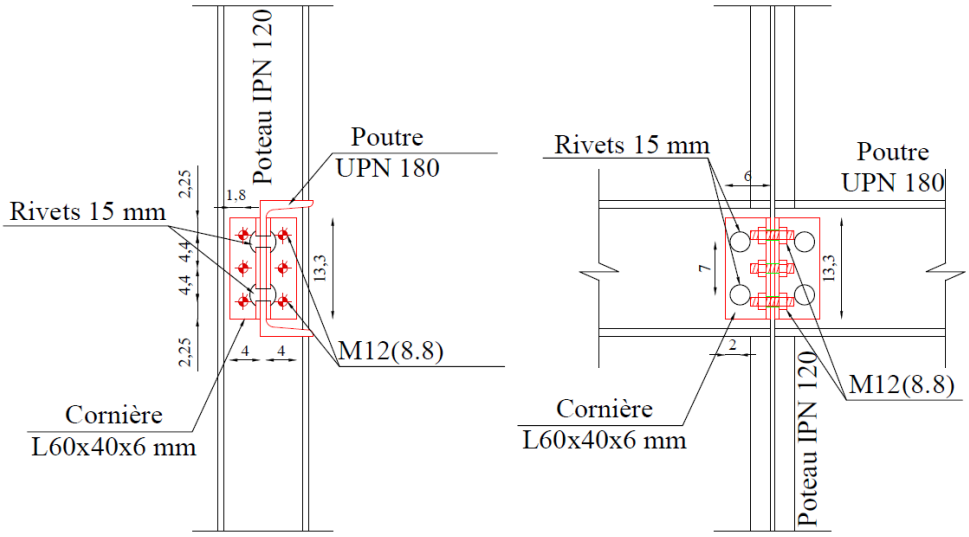


Figure 4.46 : Modèle de l' assemblage A1 « poutres - poteau » proposé conforme aux règles de conception - dimensions en cm

- ✓ vérifier que le diamètre définitif du boulon de remplacement soit compatible avec les règles d'entraxes et pinces (cf. Tableau 3.3 de l'EN 1993-1-8). Si ce n'est pas le cas, il conviendra de remplacer tout l'assemblage ;

En résumé, si après études, il est constaté que le problème ne se limite qu'au niveau d'un boulon isolé (Figure 4.47/gauche), on remplacera ce dernier par un boulon neuf tout en veillant à ce qu'il n'y ait pas de désordre en périphérie du trou laissé par le boulon défectueux. Si, en revanche, il s'agit d'un problème global au niveau de l'assemblage (Figure 4.47/droite), le remplacement complet des organes d'assemblages est à envisager.



Figure 4.47 : Aspects visuels et représentatifs de quelques cas de déficience des assemblages des bâtiments de Grandes Chaudronneries de l'Escaut dans la ville de Mbanza-Ngungu

Pour les rivets, il faudrait premièrement s'assurer qu'il existe une main d'œuvre capable d'effectuer l'ensemble des opérations de rivetage. Si tel est le cas et par souci d'homogénéité et de patrimonialisation, le rivet ou les assemblages rivetés devront être remplacés par le même système avec des nuances d'acier supérieures ou égales à celles des rivets existants afin d'améliorer ou de garantir le comportement mécanique de l'assemblage. Dans le cas contraire, on devra s'appuyer sur les pratiques courantes qui consistent à remplacer les rivets défectueux des anciennes constructions par des boulons à haute résistance (HR) (Persy 2014).

Les solutions sur les organes d'assemblage proposées ci-dessus devront être réétudiées minutieusement avant exécution et, comme pour les poutres et poteaux de la structure, tenir compte de la procédure de protection donnée au §4.2.1 ci-dessus.

4.4 Comment pérenniser à long terme le bâtiment étudié

Afin de ne plus retomber aux états de dégradation avancés que connaissent les bâtiments de Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) dans la ville de Mbanza-Ngungu, il faudrait adopter un planning de maintenance préventif dont l'approche proactive consiste à réaliser régulièrement des inspections et des travaux d'entretien pour éviter l'apparition de problèmes (Comprendre et maîtriser la maintenance des bâtiments 2023). Pour ce faire, ce travail propose de réaliser une première inspection globale du bâtiment après les cinq premières années de sa réhabilitation (délai équivalent à la moitié de la garantie décennale de l'entreprise qui aurait réalisé les travaux de réhabilitation). Si après cette inspection, il n'y a pas de dommages importants sur les éléments porteurs de la structure, le maître d'ouvrage pourrait, par la suite, adopter une politique d'inspection et d'entretien quinquennale dudit bâtiment afin de pouvoir déceler à temps les différentes failles et de procéder aux réparations nécessaires. Pour faciliter cette politique, ce travail conseille d'opter pour une affectation devant permettre au bâtiment d'assurer lui-même la fonction génératrice de ses fonds d'entretien. Parmi ces fonctions, on peut citer : salles de musée, salles d'exposition, bâtiments publics et administratifs, hôtels, etc.

4.5 Conclusions

Au terme de ce chapitre, les conclusions tirées sont les suivantes :

Grâce aux principaux outils techniques (étude de la procédure d'application des revêtements anti-corrosion et caractérisation du comportement mécanique des assemblages poutres - poteaux) utilisés dans ce travail, des solutions structurales de remise en état et de stabilisation des éléments porteurs en acier du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu ont été proposées.

Ces solutions structurales consistent : (i) au remplacement des tôles ondulées par des nouvelles tôles en conservant le même aspect esthétique. Ces nouvelles tôles nécessitant des appuis supplémentaires, les pannes ont dû être ajoutées. De plus, les tôles sont considérées comme contribuant (par effet diaphragme) à l'augmentation de la stabilisation transversale des pannes. Pour les membrures de fermes, il a été démontré que les solutions d'ajustement des charges et de renforcement des zones proches des appuis externes ont contribué à réduire les valeurs des efforts internes sollicitants et à améliorer leurs taux de chargement sans toutefois modifier l'aspect extérieur de l'ensemble du bâtiment étudié. (ii) En ce qui concerne les éléments porteurs des portiques, l'amélioration de leurs taux de chargement pour satisfaire les critères de vérification aux ELU et ELS a nécessité la prise en compte de la rigidité réelle des assemblages poutres - poteaux dans les analyses, la suppression des murs surchargeant les poutres au niveau des vérandas, la mobilisation de restreintes transversales apportées par les garde-corps, et enfin, le remplacement complet des poteaux détériorés ne pouvant plus répondre aux critères de vérification aux ELU.

Par la suite, une identification plus précise des éléments porteurs devant être remplacés au niveau du bâtiment de référence a été faite et des techniques ou étapes de remplacement ou de renforcement des organes d'assemblages ont été fournies. Ce travail a également présenté des mesures de pérennisation des bâtiments construits par les Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) au début du XX^{e} siècle en R.D.Congo.

Pour finir, l'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre marque l'atteinte de l'objectif principal de ce travail de thèse qui est de proposer de solutions de réhabilitation du bâtiment étudié.

Chapitre 5 : Conclusions générales & perspectives

5.1 Conclusions générales

Les objectifs de la présente thèse tels que présentés dans l'introduction étaient : d'identifier les caractéristiques techniques des bâtiments à ossature métallique réalisés par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) dans l'actuelle province du Kongo-Central (ancienne province du Bas-Congo) en R.D.Congo et plus précisément dans la ville de Mbanza-Ngungu ; d'identifier et étudier l'influence de la corrosion affectant le comportement mécanique des éléments porteurs en acier de ces bâtiments. L'atteinte de ces deux premiers objectifs ont permis d'avoir une compréhension globale de la situation structurale actuelle de ces bâtiments centenaires afin de proposer des solutions de réhabilitation et de réaffectation de ces derniers dans le but d'une pérennisation dans le temps et d'une patrimonialisation. Ces bâtiments étant un reflet de l'histoire commune entre la R.D.Congo et la Belgique.

Les recherches entreprises dans ce travail se sont fondées sur la documentation existante portant sur les exportations des bâtiments métalliques de la Belgique au Congo dans la période couvrant la fin du XIX^{e} siècle et le début XX^{e} siècle, les relevés in-situ des données techniques et architecturales des bâtiments étudiés, la consultation des archives tant au Congo qu'en Belgique avec l'aide des partenaires de l'ULB et plus particulièrement de Dalia Perziani (voir sa thèse intitulée : « Construire en métal pour le Bas-Congo : Systèmes, acteurs et adaptations d'une architecture tropicalisée (1885-1930) »), le recours aux normes et outils de calcul récents afin de confronter ces structures aux exigences normatives actuelles.

Ce travail de recherche se veut donc être un des premiers à avoir caractérisé, d'un point de vue structural, une typologie de bâtiments réalisés par une des sociétés belges (la société anonyme des Grandes Chaudronnerie de l'Escaut) au début du XX^{e} siècle au Congo et à avoir apporter des solutions de remise en état de ces bâtiments.

Dans un premier temps, ce travail a présenté le contexte ou les événements marquants, du XIX^{e} siècle au début XX^{e} siècle, qui ont influencé directement ou indirectement la construction des bâtiments étudiés au Congo. Parmi ces événements, on cite : la révolution industrielle, la révolution du système de transport et voies de communication, les nouvelles découvertes dans le monde de la science et de la technologie, les expéditions de tous genres, la colonisation européenne de l'Afrique, etc. Particulièrement pour le Congo, comme il est bien connu, l'histoire débute avec le rêve du Roi Léopold II de trouver une colonie pour la Belgique afin de lui donner accès aux matières premières. Il finance alors les expéditions menées par H.M. Stanley sur les rives du fleuve Congo. La conclusion finale de ces expéditions conduit au gigantesque projet de construction d'un chemin de fer (reliant les villes de Matadi et Kinshasa) pour faciliter l'accès à l'intérieur du Congo en contournant les chutes et récifs parsemant le cours inférieur non navigable du fleuve Congo.

Ce projet fut confié à la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) qui le réalisa entre 1890 et 1898. La CCFC fit construire, pour ses agents, des habitations allant de rudimentaires baraquements s'inspirant de la manière de faire des autochtones à celles offrant plus de confort

à ses occupants, dont les matériaux de construction provenaient de l'Europe. Pour cela, la CCFC a dû coopérer avec plusieurs sociétés belges dans la réalisation de ces habitations à l'EIC. Parmi ces sociétés, il y avait la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) qui construisit près d'une quarantaine de maisons pour les agents de la CCFC dans la ville de Mbanza-Ngungu (ancienne Thysville) comme le dit Henri Segaert dans son livre intitulé « Un terme au Congo belge (notes sur la vie coloniale) 1916 - 1918 ». Ce sont donc ces bâtiments (formés d'une ossature en acier et d'un remplissage en béton, en bois ou en maçonnerie) qui sont techniquement étudiés dans le présent travail de thèse.

Ce travail a aussi relevé quelques stratégies en matières structurales élaborées par les ingénieurs et concepteurs de ces bâtiments pour faciliter leur montage dans un milieu où la majorité de la main d'œuvre n'avait aucune connaissance des techniques européennes de construction et/ou de montage d'éléments préfabriqués. Certaines de ces stratégies abordées dans cette thèse sont : la standardisation de ces bâtiments, la quête de légèreté pour rendre plus facile le transport et le montage sur site, l'optimisation des capacités portantes des éléments porteurs en acier, la rapidité de construction dans un milieu tropical chaud, les techniques et séquences de montage de ces bâtiments, le système de stabilisation des bâtiments à étages (qui était un peu plus sophistiqué par rapport à celui des pavillons), le système d'assemblage des éléments porteurs en acier (combinant rivetage en atelier et boulonnage sur site afin de ne pas perdre des pièces pendant le transport), etc.

Pour mieux comprendre le comportement structural des bâtiments étudiés dans ce travail, tant en configuration initiale de construction et de fonctionnement qu'en configuration actuelle de fonctionnement, un cas d'étude a été sélectionné. Il s'agit de l'ancien hôtel ABC de Thysville qui fait, à ce jour, office de palais de justice de Mbanza-Ngungu. L'étude structurale de ce bâtiment, construit par les GCE en 1906, a consisté à : (i) la description structurale dudit bâti pour les configurations évoquées ci-dessus. Cette description structurale a englobé : la présentation de la forme architecturale du bâtiment, la description des dimensions en plan et en hauteur ainsi que les caractéristiques géométriques des éléments porteurs en acier, la description des organes d'assemblages des éléments porteurs en acier et la description des éléments de remplissage de planchers et de murs. (ii) la définition des normes de chargement, d'analyse et de vérification des éléments porteurs en acier de la structure de ce bâtiment, (iii) l'exposé des méthodes d'analyse et de vérification de ses éléments de structure ainsi que des différentes hypothèses de modélisation pour analyses structurales, via le logiciel Ossa2d (décrit au § A.1.4 de l'annexe A). Enfin, (iv) la présentation des résultats des études structurales des éléments porteurs en acier de ce bâtiment pour les configurations sus-évoquées.

Les résultats de cette première étude structurale ont permis de montrer que les murs intérieurs en béton de ce bâtiment constituent l'élément central de stabilisation de ce dernier puisqu'ils reprennent à eux seuls près de 70% des charges verticales sollicitant ce bâtiment et l'ensemble des efforts horizontaux. Hormis la présence de ces murs dans la partie centrale du bâtiment, les études ont aussi montré que les ingénieurs ou concepteurs de ces bâtiments des GCE ont recouru à des astuces ingénieuses pour stabiliser certains éléments porteurs. Les astuces identifiées pour le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu sont : l'influence des jarrets sur les parties en porte-à-faux des membrures de ferme, l'effet diaphragme qu'apportent les planchers en bois

(en béton armé en configuration actuelle au niveau du rez-de-chaussée) dans la stabilisation transversale des portiques externes, l'influence des cadres en métal déployé dans la rigidification des nœuds des poutres supérieures de portiques externes, la restreinte flexionnelle apportée par la structure des brise-soleil ainsi que les garde-corps, etc. Par suite des modifications fonctionnelles que ce bâtiment a dû subir dans le temps, il est démontré, en configuration actuelle, que la présence des murs ajoutés sur les poutres de la véranda, non dimensionnées à cet effet, a négativement impacté la résistance locale de ces poutres mais n'a, cependant, pas compromis la stabilité globale de la structure.

Ensuite, une étude visant à évaluer l'effet de la corrosion sur le comportement mécanique des éléments porteurs en acier du bâtiment de référence a été réalisée. Cette étude, basée principalement sur la norme ISO 9224 permettant la prédiction de l'attaque par corrosion atmosphérique et sur la norme ISO 9223 pour définir les vitesses de corrosion à considérer pour un environnement tropical à atmosphère moyennement ou fortement polluée, a mis en évidence l'impact de l'évolution de la corrosion sur les taux de chargement et de déformation des éléments porteurs en acier du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu et a révélé le danger d'instabilité que présentent certains de ces éléments porteurs à l'heure actuelle (soit 120 ans après sa construction). Toutefois, hormis les dégradations liées à la corrosion atmosphérique, d'autres paramètres tels que : (i) la position des certains éléments porteurs dans la structure, (ii) le manque d'entretien, (iii) la présence des murs non initialement envisagés sur les poutres des vérandas, (iv) la faible capacité portante initiale de certains éléments porteurs, etc., ont aussi favorisé la détérioration rapide de ces éléments porteurs en acier.

Grâce à l'ensemble des résultats présentés ci-dessus, des solutions de remplacement ou de renforcement des éléments structuraux et non structuraux défectueux du bâtiment en étude ont été proposées. Ces solutions ont consisté : (i) au remplacement des tôles et pannes au niveau de la toiture par des tôles et pannes de même profil ou mêmes sections transversales et caractéristiques géométriques que celles initialement utilisées. (ii) à l'ajustement du chargement et au renforcement des appuis des membrures de fermes, (iii) à la réparation et/ou au remplacement des éléments porteurs en acier des portiques (poutres et poteaux), (iv) à la proposition de mesures de protection et de pérennisation des éléments porteurs en acier du bâtiment en étude. Enfin, différentes possibilités de réaffectation du palais de justice ont été identifiées sur base des études structurales menées.

5.2 Contributions personnelles

Dans ce paragraphe, les différentes contributions de l'auteur de la présente thèse sont mises en évidence :

- ✓ En son **chapitre 1** : identification des propriétés techniques des bâtiments construits par la société anonyme de Grandes Chaudronneries de l'Escaut au Kongo-Central en R.D.Congo au début du XX^{e} siècle ;
- ✓ Réalisation, au **chapitre 2**, de l'étude structurale complète du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu en y décelant différentes forces et faiblesses ;

- ✓ Présentation, en son **chapitre 3**, des approches théoriques, en l'absence des données expérimentales permettant l'étude de l'impact de la corrosion atmosphérique sur les caractéristiques géométriques et les comportements structuraux des éléments en acier exposés à cette forme de corrosion pendant 120 ans ;
- ✓ Développement d'une méthode de calcul, dans son **annexe D**, permettant la détermination des caractéristiques mécaniques réelles (moment résistant $M_{j,Rd}$, rigidité initiale $S_{j,ini}$) des assemblages poutre - poteau du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Il s'agit d'une liaison par doubles cornières d'âme qui autrefois, conformément à la pratique habituelle, était assimilée à une articulation. Les résultats de cette étude ont démontré que cet assemblage possède une rigidité lui permettant d'exercer une influence significative dans la stabilisation structurale des bâtiments étudiés dans le présent travail ;
- ✓ Réalisation, dans **son annexe E**, d'une étude ayant pour but de vérifier l'influence de la couverture en tôles ondulées galvanisées (TOG) comme panneau de cisaillement (diaphragme) pour stabiliser les pannes IPN 120 de la toiture du bâtiment en étude ;
- ✓ Enfin, proposition, en son **chapitre 4**, de solutions structurales de réhabilitation des bâtiments construits par les GCE. Les entreprises chargées de réhabiliter ces bâtiments ont dès lors un document sur lequel elles pourront se baser pour une première approche de réhabilitation.

5.3 Perspectives

Même si les objectifs principaux assignés au présent travail de thèse ont été atteints, il existe néanmoins quelques points d'investigations qu'il conviendrait d'approfondir par des travaux de recherches complémentaires. Parmi ces points, il convient de citer :

- ✓ Le recensement, en vue de la patrimonialisation, de l'effectif actuel des bâtiments construits par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut (GCE) dans la ville de Mbanza-Ngungu en particulier et plus globalement dans l'ensemble du territoire de la R.D.Congo. Partant de cette perspective de patrimonialisation des bâtis métalliques, il est judicieux d'entreprendre des travaux de recherche qui se focaliseront sur les inventaires de tout ce qui est lié à la construction métallique, au début de ce XX^{e} siècle en R.D.Congo, et voir s'il existerait la possibilité de revaloriser ces constructions ;
- ✓ L'étude de l'influence de la corrosion sur le comportement mécanique des organes d'assemblage des éléments de structures. A ceci s'ajoute l'étude du comportement réel de la liaison par cornières d'âmes entre deux poutres perpendiculaires (cas rencontré au niveau des bâtiments « pavillons » non développés techniquement dans ce travail - un exemple d'une telle liaison est observé à la Figure 1.13 (droite) du chapitre 1 de cette thèse) ;
- ✓ L'adaptation des solutions techniques de réhabilitation proposées ci-dessus aux bâtiments « pavillons » afin de faire du quartier Noki un centre de mémoire urbain et touristique devant constituer une source de revenu touristique pour la ville de Mbanza-Ngungu ;

- ✓ L'étude de l'influence d'autres formes de corrosion sur le comportement mécanique des éléments porteurs en acier et organes d'assemblages des bâtiments de GCE ainsi que les solutions à y apporter ;
- ✓ L'étude approfondie de l'utilisation des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) pour le renforcement des éléments porteurs en acier de ces bâtiments des GCE attaqués par la corrosion.

Publications

Le parcours doctoral pour la réalisation de cette thèse a conduit à la rédaction des divers articles (de conférence et de livre) et aux participations passives et actives à des conférences internationales (Prohitec 2021, SDSS 2022) et des séminaires tant nationaux [(1) séminaire ADP : « "Matériaux et savoir-faire constructifs et aménageurs. Kongo-central - Kinshasa" : pour un atlas cartographique », (2) quatrième édition de la journée des jeunes chercheurs d'outre-mer organisée par l'Académie Royale des Sciences d'Outre-Mer/Belgique] qu'international (séminaire conjoint UK - ULB - ULiège à Mbanza-Ngungu/R.D.Congo). Les informations liées à ces différentes publications sont présentées ci-dessous et sont disponibles sur le site international Orbi de l'Université de Liège.

- ➢ Mpemba Nkole Kabongo, A., Demonceau, J. F., & Jaspart, J.P. (2020). Etude technique des maisons métalliques faisant partie du patrimoine du Kongo-Central. Présentation poster à la quatrième édition de la journée des jeunes chercheurs d'outre-mer organisée par l'Académie Royale des Sciences d'Outre-Mer/Belgique
- ➢ Mpemba Nkole Kabongo A., Jaspart J.-P. et Demonceau, J.-F. *Technical Study of Kongo-Central Colonial Steel Houses Belonging to the DRC Patrimony,* Aveiro, 2022, p. 1067-1074. *JO*, volume 5, issue 4, septembre. https://doi.org/10.1002/cepa.1852
- ➢ Mpemba Nkole Kabongo, A., Demonceau, J. F., & Jaspart, J.P. (2023). Enjeux techniques de la réhabilitation du bâti métallique congolais - le palais de justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude. Présentation orale au séminaire intitulé : « Les enjeux et la valorisation des constructions métalliques dans le Kongo-Central » organisé conjointement par l'UK, l'ULB et l'ULiège à Mbanza-Ngungu et R.D.Congo
- ➢ Mpemba Nkole Kabongo, A., Perziani D., Demonceau J-F., Jaspart, J-P. « Les bâtiments en acier des Grandes Chaudronneries de l'Escaut comme solution à l'exportation - de la maison unifamiliale aux bâtiments multi-étagés », dans *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) À paraitre, juillet 2026.
- ➢ Mpemba Nkole Kabongo, A., Demonceau J-F., Jaspart, J-P. « Enjeux techniques de la réhabilitation du bâti métallique congolais - le palais de justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude », dans *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.* (EUB) À paraitre, juillet 2026.

Références

ACEC. 1969. « La corrosion des métaux ».

Achille, Alice. 1992. « Aux origines de l'architecture métallique publique aux Antilles françaises : l'œuvre de A. Romand et l'influence des modèles belges et britanniques ». *Revue du Nord* 74(297): 541-58. doi:10.3406/rnord.1992.4758.

André, Daniel, Philip Hackranyi, Serge Hampariau, Laurent Joly, Guy Maire, Philippe Touzé, et Gérard Trauchessec. 2005. *Entretien de la protection anticorrosion des ouvrages métalliques - Guide Technique*. Laboratoire centrale des ponts et chaussées. Paris, France: IFSTTAR.

Aragon, Ernest. 1929. Tome 2 *Résistance des matériaux appliquée aux constructions. Méthodes pratiques par le calcul et la statique graphique.* Dunod. éd. Paul Chambran. 92, Rue Bonaparte, Paris: Source gallica.bnf.fr / Bibliothèque nationale de France.

ArcelorMittal. 2021. « catalogue Profilés et Aciers Marchands ».

asp. « La révolution des transports et du commerce - Histoire - 4e ». https://www.assistancescolaire.com/eleve/4e/histoire/reviser-une-notion/la-revolution-destransports-et-du-commerce-4hai02 (21 avril 2022).

Béranger, Gérard, et Henri Mazille. 2002. « Corrosion et anticorrosion : pratique industrielle ». *Librairie Lavoisier*. https://www.lavoisier.fr/livre/materiaux/corrosion-et-anticorrosion-pratique-industrielle/beranger/descriptif-9782746204676 (9 décembre 2021).

Bergner, André. 2022. « Restauration, rénovation et réhabilitation des bâtiments anciens ». *Techniques de l'Ingénieur*. https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/techniques-du-batiment-la-climatisation-43815210/restauration-renovation-et-rehabilitation-des-batiments-anciens-tba2726/ (28 décembre 2023).

Blanchart, Charles, Jacques De Deurwaerder, Georges Nève, Michel Robeyns, et Pierre Van Bost. 1993. *Le Rail au Congo belge, tome 1 : 1890 - 1920*.

Bouillette, Jean-Pierre. 1983. « Protection des constructions en acier contre la corrosion ». : 14.

de Bouw, Michel, et Ine Wouters. 2018. « Fer et acier entre 1860 et 1920 en Belgique : Une nomenclature confuse clarifiée ». In *Patrimoines de fonte, fer et acier - Architectures et ouvrages d'art*, éd. Bernard Espion, Michel Provost, Romain Wibaut, et Ine Wouters. Belgique: Graphius Group, Gand, 75-79.

Boyé, M. 1962. « La corrosion ».

Braham, Marc. 2018. « Les maisons en fer de Belgique : Emergence et expansion. » In *Patrimoines de fonte, fer et acier - Architectures et ouvrages d'art*, éd. Bernard Espion, Michel Provost, Romain Wibaut, et Ine Wouters. Belgique: Graphius Group, Gand, 240-46.

Braham, Marc, et Guillaume Carré. 2017. *Les maisons en fer Duclos : une expérience première ?* rue Basse,2 -B-6760 Virton: Imprimerie Michel frères.

Brion, René, et Jean-Louis Moreau. 2006. *Inventaire des archives des groupes Compagnie du Congo pour le Commerce et l'Industrie et Compagnie du Katanga (alias « Finoutremer ») (1887-1984)*. Association pour la Valorisation des Archives d'Entreprises. Bruxelles.

Bruxelles-Capitale, Ministère de la Région de, et Commission royale des monuments et des sites. 2005. « CRMS : préserver le patrimoine pour inventer l'avenir ». https://opac.kbr.be/BIBFEDERALE/doc/SYRACUSE/16463171/crms-preserver-le-patrimoine-pour-inventer-l-avenir (21 mars 2026).

BTP WEREY - Colmar. 2021. « Rénovation & Réhabilitation : Quelle Différence ? » *Btp Werey*. https://www.btp-werey.fr/actualites/difference-renovation-et-rehabilitation / (29 décembre 2023).

Buelens, Frans. 2012. « Le tournant de 1908 : de l'État indépendant du Congo au Congo belge. » *Outre-mers, Cent ans d'histoire des outres-mers* tome 99(376-377): 197-209. doi:10.3406/outre.2012.4961.

« Carte Postale ». *Mbanza-Ngungu*. http://ngunguville.eklablog.net/carte-postale-a830811 (6 décembre 2021).

CEA. 2008. « La corrosion dans les réacteurs à eau : phénoménologie, mécanismes, remèdes ».

« Cellule d'Analyses des Indicateurs de Développement ». *CAID*. https://www.caid.cd/ (12 mai 2022).

CEN/TC 250/SC 3 N 3743. 2023. *FprEN 1993-1-8, Eurocode 3 : Design of Steel Structures - Part 1-8: Joints*.

« Comprendre et maîtriser la maintenance des bâtiments ». 2023. *Urbest Blog*. https://urbest.io/blog/fr/comprendre-et-maitriser-la-maintenance-des-batiments-le-guide-complet/ (31 octobre 2024).

Cornil, Olivier. « Changement d'affectation ou d'utilisation : comment être en règle ? » *Ubex*. https://ubex.be/publications/changement-affectation-utilisation (14 mars 2026).

Courard, Luc. 2009. « Maintenance, entretien et réparation des constructions en béton-Master 2/Uliège ».

Cresson, Rolland, Thierry Gudin, et Guy Taché. 1998. *Corrosion et protection des métaux dans le bâtiment*. Librairie Eyrolles. https://www.eyrolles.com/BTP/Livre/corrosion-et-protection-des-metaux-dans-le-batiment-0000000168038/ (9 décembre 2021).

Dagant, André. 1974. « Cent vingt-cinq ans de construction de locomotives à vapeur en Belgique ». In *Bulletin de l'institut archéologique liégeois*, Liège: Maison Curtius, 23-244.

Degeimbre, Robert. 2003. « Entretien, restauration et protection des constructions. Facultés des ».

Devroey, Egide - Jean. 1940. Tome ii, fasc. 2 *Habitations coloniales et conditionnement d'air sous les tropiques*. Georges van campenhout, successeur, Bruxelles: Librairie Falk fils.

« DIAPHRAGME - (effet) - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=3320 (11 juin 2022).

Donny, Albert. 1900. *Manuel du voyageur et du résident au Congo*. Société d'études coloniales. Bruxelles, 11, rue Ravenstein: Hayez, Imprimeur de l'académie royale de Belgique.

Duhaut, Françoise, éd. 2021. « L'habitation légère en Wallonie ». *Service public de Wallonie*: 13.

Engel, Pierre. 2016. « Réhabiliter avec l'acier - Renforcement et consolidation avec l'acier ». *Techniques de l'Ingénieur*. https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/rehabilitation-et-remise-aux-normes-des-batiments-42827210/rehabiliter-avec-l-acier-c2351/ (28 décembre 2023).

Espion, Bernard, Michel Provost, Romain Wibaut, et Ine Wouters, éd. 2018. *Patrimoines de fonte, fer et acier: Architectures et ouvrages d'art*. Belgique: FABI.

Evans, U.R. 1952. « Précis de corrosion : une introduction à l'étude des réactions entre corps métalliques et non métalliques.… by Evans U. R - 1952 - from AMMAREAL (SKU: B-161-413) ». *Biblio.com*. https://www.biblio.com/book/precis-corrosion-une-introduction-letude-reactions/d/1371187254 (9 décembre 2021).

Fascicule 56 du CCTG. 2004. « Bulletin officiel : Marchés publics de travaux_Cahier des clauses téchniques générales_Fascicule 56_protection des ouvrages métalliques contre la corrosion ».

FRAME DESIGN INCLUDING JOINT BEHAVIOUR. 1997. 1 COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES Directorate General for Science, Research and Development Technical Research Steel (XII-C4).

Géron, G. 2011. « Le Patrimoine bâti ». *Diagnostic territorial de la Wallonie*: 207-16.

Goffin, Louis. 1907. *Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool)*. M. WEISSENBRUCH, IMPRIMEUR DU ROI. Bruxelles, 49, RUE DU POINÇON.

groupe remmers. « Entretien des bâtiments et monuments historiques ». https://www.remmers.be/fr_BE/protection-du-batiment-et-du-sol/entretien-des-batiments-et-monuments-historiques/c/c5960 (9 décembre 2021).

Hélie, Max. « Matériaux métalliques - phénomènes de corrosion ».

Hempel. 2020. « Comment sélectionner le système de peinture adapté : Recommandations relatives à la protection contre la corrosion conformément à la norme ISO 12944 ».

Herreweghe, Jean. 2016. « Les Congolâtres - Compagnie des Chemin de Fer du Congo (C.C.F.C.) / Compagnie des Chemins de Fer Matadi de Fer Matadi de Fer Matadi-Léopoldville (C.F.M.L.) ». (20): 55.

Hilti. 2015. « Manuel Corrosion ».

Hirt, Manfred A, et Michel Crisinel. 2001. 11 *Charpentes métalliques : conception et dimensionnement des halles et bâtiments.* Première. CH-1015 Lausanne: Presses polytechniques et universitaires romandes.

Infosteel, InfoZinc Benelux, VOM asbl, l'association belge des traitements de surface des matériaux, et Le département 'Mobilité et travaux publics' de la Région Flamande, éd. 2012. « Guide de protection anticorrosion de l'acier : Structures intérieures et extérieures ». *Infosteel* (1ère édition): 8.

ISO 8501-1, éd. 2007. *ISO 8501-1 : Préparation Des Subjectiles d'acier Avant Application de Peintures et de Produits Assimilés - Évaluation Visuelle de La Propreté d'un Subjectile - Partie 1 : Degrés de Rouille et Degrés de Préparation Des Subjectiles d'acier Non Recouverts et Des Subjectiles d'acier Après Décapage Sur Toute La Surface Des Revêtements Précédents*. Deuxième. Suisse: ISO et SIS 2007.

ISO 9223. 2012. *ISO 9223, Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Classification, determination and estimation*. Second. Geneva, Suisse.

ISO 9224. 2012. *ISO 9224, Corrosion of metals and alloys — Corrosivity of atmospheres — Guiding values for the corrosivity categories*. Second. Geneva, Suisse.

ISO 12944-1. 2017. *ISO 12944-1 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 1 : Introduction générale*. Deuxième. Suisse: ISO.

ISO 12944-2, éd. 2017. *ISO 12944-2 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 2 : Classification des environnements*. Deuxième. Suisse: ISO.

ISO 12944-4. 2017. *ISO 12944-4 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 4 : Types de surface et de préparation de surface*. Deuxième. Suisse: ISO.

ISO 12944-5. 2019. *ISO 12944-5 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 5 : Systèmes de peinture anticorrosion*. Quatrième. Suisse: ISO.

ISO 12944-6. 2018. *ISO 12944-6 : Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 6 : Essais de performance en laboratoire*. Deuxième. Suisse: ISO.

« ISOSTATIQUE - Dictionnaire du BTP - Eyrolles ». https://www.editions-eyrolles.com/Dico-BTP/definition.html?id=5240 (11 juin 2022).

Jaspart, Jean-Pierre. 2015. « Cours de calcul d'éléments métalliques (théorie) ».

« JI 18-076-836 Toiture ». https://www.joriside.com/fr-fr/presentation-des-produits-joris-ide/nos-produits/couverture/profils-couverture/ji-18-076-836-toiture--000000000000000010 (18 août 2024).

Jones, S. W., P. A. Kirby, et D. A. Nethercort. 1983. « The analysis of frames with semi-rigid connections — A state-of-the-art report ». *Journal of Constructional Steel Research* 3(2): 2-13. doi:10.1016/0143-974X(83)90017-2.

Knotkova, D., et K. Kreislova. 2007. « Corrosivity of Atmospheres – Derivation and Use of Information ». In *WIT Transactions on State of the Art in Science and Engineering*, éd. A. Moncmanová. WIT Press, 73-105. doi:10.2495/978-1-84564-032-3/03.

La Fonderie, éd. 2020. « La révolution industrielle dossier pédagogique ». : 34.

Landowski, Marc, et Bertrand Lemoine. 2005. *Concevoir et construire en acier*. Luxembourg: Arcelor Mittal.

Laporte et Dosse, éd. 1905. *Les grandes chaudronneries de l'Escaut: chantiers & ateliers de constructions métalliques, Hoboken (Belgique)*. Hoboken - Anvers. https://www.mot.be/resource/RCB/75601?lang=fr.

Le Moniteur. 2008. « Rénovation L'acier se greffe sur tous les matériaux de construction ». https://www.lemoniteur.fr/article/renovation-l-acier-se-greffe-sur-tous-les-materiaux-de-construction.1177319 (28 décembre 2023).

Lebbe, Fernand. 1947. « L'Histoire des Chemins de Fer au Congo ». *Editorial Office*: 37.

Lederer, André. 1977. *L'expansion belge outre-mer et la Compagnie Maritime Belge*. Académie royale des Sciences d'Outre-Mer. Bruxelles: SNOECK-DUCAJU en Zoon.

Lemoine, Bertrand. 2017. « préface du livre : Les maisons en fer Duclos : une première expérience ? » In rue Basse,2 -B-6760 Virton: imprimerie Michel frères, 178.

M. Mazzolani, Federico. *L'acier dans la rénovation*. ArcelorMittal. Naples, Italy: ArcelorMittal.

Migliori, Francis, Jean Giudici, Raymond Lafuente, et Guy Maire. 1993. « Remise en peintures des ouvrages métalliques anciens - Echelle d'avivage : Guide technique » éd. Daniel André. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*: 13.

« Montages_avec_rivets.pdf ». http://acversailles.free.fr/documentation/08~Documentation_Generale_M_Suire/Construction/Techniques_de_construction/Rivetage/Montages_avec_rivets.pdf (14 août 2024).

Mpemba Nkole Kabongo, Aris, Jean-François Demonceau, et Jean-Pierre Jaspart. 2026. « Enjeux techniques de la réhabilitation du bâti métallique congolais - le palais de justice de Mbanza-Ngungu comme cas d'étude ». In *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa*, Bruxelles - Belgique.

Mpemba Nkole Kabongo, Aris, Jean-Pierre Jaspart, et Jean-François Demonceau. 2022. « Technical Study of Kongo-Central Colonial Steel Houses Belonging to the DRC Patrimony ». *ce/papers* 5(4): 1067-74. doi:10.1002/cepa.1852.

Mpemba Nkole Kabongo, Aris, Dalia Perziani, Jean-François Demonceau, et Jean-Pierre Jaspart. 2026. « Les bâtiments en acier des Grandes Chaudronneries de l'Escaut comme solution à l'exportation - de la maison unifamiliale aux bâtiments multi-étagés ». In *Matériaux et savoir-faire constructif et aménageurs. Kongo-Central - Kinshasa.*, Bruxelles - Belgique.

Mwana Mboka. 2011. « Kinshasa Then and Now: Kinshasa 1914 - Hotel A.B.C. Opens its Doors ». *Kinshasa Then and Now*. http://kosubaawate.blogspot.com/2011/03/kinshasa-1914-hotel-abc-opens-its-doors.html (16 juin 2022).

N. Prina, Daniela. 2016. « La néo-renaissance flamande et les arts décoratifs - Entre modifications du gout et enjeux didactiques, idéologiques et industriels ». In *Bruxelles patrimoines*, éd. Arlette Verkruyssen. Bruxelles, 66-77.

NBN EN 1990,. 2002. *NBN EN 1990, Eurocodes structuraux - Eurocodes : Bases de calcul des structures*. 1e éd. Bruxelles, Belgique: Bureau de Normalisation.

NBN EN 1991-1-1. 2002. *NBN EN 1991-1-1, Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 1-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiments (+ AC:2009)*. Bruxelles, Belgique: Bureau de Normalisation.

NBN EN 1993-1-1. 2005. *NBN EN 1993-1-1, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments (+ AC:2009)*. 2é. Bruxelles, Belgique: Bureau de Normalisation.

NBN EN 1993-1-5, éd. 2007. *NBN EN 1993-1-5, Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 1-5 : Plaques planes (+ AC:2009)*. 2e éd. Bruxelles - Belgique: Bureau de Normalisation (NBN).

NBN EN 1993-1-8. 2005. *NBN EN 1993-1-8, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier - Partie 1-8 : Calcul des assemblages (+AC : 2009)*. 1e éd. Bruxelles: Bureau de Normalisation.

NEVES, L.F.C., et F.C.T. GOMES. 1996. « Semi-Rigid Behaviour of Beam-to-Column Minor Axis Joints ». *Proceedings of the IABSE Colloquium on Semi-Rigid Connections, Istanbul, Turkey*: 207-16.

NF EN 1991-1-4. 2005. *Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent*. Association Française de Normalisation (AFNOR). 11, avenue Francis de Pressensé — 93571 Saint-Denis La Plaine Cedex: AFNOR.

NordNordWest, Profoss-Derivative. 2016. *English: Location of Province (see file name) in Democratic Republic of the Congo (2015- provinces)*.

https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Democratic_Republic_of_the_Congo_(26_provinces)_-_Bas-Congo.svg (12 mai 2022).

Oslet, Gustave. 1898. *Traité de charpente en fer*. cours de construction. éd. Fanchon et Artus. Paris, France: Tours. Imprimerie Deslis Frères.

Pasquasy, François. 2018. « Elaboration et mise en forme du fer, de la révolution industrielle à l'entrée dans l'ère de l'acier (1863) ». In *Patrimoines de fonte, fer et acier : architecture et ouvrages d'art*, Le comité Patrimoines et Histoires de la FABI, éd. Bernard Espion, Michel Provost, Romain Wibaut, et Ine Wouters. Belgique: FABI, 54-59.

Persy, Jean-Paul. 2014. *Réparation et rénovation des structures métalliques*. Le guide FAME – version 2.

Persy, Jean-Paul. 2019. « Protection des ouvrages métalliques ». http://www.strres.org/fichier-utilisateur/fichiers/FAME/FAME%202.pdf.

Perziani, Dalia. 2024. « Construire en métal pour le Bas-Congo : Systèmes, acteurs et adaptations d'une architecture tropicalisée (1885-1930) ». Université libre de Bruxelles (ULB).

Pirson, Bernard. 2013. *Habitations préfabriquées au 19e siècle : Expériences wallonnes destinées à l'exportation.* Service Public de Wallonie (SPW)-Département de l'aménagement et de l'urbanisme Direction de l'urbanisme et l'architecture. Rue du collège,27 - 1050 Bruxelles: Editions Mardaga.

Poineau, Daniel. 2010. « Les métaux pour construction métallique ». (2): 7.

Ramondenc, Philippe. « Ponts métalliques ferroviaires ». : 230.

Règlement pour la construction des charpentes métalliques. 1937. 3ème. Bruxelles, 29, Av. de la Brabançonne: Institut belge de normalisation.

Règles NV 65. 2009. *Règles NV 65 définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, (DTU P 06-002)*. Paris: CSTB.

Rencontre Un Archi. « Qu'est-ce qu'une réhabilitation ? » https://www.rencontreunarchi.com/article/quest-ce-quune-rehabilitation/ (28 décembre 2023).

Rivets de France. 2017. « Histoire du Rivet ». http://www.rivetsfrance.com/histoire_du_rivet.html (18 février 2022).

Roberge, Pierre R. 2008. *Corrosion Engineering: Principles and Practice*. New York: McGraw-Hill.

Robert, Yves. 2010. « L'architecture coloniale en République démocratique du Congo: vers la patrimonialisation d'un héritage ambivalent ? » *Les Cahiers de l'urbanisme* 75: 38-51.

Robert, Yves. 2017. « De la villégiature à Thysville au tourisme patrimonial à Mbanza-Ngungu. Des héritages culturels cosmopolites comme levier de développement urbain ». In *Enjeux patrimoniaux en contexte postcolonial - Patrimoine et développement en République Démocratique du Congo*, Paris: L'Harmattan, 139-63.

Segaert, Henri. 1919. *Un terme au Congo belge (notes sur la vie coloniale) 1916 - 1918*. éd. A Van Assche,. Bruxelles.

Sereda, P. J. 1975. « Atmospheric Corrosion of Metals ». *Canadian Building Digest*: 5 p. doi:10.4224/40000782.

Souchu, Author Philippe. 2010. « Le soufre et la corrosion métallique, entretien avec Jean-Bernard Memet ». *Site documentaire du Lerm*. http://doc.lerm.fr/le-soufre-et-la-corrosion-des-metaux-entretien-avec-jean-bernard-memet/ (9 décembre 2021).

SPO (Société de Profilage Ouest). 2017. « Fiche produit Tôle ondulée 836 (11-76-18) - Bardage ». https://sprofilageouest.fr/media/c11_tole_onduleue_836_117618__010296200_1559_10112016.pdf.

Steenhoudt, Pascale. 2006. « L'acier dans la construction. Partie 1 : Corrosivité des milieux et nuances d'acier. » *CSTC*. https://www.cstc.be/publications/dossiers-du-cstc/2006-04.06/ (9 décembre 2021).

Sutter, Eliane. 2016. « Corrosion atmosphérique ». : 19.

SVK Experts in Fibre cement. 2019. « Données techniques - PLAQUES ONDULÉES NEPTUNUS ». : 50.

The Fastener Factory, éd. 2020. « Product guide - Bolts and nuts ». https://www.thefastenerfactory.com.au/pub/media/catalog/category/bolts_nuts_washers_product_guide.pdf (2 mars 2023).

« TOLES ACIER ». https://www.balitrand.fr/fr/tocircle-onduleacutee-galvaniseacutee-onde-76x18-mm-2000x900x063-mm-poids-feuille-10-kg_c610-g008.html (18 août 2024).

Tomà, AW, et al. 1995. *European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm - Stressed Skin Desing*. ECCS. Europe: ECCS Publication.

Train World. « 1. Le tout début (1830-1835) ». http://www.trainworld.be/fr/collections/l-histoire-des-chemins-de-fer-belges/1-le-tout-debut-1830-1835 (17 février 2022).

Trouet, Léon. 1898. *Le chemin de fer du Congo*. 21, Rue de la limite, Bruxelles: J.Goemaere, Imprimeur du Roi.

Vermeirre, André. 2001. *Hubert Biermans: du Congo à Shawinigan*. Les éditions du Septentrion.

Weulersse, Jacques. 1931. « L'évolution des voies de communication et des moyens de transport en Afrique Centrale ». *Annales de géographie* 40(227): 544-58. doi:10.3406/geo.1931.11160.

Yadav, Pradeep, et S.S. Khuswaha. 2016. « Influence of Floor Diaphragm Building While Considering Seismic Forces ». *Thomson Reuters endnote*: 14.

ANNEXE A : NOTE DE CALCUL DU BATIMENT DU PALAIS DE JUSTICE DE MBANZA-NGUNGU (configuration initiale : phases de montage et de fonctionnement)

A.1 Introduction

A.1.1 Présentation du travail réalisé dans l'annexe A

Il s'agit, dans la présente annexe, de faire l'analyse et la vérification structurale de la structure portante du palais de justice de Mbanza-Ngungu (ancien hôtel ABC de Thysville construit en 1906 par la société anonyme des Grandes Chaudronneries de l'Escaut - Figure A.1), en considérant les phases de construction (montage) et de fonctionnement, dans la configuration initiale.

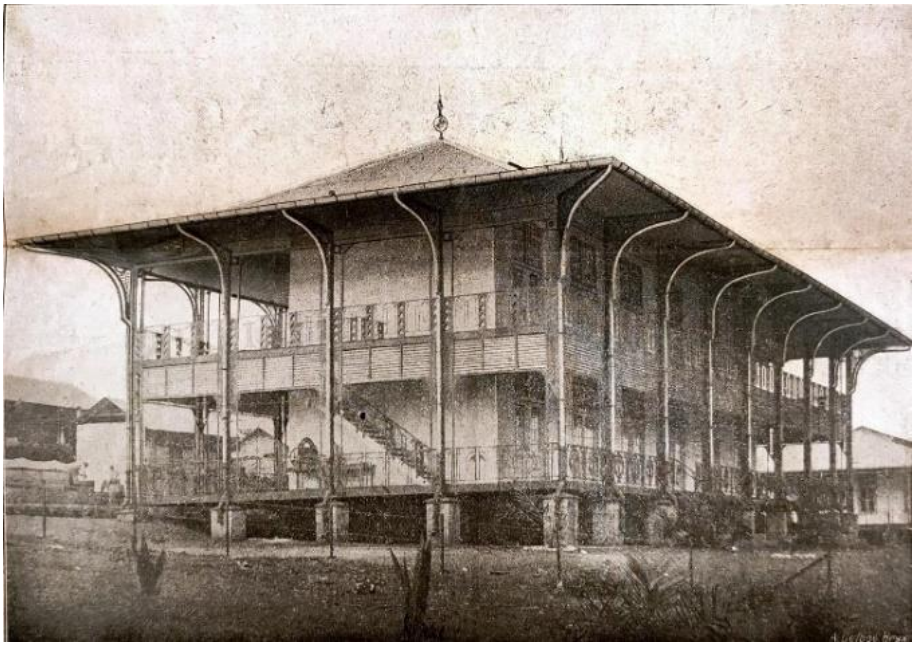


Figure A.1 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu - ancien hôtel ABC de Thysville (journal NEPTUNE du 20 janvier 1914)

Puis, à l'aide des résultats et de la compréhension du comportement de la structure, s'en suivra l'annexe B relative aux différentes analyses et vérifications structurales, en configuration actuelle, du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. Il est à noter que la structure du bâtiment dans sa configuration actuelle (voir Figure A.2) diffère de la structure initiale du fait des différentes modifications apportées au bâtiment (pour des raisons fonctionnelles, il y a eu ajout de murs de cloisonnement) et du changement de son utilisation (d'une maison à usage d'habitation en un bâtiment administratif). Les analyses et vérifications de la structure actuelle du palais de justice de Mbanza-Ngungu prendront donc en compte les aspects évoqués ci-dessus en différentes phases.

Ces différentes analyses et vérifications des éléments porteurs de la structure, sont présentées ci-dessous. Les actions et combinaisons d'actions, ainsi que les méthodes de calcul utilisées dans la présente note de calcul sont tirées des normes européennes (Eurocodes, Règles NV65). Cette approche est adoptée du fait de l'absence d'information sur les règles et méthodes de calcul de l'époque (fin XIX^{e} Siècle et début XX^{e} Siècle), il n'existait pas de codes (inter)nationaux, ni des règles générales, ni des classifications claires de matériaux (de Bouw et Wouters, 2018) et du désir d'avoir un jugement cohérent entre les analyses et vérifications de la structure dans son état initial et dans son état actuel.



Figure A.2 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission septembre 2021)

A.1.2 Localisation et Description complète du bâtiment dans sa configuration initiale

A.1.2.1 Localisation du bâtiment

Le bâtiment étudié se situe dans l'actuelle province du Kongo-Central (ancienne province de Bas-Congo) en R.D.Congo, et plus précisément dans la ville de Mbanza-Ngungu (ancienne Thysville) (Figure A.3). La province du Kongo-Central est localisée au sud-ouest de la RDC et constitue la seule voie d'entrée au pays par l'océan Atlantique ; il y règne un climat tropical humide. Cependant, la ville de Mbanza-Ngungu, culminant à environ 750 m d'altitude, offre un climat de confort (comparable à celui de l'Europe méridionale) à ses habitants.

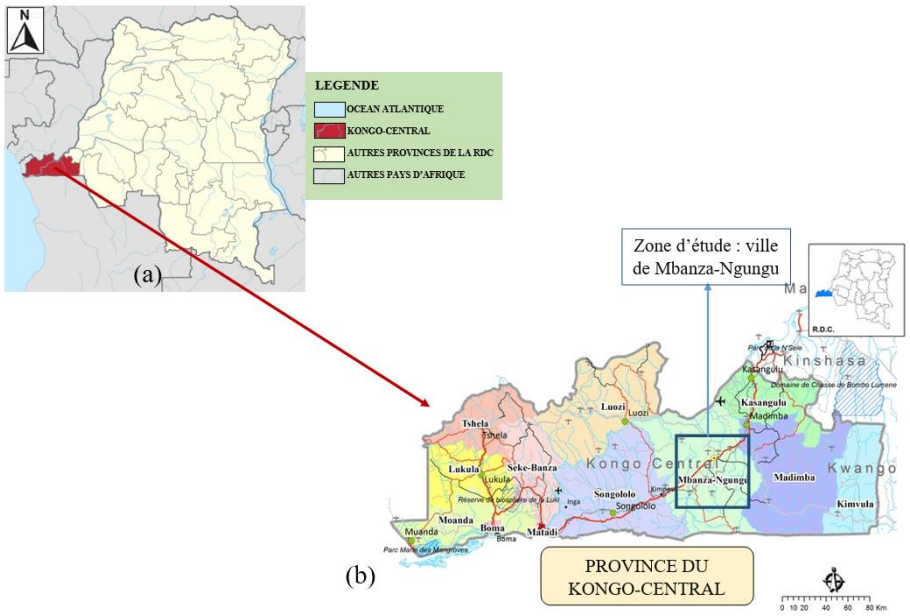


Figure A.3: (a) Carte de la R.D.Congo avec localisation de la province du Kongo-Central (source : NordNordWest, 2016). (b) Carte de la province du Kongo-Central avec ses 10 territoires et une signalisation de la zone d'étude (source : Cellule d'Analyses des Indic

A.1.2.2 Description complète du bâtiment

En se basant des plans, présents à la page 167 du livre « *Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool)* » de Louis Goffin, donnés au chapitre 2 de cette thèse ; ainsi qu'aux différentes mesures du bâtiment prélevées lors des missions (janvier 2020, septembre 2021 et janvier 2023) effectuées dans la province du Kongo-Central, il a été ressorti les différents plans, ci-dessous, facilitant la description complète de la structure du bâtiment étudié.

D'un point de vue architectural, il s'agit d'un bâtiment de forme rectangulaire en plan et à deux étages (la circulation verticale se fait via les escaliers placés parallèlement aux petits côtés - Figure A.6 à Figure A.8). Dans sa configuration initiale, il est formé d'une partie intérieure contenant des pièces (chambres, salle à manger, lingerie,…) séparées par des murs en béton d'environ 12 cm d'épaisseur (enduit y compris), et des vérandas qui contournent cette partie intérieure et qui servent de circulation horizontale (Figure A.5 à Figure A.8).

Les dimensions (valeurs mesurées entre les axes des éléments porteurs horizontaux ou verticaux - poutres ou poteaux) en plan et en hauteur de ce bâtiment sont :

- En longueur : 8 travées dont les deux extrêmes ont 3,06 m de portée et les 6 autres ont 4,12 m de portée (Figure A.5 à Figure A.9).
- En largeur : 4 travées dont les deux extrêmes ont 3,06 m de portée et les deux intermédiaires ont 3,12 m de portée (Figure A.5 à Figure A.9).
- En hauteur : 2 étages présentant une hauteur de 3,725 m entre le rez-de-chaussée et le premier étage, et respectivement de 2,725 m et de 4,257 m entre l'étage et le plafond de la véranda et celui de la partie intérieure. La structure étant sur pilotis (vide sanitaire sous le plancher du rez-de-chaussée), la hauteur séparant l'axe des poutres du plancher du rez-de-chaussée aux assises des poteaux sur les socles de fondation est de 0,20 m.

les socles de fondation ressortent à environ 1,25 m (Figure A.4) au-delà du niveau le plus bas du terrain naturel (en considérant la déclivité du terrain).

- A partir des axes des poutres supérieures IPN 120 (Figure A.9), respectivement au niveau du plafond de la véranda et de celui de la partie intérieure, les poteaux de portiques sur les lignes 1(5) et 2(4) se prolongent respectivement de 0,436 m et de 0,463 m afin de soutenir les membrures des fermes.
- Le sommet de la toiture (sans prendre en compte la lucarne) est à une hauteur d'environ 11,50 m (Figure A.4) par rapport au point le plus bas du bâtiment (hauteur socles y compris).

La toiture est faite des fermes à membrures (ou arbalétriers) de profilé J127 x76, sur lesquelles reposent des pannes de profilé IPN 120 soutenant la couverture en tôle ondulée galvanisée. Les membrures de fermes ont des parties horizontales (porte-à-faux) débordant les axes des poteaux externes. La plupart de ces fermes sont, en plan, placées sur les axes longitudinaux et/ou transversaux, des éléments porteurs du bâtiment, décrits ci-dessus (Figure A.10). Ainsi, les espacements en plan entre éléments de toiture sont les mêmes que ceux donnés pour l'ensemble de la structure. Cependant, tenant compte des débordements des membrures de fermes de la toiture évoqués ci-dessus, les pannes au niveau des angles de la toiture ont une longueur 4,86 m (soit 3,06 m de portée pour les travées extrêmes du bâtiment et 1,80 m pour les parties en porte-à-faux) - Figure A.10.

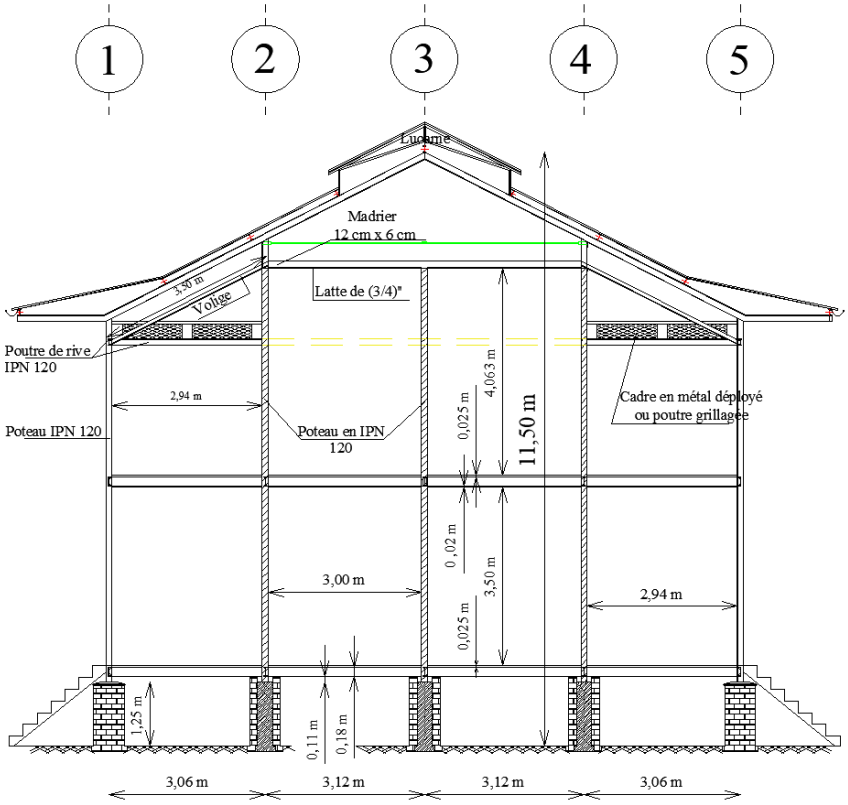


Figure A.4 : Coupe transversale A-A du bâtiment du palais de justice montrant la hauteur hors-sol du bâtiment.

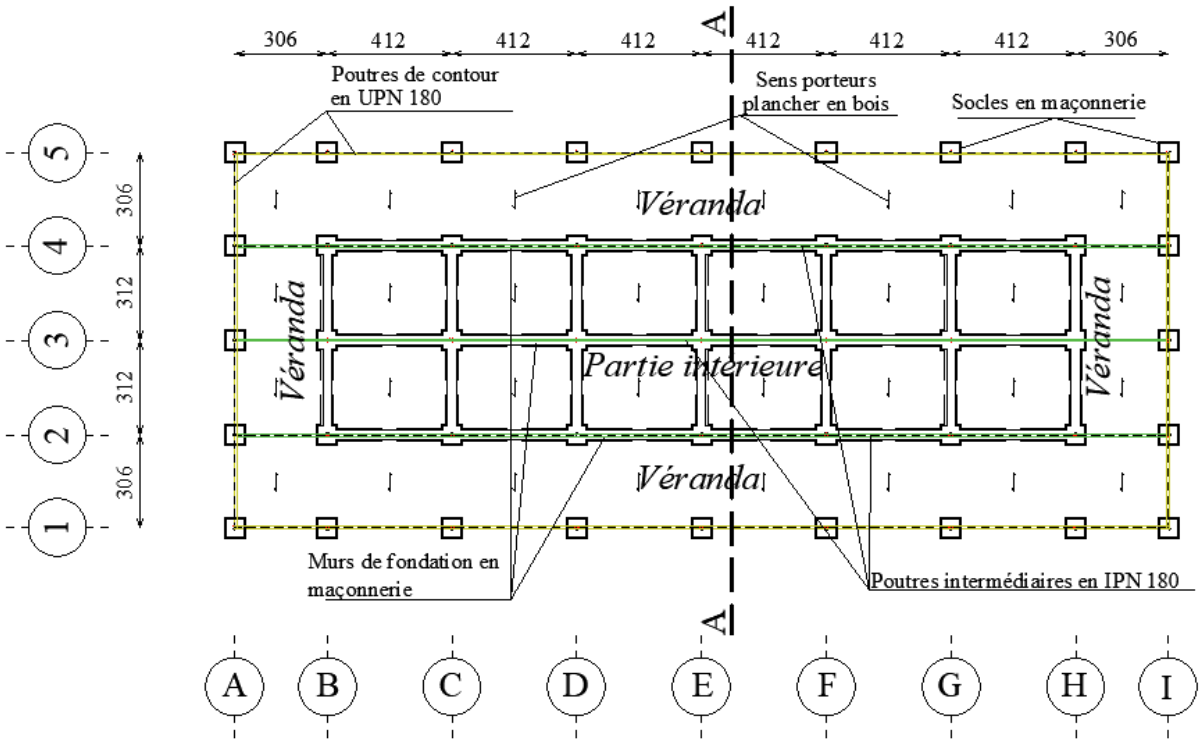


Figure A.5 : Vue en plan fondation et éléments du plancher du rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

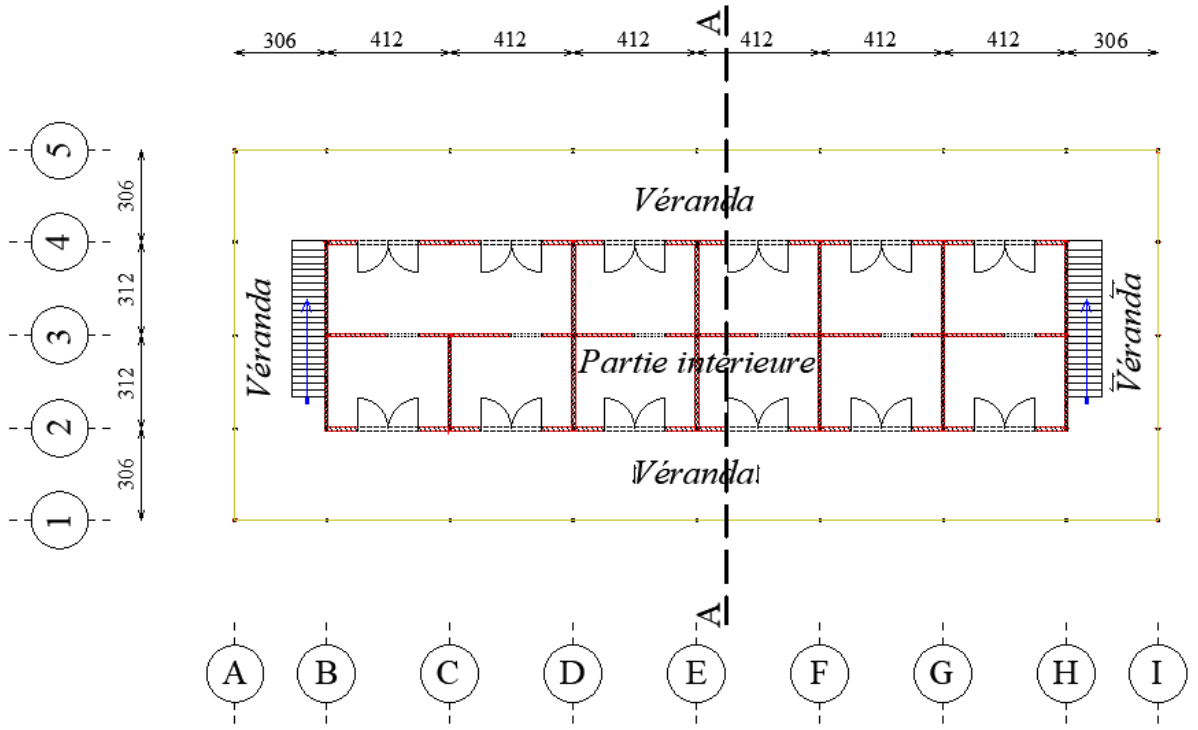


Figure A.6: Vue en plan rez-de-chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm

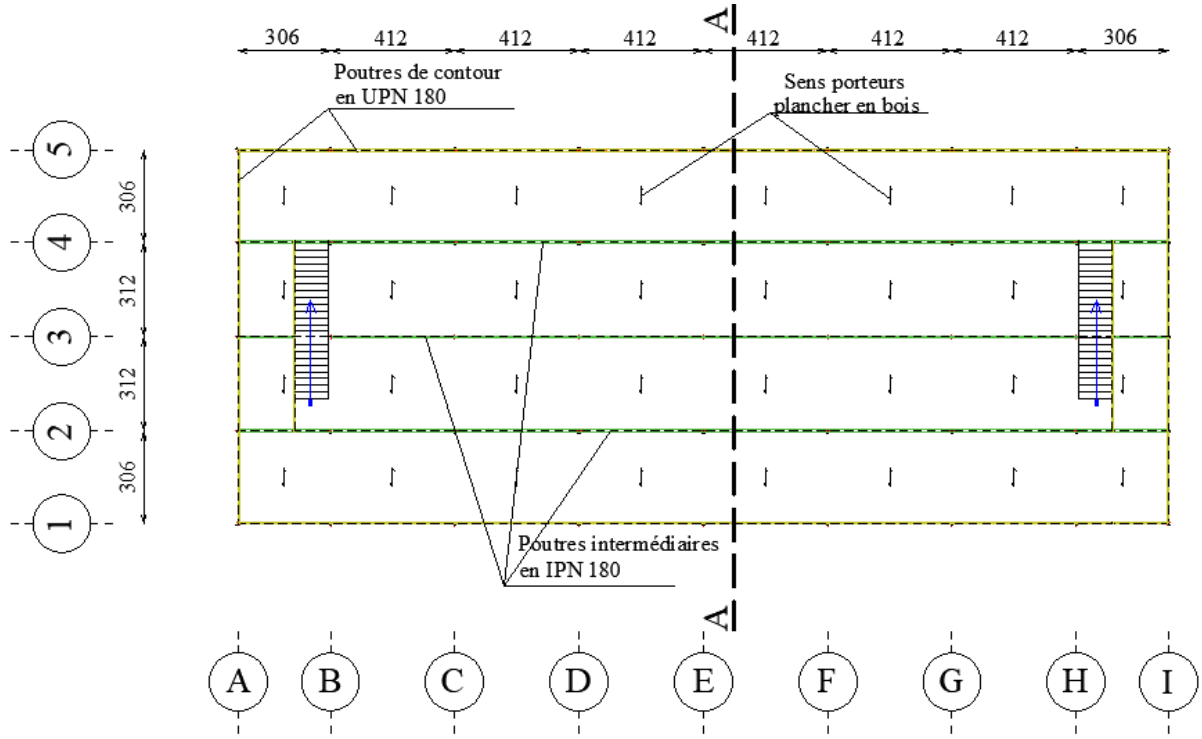


Figure A.7 : Vue en plan des éléments du plancher de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

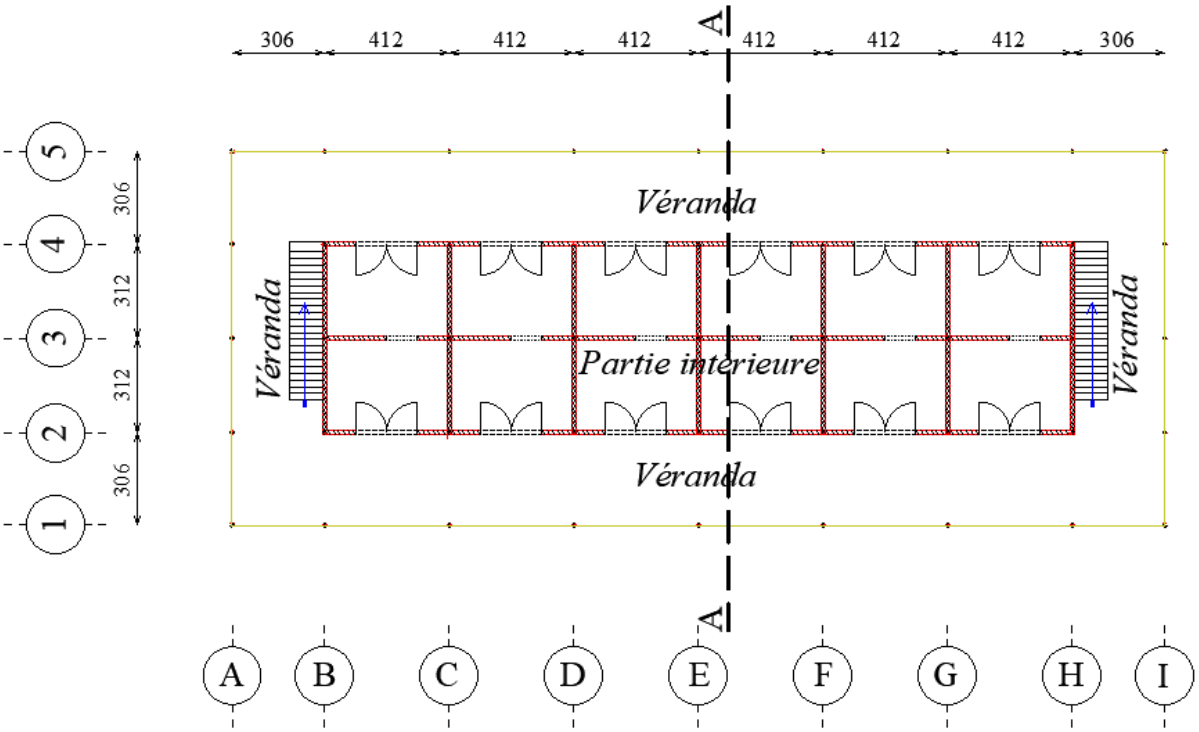


Figure A.8 : Vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm

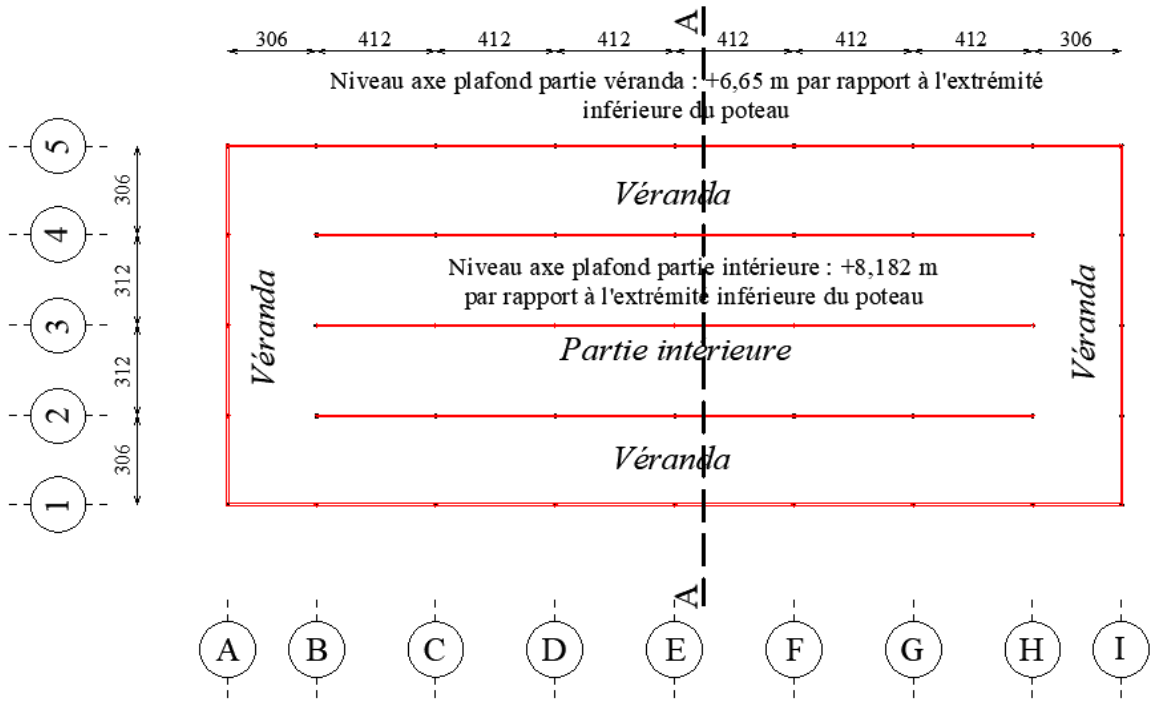


Figure A.9 : Vue en plan des poutres supérieures IPN 120 au niveau des plafonds du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

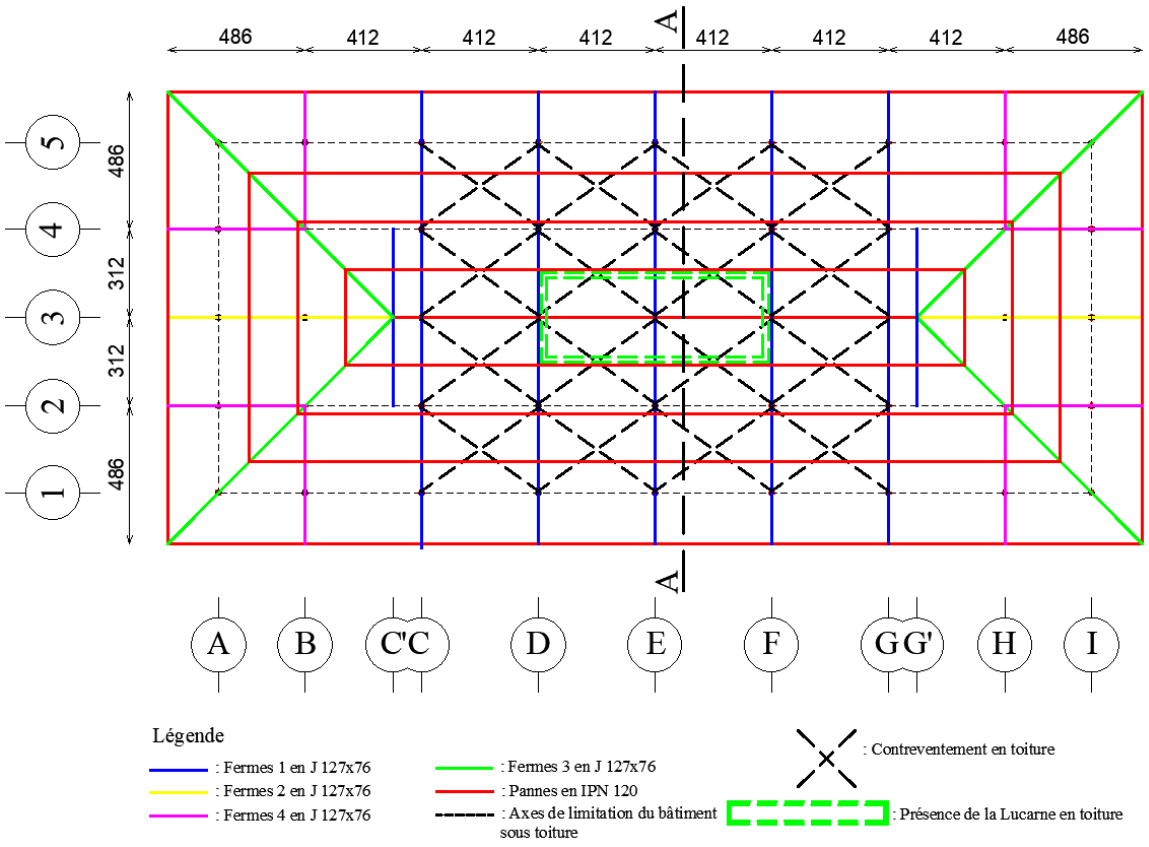


Figure A.10: Vue en plan des éléments de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu- dimensions en cm.

De plans donnés ci-dessus, nous décelons cinq portiques, présentés au §A.2.2.1, qui forment l'ossature principale du bâtiment et qui sont constitués de poteaux et poutres en acier. Sur ces portiques repose la toiture à quatre versants décrite ci-dessus, et ayant une lucarne, à son milieu, qui facilite l'aération à son sommet (Figure A.4 et Figure A.10). Les poteaux porteurs de portiques sont majoritairement en profilé IPN 120, sauf ceux de quatre coins du mur de la partie intérieure qui sont en UPN 120. Deux types de poutres sont aussi à distinguer au niveau de planchers (Figure A.5 et Figure A.7). Les poutres UPN 180 sont placées au contour extérieur du bâtiment, tandis que les poutres IPN 180 sont placées à la partie intérieure, parallèlement au plus grand côté du bâtiment (sur les lignes de portiques 2,3 et 4). Tous les éléments porteurs métalliques sont en acier ordinaire de nuance S235 (limite élastique f_y = 235 Mpa).

Des cadres en métal déployé (ou poutres grillagées) sont aperçus, à la Figure A.4, au-dessus des poutres supérieures IPN 120 du plafond de la véranda. Ces éléments, non seulement, empêchent l'entrée des nuisibles sous la toiture, constituent aussi une grille de ventilation permettant à l'air de circuler sous la toiture. Ce vide d'aération, entre les éléments de la toiture et ceux des plafonds, fait à ce que cette toiture soit considérée, en termes des sollicitations de vent, comme une toiture isolée telle que définie au §7.3 de l'EN 1991-1-4.

Ainsi, la présente annexe est consacrée aux analyses et vérifications des membrures de fermes de la toiture et des portiques de la structure du bâtiment étudié. Les schémas statiques de ces éléments sont donnés aux paragraphes correspondant à chaque élément étudié.

La structure de cette l'annexe A est décrite au paragraphe suivant :

A.1.3 Structure de l'annexe A

La présente annexe est divisée en deux parties :

La première partie s'intéresse aux analyses et vérifications des éléments porteurs de la toiture, pannes et fermes, en phase de fonctionnement ; et la seconde se focalise sur les analyses et vérifications, en deux phases (phase de construction et de fonctionnement), des différents portiques (et leurs éléments constitutifs) de la structure du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

Dans la première partie qui concerne l'étude des éléments porteurs de la toiture, il est procédé comme suit :

- Premièrement, un bref rappel sur la description de la toiture et des éléments qui la composent est fait au §A.2.1.1. Les différentes charges à prendre en compte dans les analyses de ces éléments porteurs sont définies au §A.2.1.2.
- Ensuite, des analyses et vérifications des pannes (en se basant sur les normes Eurocodes) ont été faites aux §A.2.1.3 et A.2.1.4. En observant les pannes de la toiture de ce bâtiment, 14 éléments de pannes posés de manière hyperstatique sur les fermes, ainsi que les pannes isostatiques de coins de la toiture symbolisées par P_{I1} sur la Figure A.11, ont été repérés pour raison d'analyse. Les charges considérées dans ces analyses sont : les poids propres des pannes, les charges provenant de la tôle, et transmises aux pannes par le principe de la descente de charges au moyen de surface d'influence de la tôle sur la panne analysée (avec l'hypothèse que les tôles étaient posées de manière isostatique

sur les pannes). Ces charges provenant de la tôle sont : le poids propre de la tôle, la charge variable d'entretien, et la charge de vent telles que données et évaluées au §A.2.1.2 ci-dessous. Ces pannes sont analysées via le logiciel Ossa2d de l'université de Liège (cf. §A.1.4). Les vérifications sous critères de résistance, de stabilité et de déformation, de ces pannes, sont réalisées selon l'EN 1993-1-1.

- Enfin, les différentes fermes sont analysées (cf. §A.2.1.6) via le logiciel Ossa2d. Les charges appliquées sur les fermes proviennent des poids propre des membrures ainsi que des réactions d'appui (pour tous les cas de charges) des pannes sur les fermes. Les vérifications sous critères de résistance et de stabilité sont faites, comme pour les pannes, en conformité avec l'EN 1993-1-1.

Dans la seconde partie (§A.2.2), il est, premièrement, fait la description et la modélisation de différents portiques constituant l'ossature du bâtiment étudié. Ensuite, est venu l'étape de l'évaluation des charges (à considérer pour les phases de construction et de fonctionnement) reprises par chaque portique. En phase de construction, les portiques, constitués des poutres et poteaux en acier, ne supportent que leurs poids propre et les poids propre des éléments porteurs de la toiture (exclusion des tôles) - il s'agit d'une phase de vérification de la stabilité de la structure au montage. En phase de fonctionnement, le bâtiment est construit dans son entièreté et est habité - les portiques sont contreventés par de murs de cloisonnement de la partie intérieure du bâtiment (Figure A.1), ainsi que par des croix de Saint-André placés au niveau de la toiture comme le montre la Figure A.11. Toutes les charges (poids propre, charges permanentes, charges variables d'exploitation et du vent) sont prises en compte dans les analyses, via le logiciel Ossa2d, de ces portiques. Les vérifications de leurs éléments constitutifs (poteaux, poutres), sont faites en conformité avec l'EN 1993-1-1. La vérification des liaisons entre éléments porteurs (poutres-poteaux) est réalisée, en première partie à la fin de cette annexe (assemblage articulé - cf. §A.2.2.5.1) et, en seconde partie (prise en compte de la rigidité réelle des assemblages poutres-poteaux), à l'annexe D du présent travail de thèse. Les pieds de poteaux articulés et/ou encastrés sont, en revanche, vérifiés à la fin de cette annexe (cf. §A.2.2.5.2) conformément à l'EN 1993-1-8.

Le résumé de tous les résultats trouvés a été donné dans la partie conclusion de cette annexe (cf. §A.3).

A.1.4 Le logiciel Ossa2d

Ossa2d est un logiciel d'analyse élastique de structures planes, comportant un large catalogue de profilés, de types de charge et de matériaux. Il permet également de tenir compte des nœuds semi-rigides et des effets de second ordre. L'introduction des données et la visualisation des résultats se fait dans un environnement très convivial permettant un accès aisé aux différentes options du logiciel. Parmi les fonctionnalités, on trouve entre autres le calcul des charges critiques et des modes propres de la structure (fonctionnalités très utiles pour ce travail) et le calcul et la représentation des lignes d'influence.

(source :https://www.uee.uliege.be/cms/c_3680170/fr/uee-constructions-metalliques-et-mixtes)

A.2 Etude Structurale des éléments porteurs

A.2.1 Eléments porteurs de la toiture

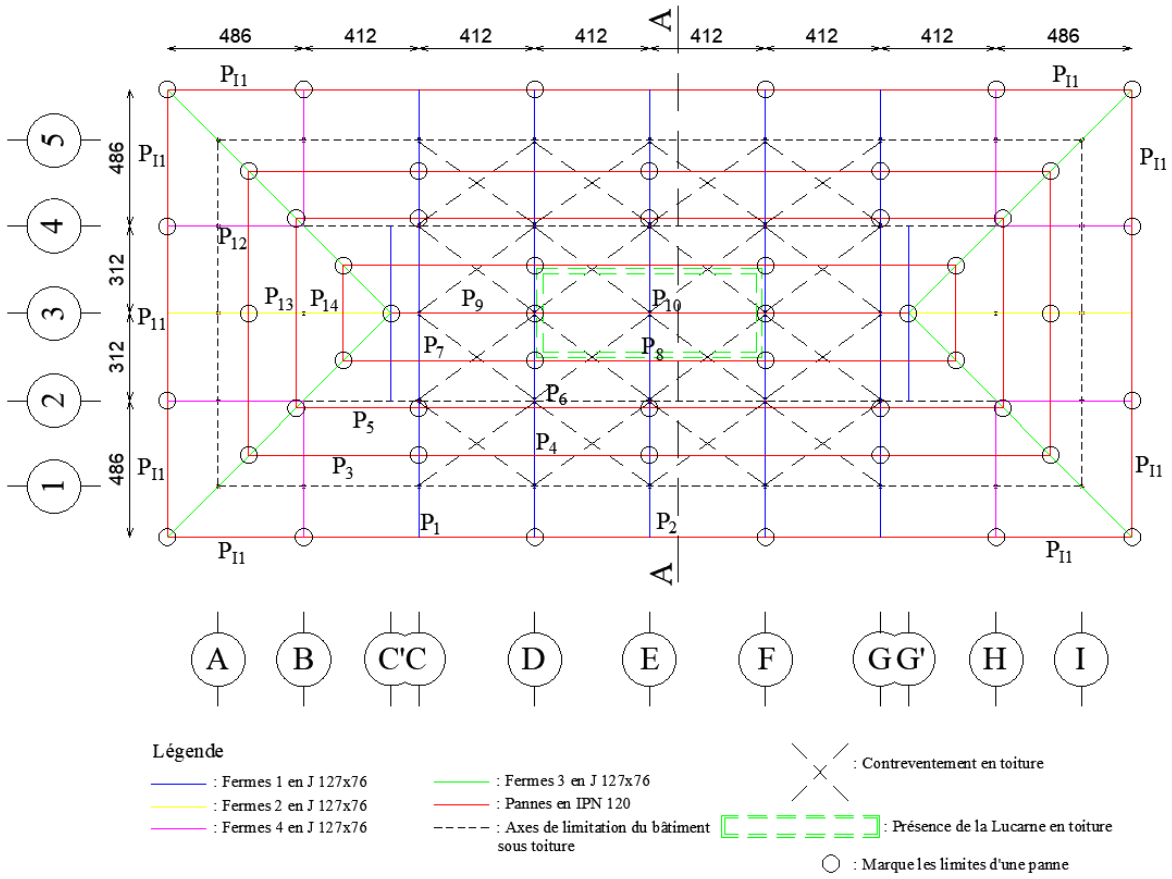


Figure A.11: Vue en plan des éléments de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

A.2.1.1 Rappel sur la description des éléments de la toiture

A la Figure A.11 ci-dessus, quatre (4) modèles de fermes (Figure A.14 à Figure A.17), 14 éléments de pannes posées de manière hyperstatique (numérotées de P_1 à P_{14}), ainsi que les pannes de coins (posées de manière isostatique et symbolisées par P_{I1}) sont identifiés pour les études structurales.

Note :

- La toiture étant disposée de façon symétrique, les numérotations de pannes ne sont faites que pour les pannes représentatives des groupes de pannes répondant aux mêmes conditions d'appui, de chargement et de positionnement (symétrique) sur la toiture.
- Les pannes P_8 , situées à la limite de la lucarne, ne supportent que les charges provenant d'un seul côté de la tôle comme montré par le cadre rouge à la Figure A.12 ci-dessous. La panne P_{10}, en revanche, se trouve sous la lucarne et ne supporte aucune charge provenant de tôles.
- Les pannes P_7, posées sur quatre appuis, sont, de manière conservative, considérées dans les analyses comme étant sur 3 appuis (exclusion des appuis suivant les positions C'

et/ou G' de la Figure A.11 ci-dessus). Cette hypothèse est adoptée pour transmettre plus de charges aux fermes principales considérées dans les analyses.

- Les tôles sont considérées poser de manière isostatique sur les pannes. De ce fait, il est fait appel au principe de la descente de charges par surfaces d'influence (Figure A.13) pour facilement reporter les charges provenant de tôles sur les pannes. Ces charges sont considérées linéaires et uniformément réparties sur les pannes.
- De schémas statiques de fermes, donnés ci-dessous, les positions de chaque panne sont repérées et les largeurs d'influence correspondantes sont calculées.

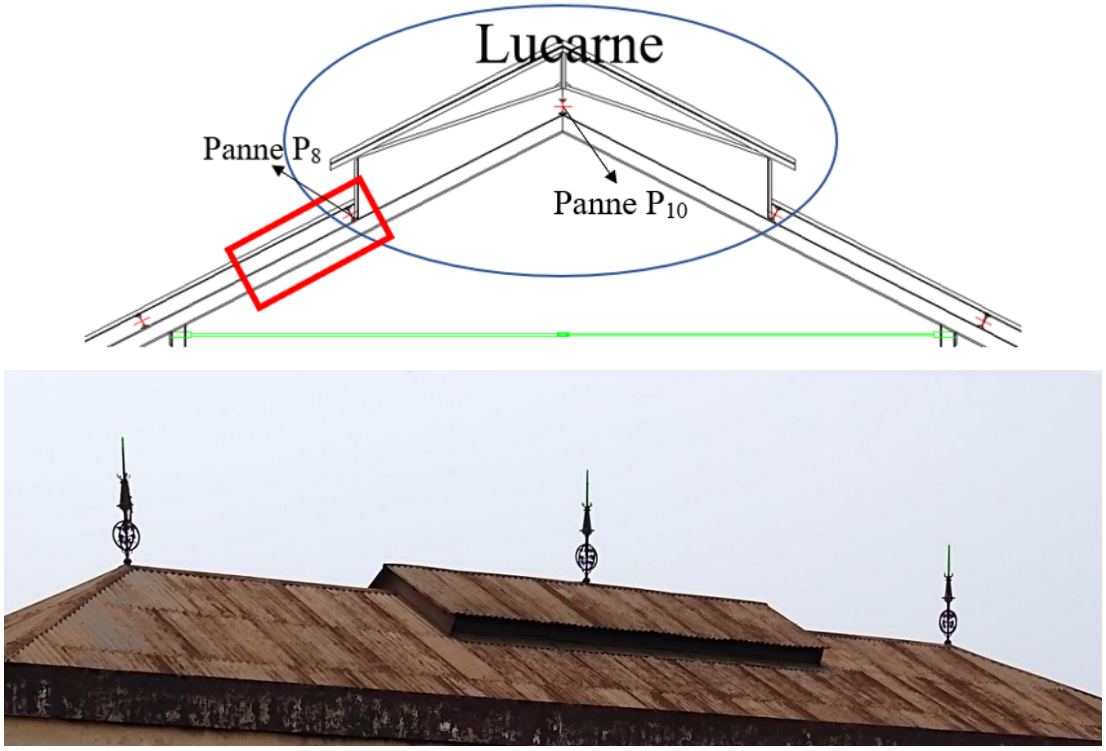


Figure A.12 : Image de la toiture montrant l'influence de la lucarne dans l'analyse de la panne P_8

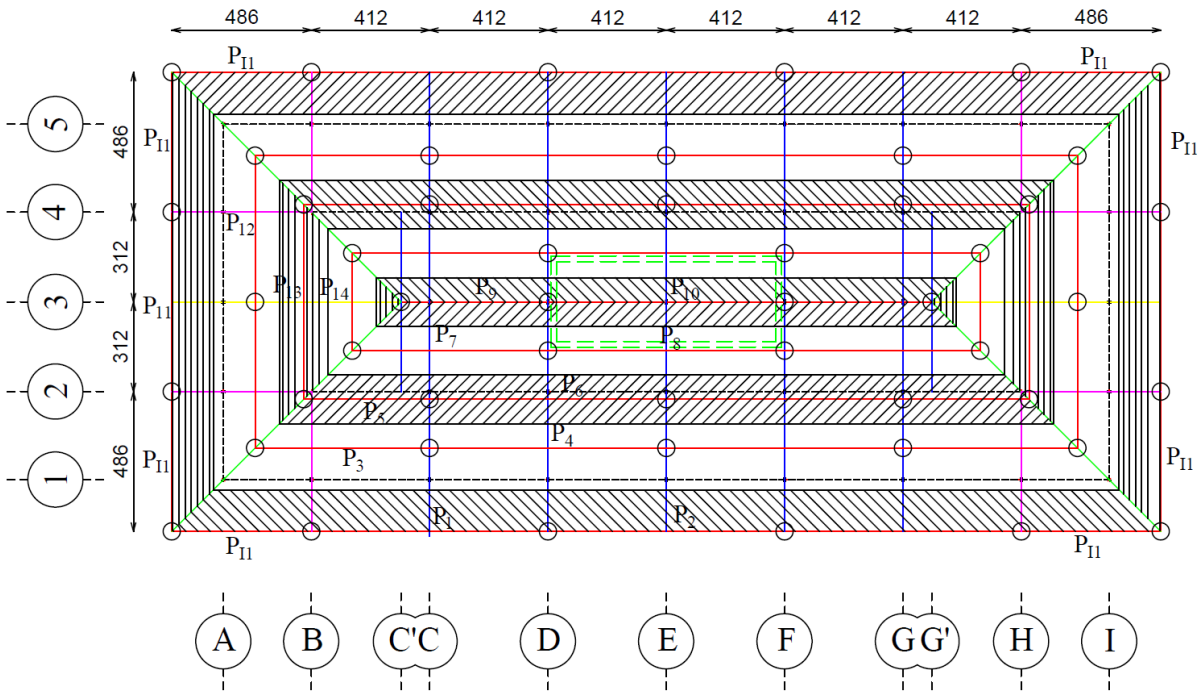


Figure A.13 : Surfaces d'influence (projetées), hachurées et non hachurées, de pannes

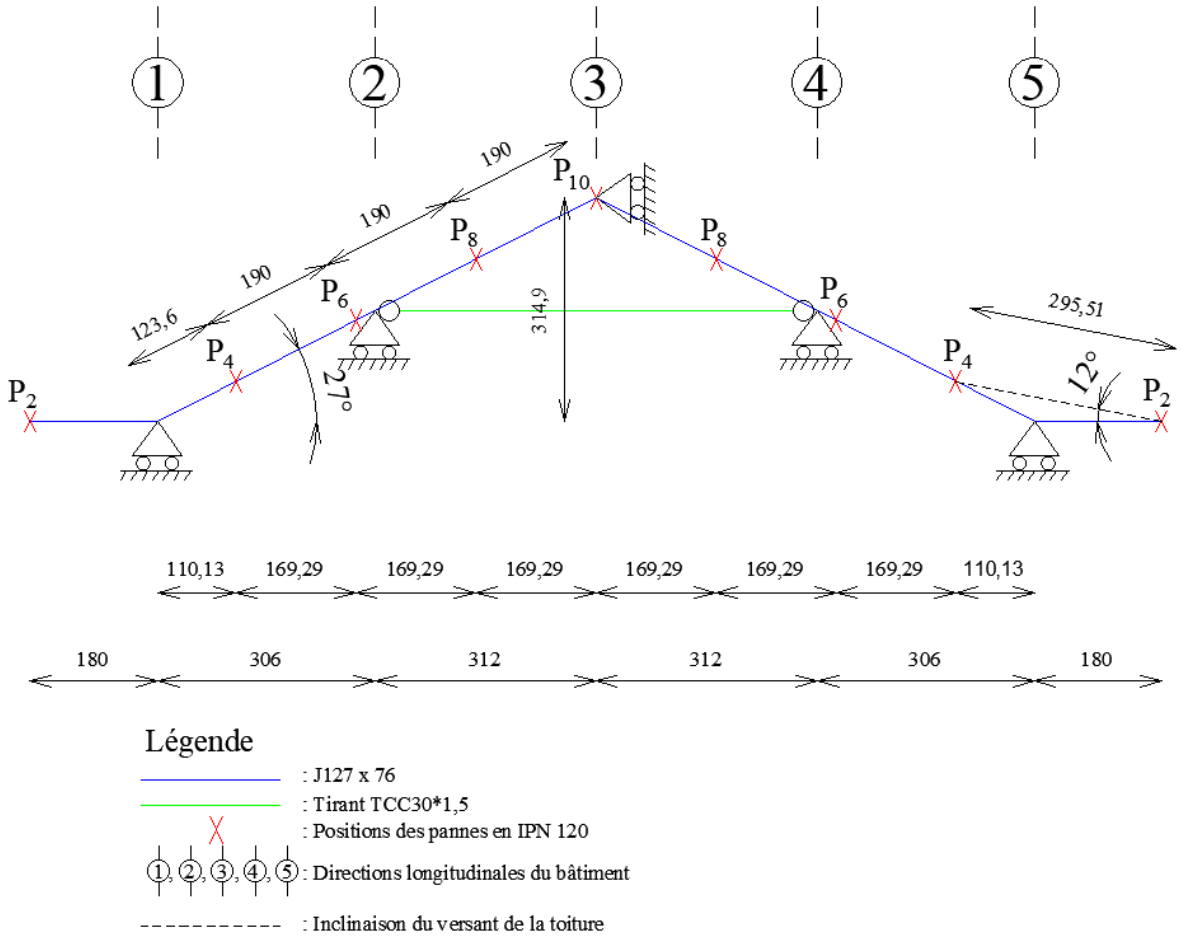


Figure A.14 : Schéma statique de la ferme 1 (Dimensions en [cm])

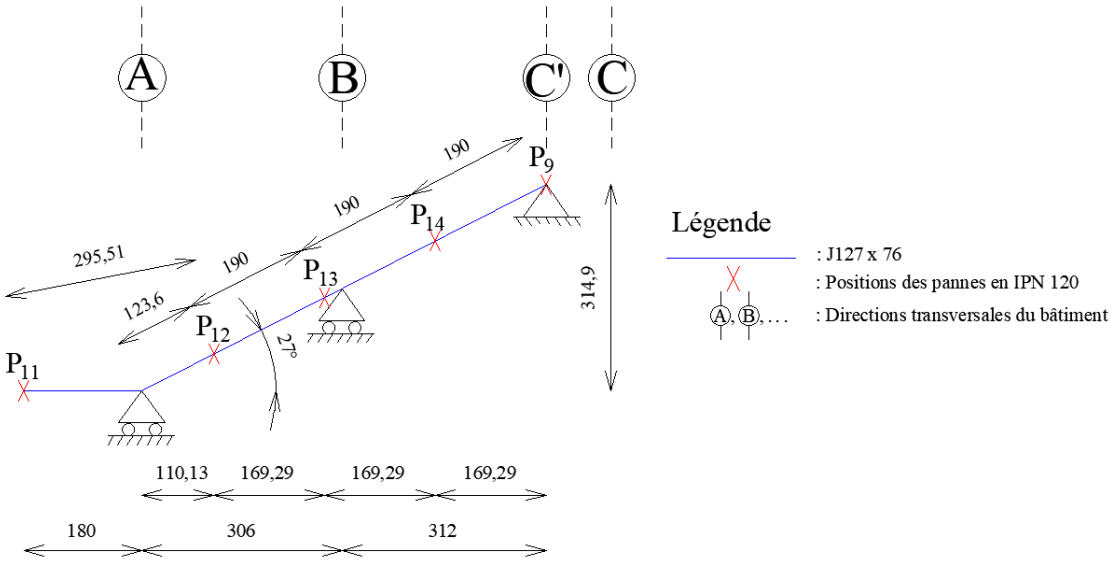


Figure A.15 : Schéma statique de la ferme 2 (Dimensions en [cm])

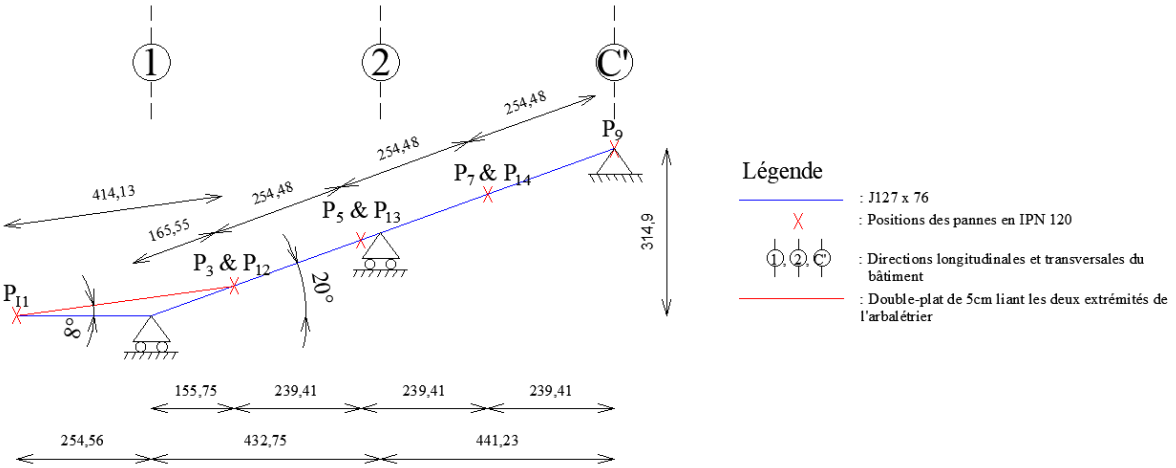


Figure A.16 : Schéma statique de la ferme 3 (Dimensions en [cm])

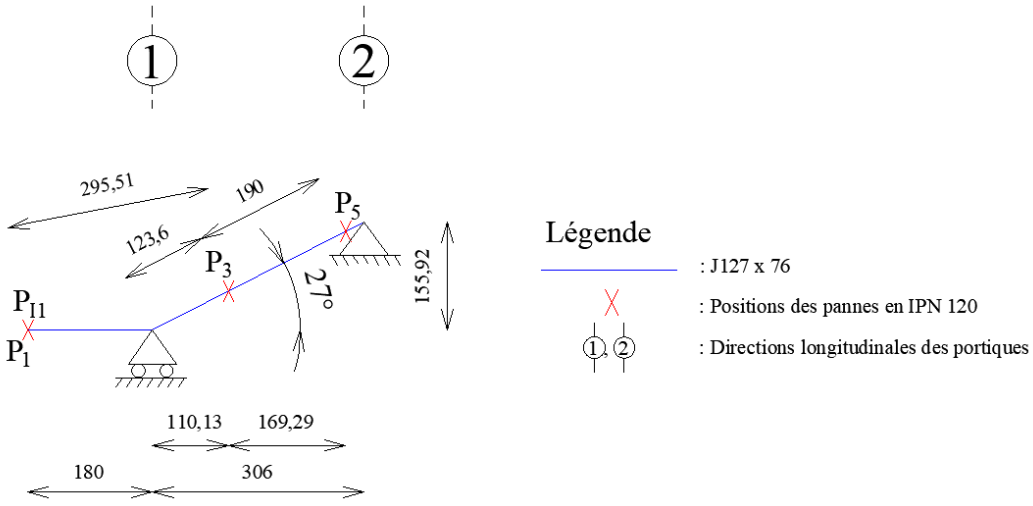


Figure A.17 : Schéma statique de la ferme 4 (Dimensions en [cm])

A.2.1.2 Définition des actions caractéristiques sur la toiture

A.2.1.2.1 Charge de poids propre

- Poids propre profilé J 127x76 (membrures des fermes) : 16,5 kg/m = 0,165 kN/m
- Poids propre profilé IPN 120 (pannes) : 11,1 kg/m = 0,111 kN/m

A.2.1.2.2 Charge permanente

Du fait de l'absence des informations sur la nature exacte de la tôle ondulée utilisée, il a été adopté comme poids propre de la tôle :

- Tôles ondulées galvanisées : 6 kg/m^2 = 0,06 kN/m^2

A.2.1.2.3 Charge variable

- Conformément à l'EN 1991-1-1 (§ 6.3.4.2), q_k (toiture) varie de 0,0 kN/m^2 à 1,0 kN/m^2
  La norme recommande de prendre q_k = 0,4 kN/m^2 (valeur adoptée pour ce travail)

A.2.1.2.4 Charges de vent

La pression aérodynamique nette s'exerçant sur un élément, un mur ou un toit est obtenue, conformément à l'EN 1991-1-4 (§ 5.2), de la manière suivante :

$$w_{net} = w_e - w_i = q_p(z_e).\, c_{pe} - q_p(z_i).\, c_{pi} = q_p(z).\,(c_{pe} - c_{pi}) = q_p(z).\, c_{p,net} \quad (\text{en kN/m}^2)$$

Où :

- w_e est la pression aérodynamique extérieure ;
- w_i est la pression aérodynamique intérieure ;
- $q_p(z)$ est la pression dynamique de pointe ;
- c_{pe} est le coefficient de pression pour la pression extérieure ;
- c_{pi} est le coefficient de pression pour la pression intérieure ;
- $z = z_e = z_i$ est la hauteur de référence pour les différentes pressions ;
- $c_{p,net} = c_{pe} - c_{pi}$ est le coefficient de pression net.

Note : conformément à l'EN 1991-1-4 (§5.2), la pression est positive lorsqu'elle s'exerce en direction de la surface de l'élément considéré, et est considérée comme négative (succion) lorsqu'elle s'éloigne de la surface de l'élément considéré (voir Figure A.18)

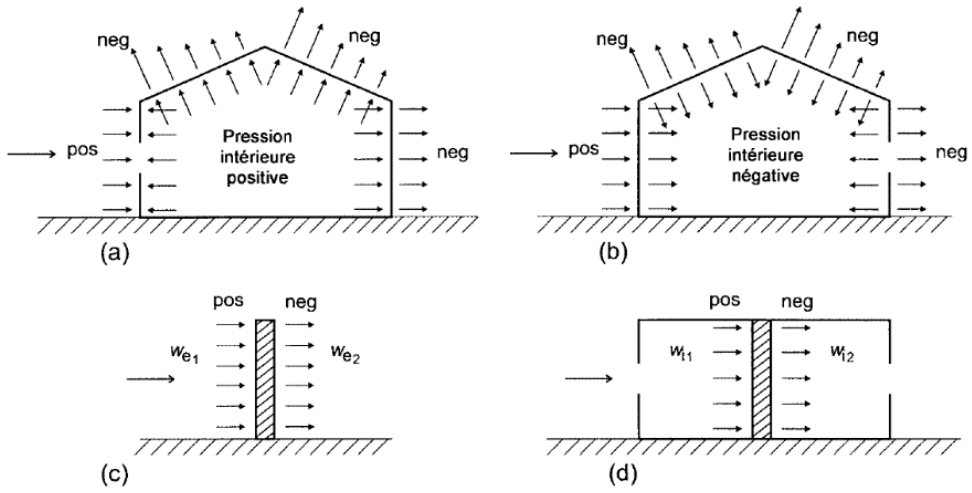


Figure A.18 : Pression exercée sur les surfaces (EN 1991-1-4 (§5.2), Figure 5.1)

Détermination des différents facteurs pour le calcul de w_{net} (w_e et w_i)

a. Pression dynamique de pointe $q_p(z)$

En se basant sur des formules applicables en RDC tirées de la NV65, la pression dynamique de pointe, à une hauteur z, est obtenue via la formule suivante :

$$q_p(z) = 2{,}5 \cdot \frac{z+18}{z+60} \cdot q_{10} \cdot k_s \cdot k_m$$

Avec :

- q_{10} : la pression dynamique de base (la pression du vent qui s'exerce à 10 m de hauteur au-dessus du sol pour un site normal sans effet de masque et pour une surface de 0,50 m de côté).

La valeur de la pression dynamique de base varie en fonction de la région. La RDC est divisée en régions de vent tel qu'indiqué au Tableau A.1:

Tableau A.1 : Subdivision de la pression dynamique suivant les régions (Règles NV 65 (DTU P 06-002) §1.2.3.2, CSTB, Fév. 2009)

Régions de la RDC	Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
Région 1 (Kinshasa, Bandundu, Bas-Congo)	0,50kN/m^2	0,875kN/m^2
Région 2 (les deux Kasaï et l'équateur)	0,70kN/m^2	1,225kN/m^2
Région 3 (l'ex Kivu, le Katanga et la province orientale)	0,90kN/m^2	1,575kN/m^2

- k_s : coefficient de site, donné au Tableau A.2.

Tableau A.2 : les coefficients de site suivant les régions (Règles NV 65 (DTU P 06-002) §1.2.4.2, CSTB, Fév. 2009)

Types de site	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé (ville)	0,8	0,8	0,8
Site normal	1	1	1
Site exposé (montagne et mer)	1,35	1,30	1,25

Dans notre cas, nous considérons que notre bâtiment se trouve sur un site « normal » : $k_s = 1$

- k_m : coefficient de masque

Le bâtiment n'étant pas masqué par d'autres bâtiments, nous prendrons de façon sécuritaire un coefficient de masque $k_m=1$ dans les calculs.

- z : hauteur totale du bâtiment est, d'environ, z = 11,50 m (cf. Figure A.4 - §A.1.2.2)

Ainsi, ce bâtiment se trouvant sur un site normal au Kongo-Central (ancienne province de Bas-Congo), la pression dynamique de pointe aura comme valeur :

$$q_p(z) = 2{,}5 \cdot \frac{z+18}{z+60} \cdot q_{10} \cdot k_s \cdot k_m = 2{,}5 \cdot \frac{11{,}50+18}{11{,}50+60} \cdot 0{,}875 = 0{,}90 \text{ kN/m}^2$$

b. Coefficient de pression nette $c_{p,\,net}$

Les valeurs de coefficient de pression nette sur la toiture sont déterminées par interpolation linéaire des valeurs du Tableau 7.7 de l'EN 1991-1- 4 (§7.3), traitant des toitures isolées (par hypothèse simplificatrice, les valeurs de $c_{p,\,net}$ pour le cas d'une toiture à deux versants sont adoptées, vu la configuration de la toiture du bâtiment étudié).

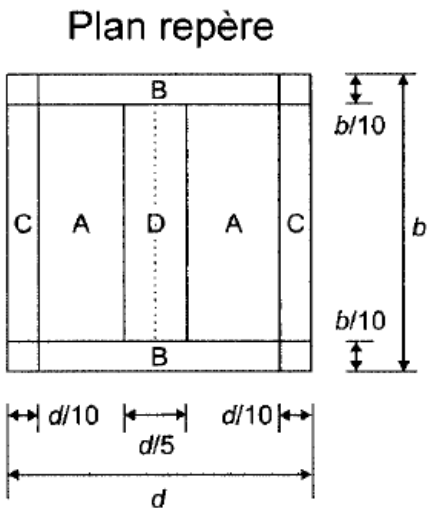


Figure A.19 : Plan de repère pour toitures à deux versants (EN 1991-1-4 (§7.3), Tableau 7.7)

Pour la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu, Le plan de repère de l'action du vent sur la toiture est représenté par des lignes continues noires sur la Figure A.20 ci-dessous. Avec : b = 34,44 m ; b/10 = 3,444 m ; d = 15,96 m ; d/10 = 1,596 m et d/5 = 3,192 m.

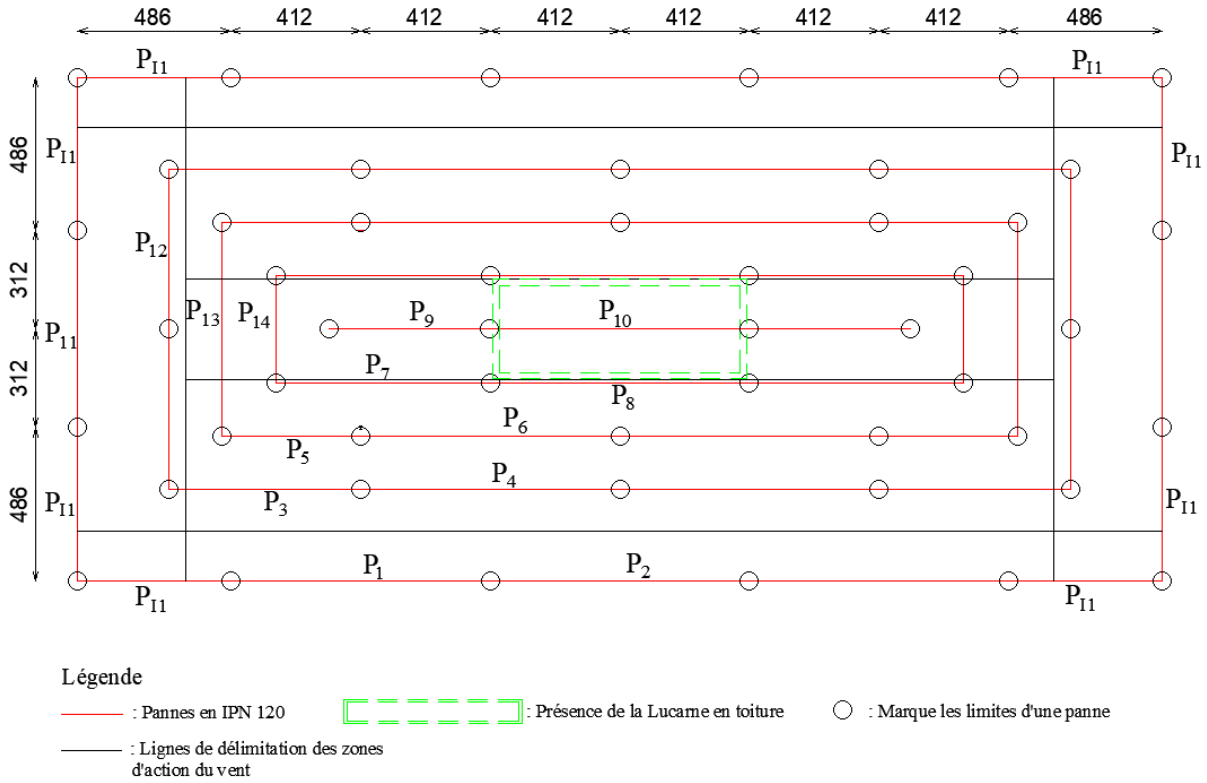


Figure A.20 : Délimitation des zones d'action du vent sur le toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu (cf. Figure A.19) - dimensions en [cm]

Le bâtiment étant considéré à toiture isolée entièrement obstruée par des objets disposés sur toute sa hauteur, le coefficient d'obstruction φ, tenant compte de l'effet combiné du vent agissant à la fois sur les surfaces supérieure et inférieure des toitures isolées quelles que soient les directions du vent, est pris égal à 1 (φ = 1) conformément à l'EN 1991-1-4 (§7.3).

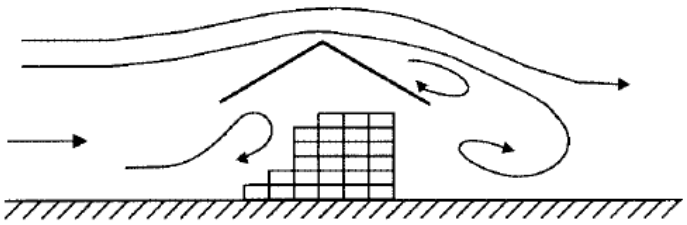


Figure A.21 : Ecoulement de l'air autour des toitures isolées avec des obstructions du cotés sous le vent φ =1 (EN 1991-1-4 (§7.3), Figure 7.15)

Les différents angles de pente de la toiture étant de 8°, 12°, 20° et 27° (Figure A.14 à Figure A.17), les valeurs de coefficient de pression nette $c_{p,\,net}$ liées à ces angles sont donnée au Tableau A.3, par interpolations linéaires des valeurs de coefficient de pression du Tableau 7.7 (§7.3) de l'EN 1991-1-4.

Note :

- Les valeurs des coefficients de pression nette, trouvées par interpolations, sont en bleu-gras au Tableau A.3, et celles de l'angle α = 20° sont en noir-gras vu qu'elles sont déjà données dans l'EN 1991-1-4.

Tableau A.3 : Interpolation des valeurs, en bleu-gras, de $c_{p,\,net}$ pour $\varphi = 1$ et $\alpha = x°$

Angle $\alpha = x°$	Coefficients de pression nette			
	Zone A	Zone B	Zone C	Zone D
5°	0,6	1,8	1,3	0,4
	-1,3	-2	-1,8	-1,5
8°	0,66	1,8	1,3	0,4
	-1,3	-2	-1,8	-1,68
10°	0,7	1,8	1,3	0,4
	-1,3	-2	-1,8	-1,8
12°	0,78	1,84	1,34	0,4
	-1,3	-2,08	-1,72	-1,92
15°	0,9	1,9	1,4	0,4
	-1,3	-2,2	-1,6	-2,1
20°	1,1	1,9	1,5	0,4
	-1,4	-2,2	-1,6	-2,1
25°	1,2	1,9	1,6	0,5
	-1,4	-2	-1,5	-2
27°	1,24	1,9	1,6	0,58
	-1,4	-1,92	-1,46	-2
30°	1,3	1,9	1,6	0,7
	-1,4	-1,8	-1,4	-2

Ainsi, les pressions aérodynamiques nettes, s'exerçant sur les pannes de la toiture du bâtiment du palais de justice, sont données au Tableau A.4 ci-dessous. Avec $w_{net1} = q_p(z).c_{p,net1}$ (pression positive) et $w_{net2} = q_p(z).c_{p,net2}$ (pression négative)

Tableau A.4 : Valeurs de pressions aérodynamiques nettes sur les pannes étudiées

Pannes Pij	longueur L_1 (m)	longueur L_2 (m)	longueur L (m)	Largeur d'influence l (m)	Angles α (°) (tôle)	Angles α (°) (panne)	Zone (vent) Figure A.19 et Figure A.20	$c_{p,net}^{+}$	$c_{p,net}^{-}$	$q_p(z)$ (kN/m²)	w_{net1} (kN/m²)	w_{net2} (kN/m²)
P_1	4,12	4,12	8,24	1,478	12	0	C	1,34	-1,72	0,9	1,206	-1,548
P_2	4,12	4,12	8,24	1,478	12	0	C	1,34	-1,72	0,9	1,206	-1,548
P_3	1,96	4,12	6,08	2,428	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_4	4,12	4,12	8,24	2,428	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_5	0,27	4,12	4,39	1,900	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_6	4,12	4,12	8,24	1,900	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_7	2,69	4,12	6,81	1,900	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_8	4,12	4,12	8,24	0,950	27	27	A	1,24	-1,4	0,9	1,116	-1,260
P_9	1	4,12	5,12	1,900	27	0	D	0,58	-2	0,9	0,522	-1,800
P_{10}	4,12	4,12	8,24	0,000	-	0	D	0,58	-2	-	-	-
P_{11}	3,12	3,12	6,24	1,478	12	0	B	1,84	-2,08	0,9	1,656	-1,872
P_{12}	1,96	3,12	5,08	2,428	27	27	B	1,9	-1,92	0,9	1,710	-1,728
P_{13}	0,27	3,12	3,39	1,900	27	27	A,D	1,24	-2	0,9	1,116	-1,800
P_{14}	1,69	1,69	3,38	1,900	27	27	D	0,58	-2	0,9	0,522	-1,800
P_{I1}	0	4,86	4,86	1,478	12	0	B,C	1,84	-2,08	0,9	1,656	-1,872

Note : les valeurs de coefficient de pression nette $c_{p,net}$ sont liées aux angles de pente de la tôle et non à ceux des pannes qui interviendront dans la partie évaluation des charges sur les pannes (Voir Figure A.22)

A.2.1.3 Analyse des Pannes

La procédure va consister à expliquer toutes les étapes avec la panne la plus contraignante (panne type) et à donner, si nécessaire (dans des tableaux), les valeurs liées à d'autres pannes.

A.2.1.3.1 Evaluation des charges et calculs des réactions d'appui et des sollicitations

Soit les schémas de chargements des pannes ci-dessous :

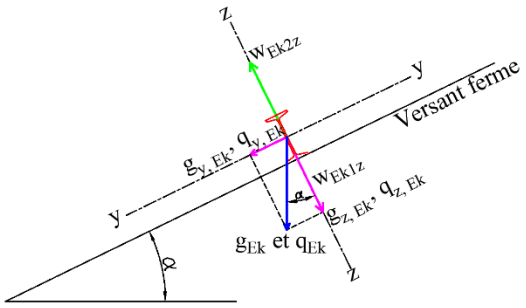


Figure A.22 : Schéma des charges à appliquer sur les pannes

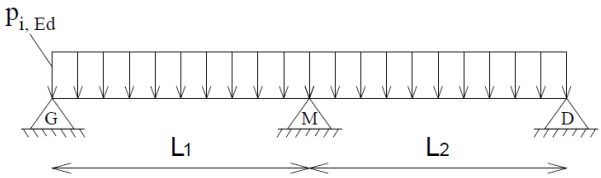


Figure A.23 : Schéma statique des pannes hyperstatiques

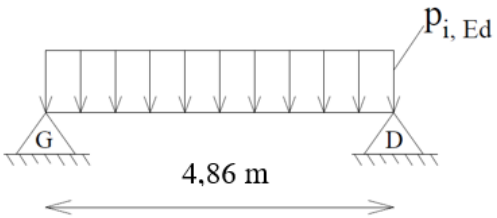


Figure A.24 : Schéma statique de la panne isostatique P_{I1}

A.2.1.3.1.1 charges caractéristiques et combinaisons de charges sur les pannes

Panne type : Panne P_4 (en IPN 120) - Largeur d'influence l = (2,9551 +1,90) m / 2 = 2,428 m

- Charge du poids propre de la panne : g_{Ek1} = 11,1 kg/m = 0,111 kN/m
- Charge permanente (tôles) : g_{Ek2} = 0,06 kN/m² x 2,428 m = 0,146 kN/m
- La somme des charges permanentes vaut : $\sum g_{Eki}$ = 0,257 kN/m

  Ainsi : $\sum g_{z,Eki} = \sum g_{Eki} \cos\alpha$ = 0,229 kN/m et $\sum g_{y,Eki} = \sum g_{Eki} \sin\alpha$ = 0,117 kN/m

  Avec α = 27° (Tableau A.4)
- Charge variable q_k (toiture) : q_{Ek} = 0,4 kN/m² x 2,428 m = 0,971 kN/m

  Ainsi : $q_{z,Ek} = q_{Ek} \cos\alpha$ = 0,865 kN/m et $q_{y,Ek} = q_{Ek} \sin\alpha$ = 0,441 kN/m
- Charge de vent (w_{Ek}) : $w_{Ek1z} = w_{net1}$ x 2,428 = 2,71 kN/m (effort associé à la pression exercée sur la toiture) et $w_{Ek2z} = w_{net2}$ x 2,428 = -3,059 kN/m (effort associé à la dépression exercée sur la toiture)

Indépendamment du plan d'inertie (y-y ou z-z), les différentes combinaisons à considérer pour les calculs des pannes sont données au Tableau A.5 ci-dessous. Il est à noter que ce sont les composantes de charges qui sont combinées pour un plan d'inertie considéré.

Tableau A.5 : Les combinaisons d'actions globales

N°	ELS en kN/m	ELU en kN/m
1	$\sum g_{Eki} + q_{Ek}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek}$
2	$\sum g_{Eki} + w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ w_{Ek1}$
3*	$\sum g_{Eki} + w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + 1,5\ w_{Ek2}$
4	$\sum g_{Eki} + q_{Ek} + 0,6\ w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek} + (1,5 \times 0,6)\ w_{Ek1}$
5*	$\sum g_{Eki} + q_{Ek} + 0,6\ w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + 1,5\ q_{Ek} + (1,5 \times 0,6)\ w_{Ek2}$
6	$\sum g_{Eki} + 0,7\ q_{Ek} + w_{Ek1}$	$1,35\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\ q_{Ek} + 1,5\ w_{Ek1}$
7*	$\sum g_{Eki} + 0,7\ q_{Ek} + w_{Ek2}$	$\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\ q_{Ek} + 1,5\ w_{Ek2}$

* : la charge de gravité $\sum g_{Eki}$ ayant un effet favorable, sur la panne, dans ces combinaisons, son coefficient de sécurité, aux ELU, est pris égal à 1.

Ainsi, les valeurs de différentes combinaisons d'actions sont données au Tableau A.6 ci-dessous pour le cas de la panne P_4

Tableau A.6 : Valeurs de combinaisons de charges pour la panne P_4

Plan d'inertie	y-y ($p_{z,\ Ed}$)		z-z ($p_{y,\ Ed}$)	
combinaison	ELS en kN/m	ELU en kN/m	ELS en kN/m	ELU en kN/m
1	1,094	1,607	0,557	0,819
2	2,938	4,373	0,117	0,157
3*	-2,831	-4,360	0,117	0,117
4	2,720	4,045	0,557	0,819
5*	-0,742	-1,227	0,557	0,778
6	3,544	5,282	0,425	0,620
7*	-2,225	-3,452	0,425	0,579

Note :

- les charges projetées suivant l'axe y-y étant 2 à 8 fois inférieures à celles suivant l'axe z-z, la combinaison la plus contraignante est la combinaison 6. Cependant, il sera aussi fait des vérifications pour la combinaison 2 vu que cette dernière est la plus contraignante à considérer pour l'étude dans la configuration initiale du bâtiment.
- Pour les autres pannes, les valeurs de charges et combinaisons de charges sont données aux Tableaux ci-dessous

Tableau A.7 : Charges sur les pannes (Figure A.22 à Figure A.24)

Pannes IPN 120	Charges permanentes (kN/m)					Charges variables (kN/m)			Charges de vent (kN/m)	
	Poids propre g_{Ek1}	Charge tôles g_{Ek2} = 0,06 x l	$\sum g_{Eki}$	$\sum g_{z,\,Eki} = \sum g_{Eki}\cos\alpha$	$\sum g_{y,\,Eki} = \sum g_{Eki}\sin\alpha$	$q_{Ek} = q_k$ x l	$q_{z,\,Ek} = q_{Ek}\cos\alpha$	$q_{y,\,Ek} = q_{Ek}\sin\alpha$	$w_{Ek1z} = w_{net1}$ x l	$w_{Ek2z} = w_{net2}$ x l
P_1	0,111	0,089	0,200	0,200	0,000	0,591	0,591	0,000	1,782	-2,288
P_2	0,111	0,089	0,200	0,200	0,000	0,591	0,591	0,000	1,782	-2,288
P_3	0,111	0,146	0,257	0,229	0,117	0,971	0,865	0,441	2,710	-3,059
P_4	0,111	0,146	0,257	0,229	0,117	0,971	0,865	0,441	2,710	-3,059
P_5	0,111	0,114	0,225	0,200	0,102	0,760	0,677	0,345	2,120	-2,394
P_6	0,111	0,114	0,225	0,200	0,102	0,760	0,677	0,345	2,120	-2,394
P_7	0,111	0,114	0,225	0,200	0,102	0,760	0,677	0,345	2,120	-2,394
P_8	0,111	0,057	0,168	0,150	0,076	0,380	0,339	0,173	1,060	-1,197
P_9	0,111	0,114	0,225	0,225	0,000	0,760	0,760	0,000	0,992	-3,420
P_{10}	0,111	0,000	0,111	0,111	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{11}	0,111	0,089	0,200	0,200	0,000	0,591	0,591	0,000	2,448	-2,767
P_{12}	0,111	0,146	0,257	0,229	0,117	0,971	0,865	0,441	4,152	-4,196
P_{13}	0,111	0,114	0,225	0,200	0,102	0,760	0,677	0,345	2,120	-3,420
P_{14}	0,111	0,114	0,225	0,200	0,102	0,760	0,677	0,345	0,992	-3,420
P_{I1}	0,111	0,089	0,200	0,200	0,000	0,591	0,591	0,000	2,447	-2,766

Avec l : la largeur d'influence en (m) (cf. Tableau A.4)

Tableau A.8 : Combinaisons de charges dans le plan d'inertie maximale (y-y) (cf. Tableau A.5 et Tableau A.6)

Pannes IPN 120	ELS (en kN/m)							ELU (en kN/m)						
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
P_1	0,791	1,982	-2,088	1,860	-0,582	2,396	-1,674	1,156	2,943	-3,232	2,761	-0,973	3,564	-2,611
P_2	0,791	1,982	-2,088	1,860	-0,582	2,396	-1,674	1,156	2,943	-3,232	2,761	-0,973	3,564	-2,611
P_3	1,094	2,938	-2,831	2,720	-0,742	3,544	-2,225	1,607	4,373	-4,360	4,045	-1,227	5,282	-3,452
* P_4	1,094	2,938	-2,831	2,720	-0,742	3,544	-2,225	1,607	4,373	-4,360	4,045	-1,227	5,282	-3,452
P_5	0,878	2,321	-2,194	2,150	-0,559	2,795	-1,720	1,286	3,451	-3,391	3,195	-0,938	4,162	-2,680
P_6	0,878	2,321	-2,194	2,150	-0,559	2,795	-1,720	1,286	3,451	-3,391	3,195	-0,938	4,162	-2,680
P_7	0,878	2,321	-2,194	2,150	-0,559	2,795	-1,720	1,286	3,451	-3,391	3,195	-0,938	4,162	-2,680
P_8	0,488	1,210	-1,047	1,124	-0,230	1,447	-0,810	0,710	1,792	-1,646	1,664	-0,420	2,148	-1,290
P_9	0,985	1,217	-3,195	1,580	-1,067	1,749	-2,663	1,444	1,791	-4,905	2,336	-1,713	2,589	-4,107
P_{10}	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,150	0,150	0,111	0,150	0,111	0,150	0,111
P_{11}	0,791	2,647	-2,567	2,259	-0,869	3,061	-2,153	1,156	3,941	-3,951	3,359	-1,404	4,562	-3,330
P_{12}	1,094	4,381	-3,967	3,585	-1,423	4,986	-3,361	1,607	6,537	-6,065	5,343	-2,249	7,445	-5,156
P_{13}	0,878	2,321	-3,220	2,150	-1,174	2,795	-2,746	1,286	3,451	-4,930	3,195	-1,862	4,162	-4,219
P_{14}	0,878	1,192	-3,220	1,473	-1,174	1,666	-2,746	1,286	1,758	-4,930	2,179	-1,862	2,469	-4,219
P_{I1}	0,791	2,646	-2,566	2,259	-0,869	3,060	-2,153	1,156	3,940	-3,949	3,358	-1,403	4,560	-3,329

* : La panne P_4 est la panne hyperstatique la plus contraignante en termes de chargement et de longueur.

Tableau A.9 : Combinaisons de charges dans le plan d'inertie minimale (z-z) (cf. Tableau A.5 et Tableau A.6)

Pannes IPN 120	ELS (en kN/m)							ELU (en kN/m)						
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
P_1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_2	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_3	0,557	0,117	0,117	0,557	0,557	0,425	0,425	0,819	0,157	0,117	0,819	0,778	0,620	0,579
P_4	0,557	0,117	0,117	0,557	0,557	0,425	0,425	0,819	0,157	0,117	0,819	0,778	0,620	0,579
P_5	0,447	0,102	0,102	0,447	0,447	0,344	0,344	0,655	0,138	0,102	0,655	0,620	0,500	0,464
P_6	0,447	0,102	0,102	0,447	0,447	0,344	0,344	0,655	0,138	0,102	0,655	0,620	0,500	0,464
P_7	0,447	0,102	0,102	0,447	0,447	0,344	0,344	0,655	0,138	0,102	0,655	0,620	0,500	0,464
P_8	0,249	0,076	0,076	0,249	0,249	0,197	0,197	0,362	0,103	0,076	0,362	0,335	0,284	0,257
P_9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{10}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{11}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{12}	0,557	0,117	0,117	0,557	0,557	0,425	0,425	0,819	0,157	0,117	0,819	0,778	0,620	0,579
P_{13}	0,447	0,102	0,102	0,447	0,447	0,344	0,344	0,655	0,138	0,102	0,655	0,620	0,500	0,464
P_{14}	0,447	0,102	0,102	0,447	0,447	0,344	0,344	0,655	0,138	0,102	0,655	0,620	0,500	0,464
P_{I1}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

A.2.1.3.1.2 Calculs des réactions d'appui des pannes

Du fait qu'il faut reporter les réactions d'appui des pannes sur les fermes, il est préférable de présenter toutes les valeurs de ces réactions d'appui de manière à permettre aux lecteurs de bien suivre le cheminement d'idées. De ce fait, il a été opté d'utiliser, pour cette partie, des méthodes analytiques de calculs des poutres afin de déterminer les valeurs des réactions d'appui pour chaque cas de charges. Ces méthodes sont présentées ci-dessous :

- Pour la panne isostatique - Figure A.24 - les réactions d'appui sont calculées au moyen des équations d'équilibre de la statique (pour une poutre sollicitée par une charge uniformément repartie sur sa longueur).

$$R_{Di} = R_{Gi} = \frac{p_{i,\,Ed}\, L}{2}$$

- Pour les pannes hyperstatiques - Figure A.23 - la méthode de compatibilité des déformations est utilisée. Il s'agit de déterminer les valeurs de déformations (au droit de l'appui du milieu de la panne hyperstatique) de la panne rendue isostatique et simultanément sollicitée par une charge uniformément repartie sur sa longueur ($p = p_{i,\,Ed}$), et une autre concentrée (mais agissant dans le sens contraire à la première) appliquée à une distance L_1 de l'appui extrême gauche et correspondant au point d'emplacement de l'appui du milieu de la panne hyperstatique considérée ($P = R_{Mi}$) (voir Figure A.25). Ainsi, avec l'hypothèse que la somme algébrique de ces deux déformées est nulle, la valeur de la réaction du milieu R_{Mi} est déterminée.

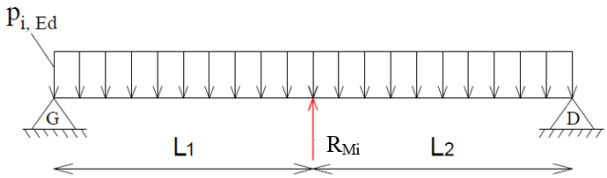


Figure A.25 : Schéma statique de la panne hyperstatique rendue isostatique

Avec $L = L_1 + L_2$, on a :

$v_1 = \frac{-p_{i,\,Ed}\, x}{24EI}(L-x)(L^2 + Lx - x^2)$ (équation de la déformée pour la charge uniformément repartie).

$v_2 = \frac{R_{Mi}\, x\, (L - L_1)}{6EI} \cdot \frac{(2LL_1 - L_1^2 - x^2)}{L}$ (équation de la déformée pour la charge concentrée appliquée à la distance L_1 de l'appui de gauche). En faisant $v_1 + v_2 = 0$, on tire : $R_{Mi} = \frac{p_{i,\,Ed}\, L\, (L^2 + LL_1 - L_1^2)}{8\,(LL_1 - L_1^2)}$

Connaissant la valeur de R_{Mi}, les autres réactions d'appui de la panne hyperstatique sont trouvées par les formules suivantes :

$R_{Di} = \frac{p_{i,\,Ed}\,(L_1 + L_2)}{2} - \frac{R_{Mi}\, L_1}{L_1 + L_2}$ et $R_{Gi} = p_{i,\,Ed}\,(L_1 + L_2) - R_{Mi} - R_{Di}$

Ainsi, les valeurs de réactions d'appui des pannes, sous différents cas de charges, sont données aux tableaux ci-dessous :

Tableau A.10 : Réactions d'appui des pannes sous charges appliquées

Pannes IPN 120	ELS (en kN)								ELS (en kN)							
	Les réactions d'appuis R_M								Les réactions d'appuis R_D							
	$\sum g_{Eki}$	$\sum g_{z,\,Eki}$	$\sum g_{y,\,Ek}$	q_{Ek}	$q_{z,\,Ek}$	$q_{y,\,Ek}$	w_{Ek1z}	w_{Ek2z}	$\sum g_{Eki}$	$\sum g_{z,\,Eki}$	$\sum g_{y,\,Ek}$	q_{Ek}	$q_{z,\,Ek}$	$q_{y,\,Ek}$	w_{Ek1z}	w_{Ek2z}
P_1	1,028	1,028	0,000	3,045	3,045	0,000	9,180	-11,783	0,309	0,309	0,000	0,913	0,913	0,000	2,754	-3,535
P_2	1,028	1,028	0,000	3,045	3,045	0,000	9,180	-11,783	0,309	0,309	0,000	0,913	0,913	0,000	2,754	-3,535
P_3	1,088	0,969	0,494	4,117	3,668	1,869	11,486	-12,969	0,430	0,383	0,195	1,625	1,448	0,738	4,534	-5,120
P_4	1,322	1,178	0,600	5,002	4,457	2,271	13,955	-15,755	0,397	0,353	0,180	1,501	1,337	0,681	4,186	-4,727
* P_5	2,263	2,016	1,027	7,642	6,809	3,470	21,322	-24,073	0,355	0,316	0,161	1,198	1,068	0,544	3,343	-3,774
P_6	1,159	1,032	0,526	3,914	3,487	1,777	10,920	-12,329	0,348	0,310	0,158	1,174	1,046	0,533	3,276	-3,699
P_7	0,993	0,885	0,451	3,354	2,989	1,523	9,358	-10,565	0,374	0,333	0,170	1,263	1,125	0,573	3,523	-3,978
P_8	0,865	0,771	0,393	1,957	1,744	0,888	5,460	-6,165	0,260	0,231	0,118	0,587	0,523	0,267	1,638	-1,849
P_9	1,060	1,060	0,000	3,581	3,581	0,000	4,674	-16,116	0,369	0,369	0,000	1,246	1,246	0,000	1,626	-5,608
P_{10}	0,572	0,572	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,171	0,171	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{11}	0,779	0,779	0,000	2,306	2,306	0,000	9,546	-10,791	0,234	0,234	0,000	0,692	0,692	0,000	2,864	-3,237
P_{12}	0,851	0,758	0,386	3,219	2,868	1,462	13,762	-13,907	0,324	0,288	0,147	1,225	1,091	0,556	5,236	-5,291
P_{13}	1,396	1,244	0,634	4,715	4,202	2,141	13,156	-21,220	0,270	0,241	0,123	0,913	0,813	0,414	2,546	-4,107
P_{14}	0,475	0,424	0,216	1,606	1,431	0,729	2,095	-7,225	0,143	0,127	0,065	0,482	0,429	0,219	0,629	-2,167
P_{I1}	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,485	0,485	0,000	1,436	1,436	0,000	5,946	-6,721

Remarque : * : Les valeurs des réactions d'appui du milieu (R_M) de la panne P_5 montrent que l'effort tranchant maximal, des pannes de la toiture, se développera à ce point. Ainsi, nous tiendrons compte de cette particularité de la panne P_5 lors des calculs des efforts internes sur les pannes.

Tableau A.11 : Réactions d'appui des pannes sous charges appliquées (suite)

Pannes IPN 120	ELS (en kN)							
	Les réactions d'appuis R_G							
	$\sum g_{Eki}$	$\sum g_{z,\,Eki}$	$\sum g_{y,\,Ek}$	q_{Ek}	$q_{z,\,Ek}$	$q_{y,\,Ek}$	w_{Ek1z}	w_{Ek2z}
P_1	0,309	0,309	0,000	0,913	0,913	0,000	2,754	-3,535
P_2	0,309	0,309	0,000	0,913	0,913	0,000	2,754	-3,535
P_3	0,043	0,038	0,020	0,163	0,145	0,074	0,454	-0,512
P_4	0,397	0,353	0,180	1,501	1,337	0,681	4,186	-4,727
P_5	-1,630	-1,452	-0,740	-5,504	-4,904	-2,499	-15,357	17,338
P_6	0,348	0,310	0,158	1,174	1,046	0,533	3,276	-3,699
P_7	0,165	0,147	0,075	0,559	0,498	0,254	1,558	-1,760
P_8	0,260	0,231	0,118	0,587	0,523	0,267	1,638	-1,849
P_9	-0,277	-0,277	0,000	-0,936	-0,936	0,000	-1,222	4,213
P_{10}	0,171	0,171	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
P_{11}	0,234	0,234	0,000	0,692	0,692	0,000	2,864	-3,237
P_{12}	0,129	0,115	0,059	0,490	0,436	0,222	2,093	-2,115
P_{13}	-0,903	-0,805	-0,410	-3,052	-2,719	-1,385	-8,514	13,733
P_{14}	0,143	0,127	0,065	0,482	0,429	0,219	0,629	-2,167
P_{I1}	0,485	0,485	0,000	1,436	1,436	0,000	5,946	-6,721

A.2.1.3.1.3 Calculs des efforts internes dans les pannes

Panne isostatique

Soit le schéma statique de chargement de la panne P_{I1} :

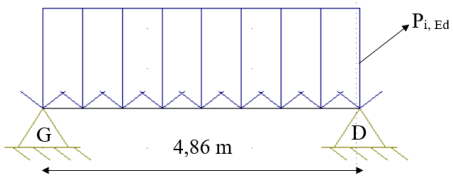


Figure A.26 : Schéma statique du chargement de la panne P_{I1}

Note : les pannes des coins de la toiture sont posées perpendiculairement aux parties en encorbellement de fermes (dont l'axe neutre est horizontal), leur axe faible est donc vertical. De ce fait, les valeurs des efforts internes dans le plan d'inertie d'axe faible sont nulles.

Les valeurs des efforts internes dans le plan d'inertie d'axe fort, trouvées via Ossa2d, sont :

Combinaison 2 : $M_{y,\,Ed} = 11{,}6341$ kNm et $V_{z,\,Ed} = 9{,}5754$ kN

Combinaison 6 : $M_{y,\,Ed} = 13{,}466$ kNm et $V_{z,\,Ed} = 11{,}083$ kN

Les diagrammes de ces efforts internes sont donnés à la Figure A.27 ci-dessous

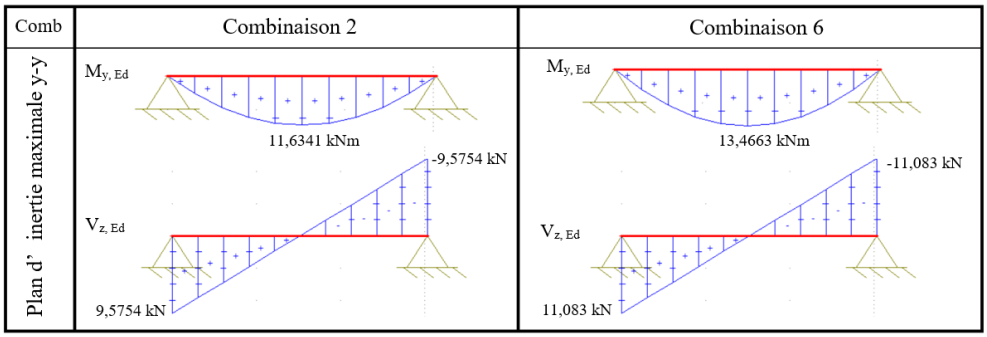


Figure A.27 : Diagrammes des efforts internes de la panne P_{11}

Pannes hyperstatiques

Comme dit ci-haut, les pannes de la toiture du bâtiment étudié sont de même profilé (IPN 120). Les calculs des efforts internes se font pour la panne la plus contraignante (P_4) et ces résultats sont considérés pour les autres pannes. Cependant, l'effort tranchant maximal sera déterminé par l'application des combinaisons de charges aux réactions d'appui du milieu de la panne P_5 (cf. Remarque -Tableau A.10).

Aussi, ces efforts internes ne sont évalués que sous les combinaisons 2 et 6 qui sont plus sévères, respectivement, pour les configurations initiale et actuelle. Ces évaluations sont faites via le logiciel Ossa2d décrit ci-dessus (cf. § A.1.4).

Soit le schéma statique de chargement de la panne P_4 ci-dessous :

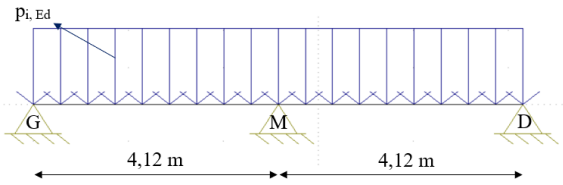


Figure A.28 : Schéma statique de chargement de la panne P_4

Les valeurs des efforts internes trouvées, via le logiciel Ossa2d, sont :

Tableau A.12 : Valeurs des efforts internes de la panne P_4

Combinaison (2)				Combinaison (6)			
$M_{y, Ed}$ (kNm) G-M	$M_{y, Ed}$ (kNm) appui M	$M_{y, Ed}$ (kNm) M-D	$V_{z, Ed}$ (kN)	$M_{y, Ed}$ (kNm) G-M	$M_{y, Ed}$ (kNm) appui M	$M_{y, Ed}$ (kNm) M-D	$V_{z, Ed}$ (kN)
5,206	-9,260	5,206	22,517	6,287	-11,183	6,287	27,192
$M_{z, Ed}$ (kNm) G-M	$M_{z, Ed}$ (kNm) appui M	$M_{z, Ed}$ (kNm) M-D	$V_{y, Ed}$ (kN)	$M_{z, Ed}$ (kNm) G-M	$M_{z, Ed}$ (kNm) appui M	$M_{z, Ed}$ (kNm) M-D	$V_{y, Ed}$ (kN)
0,1877	-0,335	-0,1877	0,8134	0,738	-1,3174	0,738	3,198

Les diagrammes de ces efforts internes sont donnés à la Figure A.29 ci-dessous

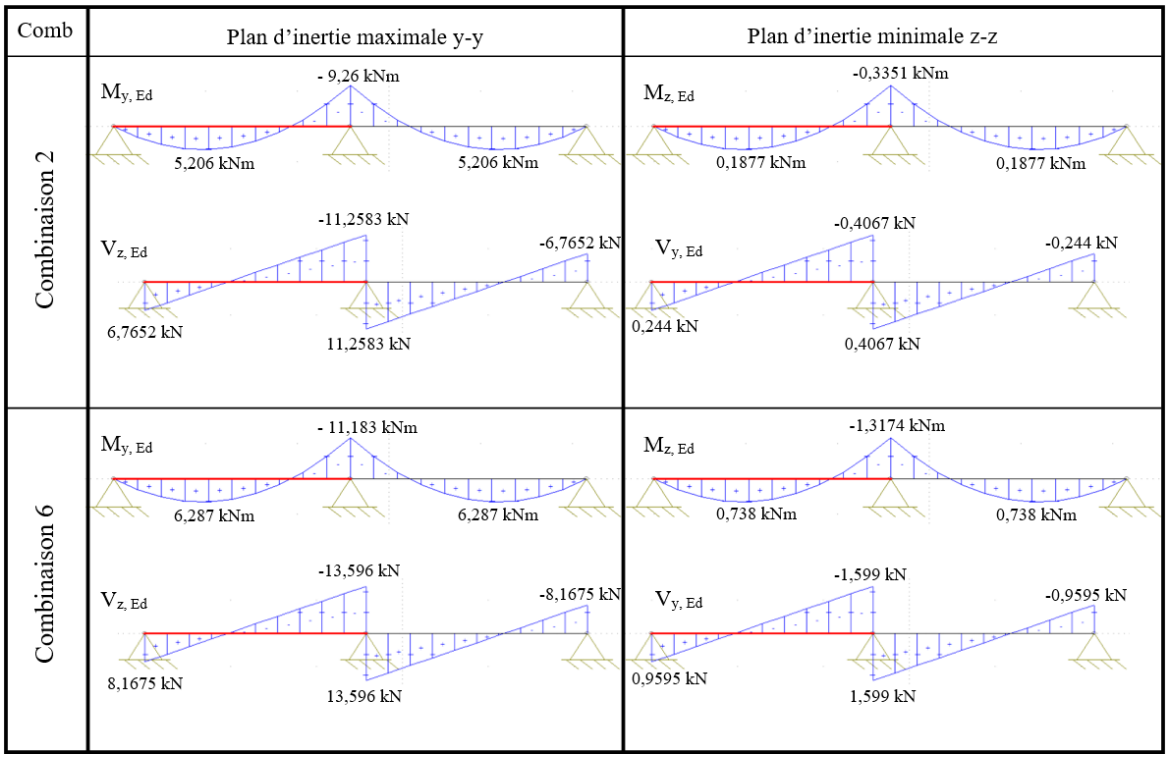


Figure A.29 : Diagrammes des efforts internes de la panne P_4

Les valeurs d'efforts tranchants extremums aux ELU, dans les deux plans d'inertie principaux et au niveau de la panne P_5, sont données au Tableau A.13 ci-dessous :

Tableau A.13 : Valeurs d'efforts tranchants extremums en kN (panne P_5)

N°	Combinaisons ELU	Plan y-y	Plan z-z	Valeurs de Référence
2	$1,35\sum g_{Eki} + 1,5\ w_{Ek1}$	34,705	1,387	Tableau A.*10* - réaction R_M
6	$1,35\sum g_{Eki} + (1,5 \times 0,7)\ q_{Ek} + 1,5\ w_{Ek1}$	41,855	5,030	Tableau A.*10* - réaction R_M

A.2.1.4 Vérifications des pannes

Comme pour la partie analyse, les pannes les plus contraignantes (panne isostatique P_{I1} et panne hyperstatique P_4) sont vérifiées et les résultats sont considérés pour les autres pannes (suivant qu'elles sont posées de manière iso ou hyperstatique).

A.2.1.4.1 Coefficients partiels de sécurité pour les fonctions de résistance

Les valeurs des coefficients partiels de sécurité adoptées et utilisées dans la présente annexe sont celles recommandées dans l'EN 1993-1-1 pour les fonctions de résistance.

- γ_{M0}=1,00 pour la résistance en section ;
- γ_{M1}=1,00 pour l'instabilité des membrures ;

A.2.1.4.2 Classification de la section transversale de la panne IPN 120

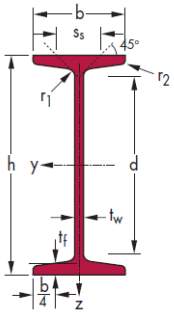


Figure A.30 : section IPN 120

Tableau A.14 : Propriétés géométrique et mécanique de la panne IPN 120

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)	d(mm)	I_y(cm^4)
IPN120	120	56,3	5,1	7,7	5,1	3,1	6,63	92,4	328
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	$W_{pl,z}$(cm^3)		$W_{pl,y}$(cm^3)		$W_{el,z}$(cm^3)	
IPN120	21,5	2,71	$0,69.10^3$	12,4		63,6		7,41	
Profilé	$W_{el,y}$(cm^3)		E (N/mm^2)	f_y(N/mm^2)		A(cm^2)		A.(h-2t_f).t_w (cm^2)	
IPN120	54,7		$2,1.10^5$	235		14,2		8,865	

✓ Classification de section en flexion selon l'axe fort : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{0,5\,(b-t_w-2r_1)}{t_f} = \frac{21,35}{7,7} = 2,77 < 9\varepsilon = 9$ (Profilé de classe 1)

La semelle est de classe 1 en compression pure, ceci implique qu'elle sera de classe 1 en flexion d'axe fort et d'axe faible.

Ame : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{92,4}{5,1} = 18,12 < 72\varepsilon = 72$ (Profilé de classe 1)

L'âme et les semelles étant de classe 1, on conclut donc qu'il s'agit d'une section de classe 1 en flexion d'axe fort. La résistance en section correspond donc à la résistance plastique.

✓ Classification de section en flexion selon l'axe faible :

La semelle étant de classe 1 en compression pure, la section sera également de classe 1 en flexion d'axe faible.

✓ Vérification du voilement par cisaillement de l'âme

Il n' y a pas risque de voilement par cisaillement de l'âme dès lors que $\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$, avec η=1,20 pour la nuance d'acier S235.

Pour notre panne (IPN 120), $\frac{h_w}{t_w} = 20,51 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = 60$ (pas de voilement de l'âme)

Avec $h_w = h - 2t_f = 104,6$ mm

La résistance au cisaillement correspond donc à la résistance plastique.

A.2.1.4.3 Vérification des pannes IPN 120 aux ELU

A.2.1.4.3.1 Résistance à l'effort tranchant

La résistance plastique à l'effort tranchant vaut :

Suivant l'axe fort :

$V_{pl,\,y,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 89{,}95$ kN , avec $A_v = 6{,}63$ cm^2 (voir Tableau A.14)

Cette valeur de $V_{pl,y\,Rd}$, est supérieure à la valeur maximale de l'effort tranchant $V_{z,\,Ed,\,max} = 41{,}855$ kN rencontré dans l'ensemble des pannes considérées (voir Tableau A.13).

De plus, le rapport $\frac{V_{z,\,Ed,\,max}}{V_{pl,y\,Rd}} = \frac{41{,}855}{89{,}954} = 0{,}465$ étant inférieur à 0,5, l'effet du cisaillement sur le moment résistant peut être négligé.

Suivant l'axe faible :

$V_{pl,\,z,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 120{,}283$ kN , avec $A_v = A-(h-2t_f).t_w = 8{,}865$ cm^2

Cette valeur de $V_{pl,\,z,\,Rd}$, est aussi supérieure à la valeur maximale de l'effort tranchant $V_{y,\,Ed,\,max} = 5{,}030$ kN rencontré dans l'ensemble des pannes considérées (voir Tableau A.13)

De plus, le rapport $\frac{V_{y,\,Ed,\,max}}{V_{pl,\,z,\,Rd}} = \frac{5{,}030}{120{,}283} = 0{,}042$ étant inférieur à 0,5, l'effet du cisaillement sur le moment résistant peut être négligé.

Conclusion : La résistance à l'effort tranchant de nos pannes est suffisante.

A.2.1.4.3.2 Résistance aux moments de flexion

La majorité des pannes étant soumise à une double flexion selon les deux axes principaux d'inertie, la vérification de leur résistance plastique (section de classe 1) se fera par la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y,\,Ed}}{M_{ply,\,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,\,Ed}}{M_{plz,\,Rd}}\right]^{\beta} \leq 1$$

Avec :

- $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ pour les profils I ou H
- $M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 14{,}946$ kNm
- $M_{plz,\,Rd} = \frac{f_y W_{plz}}{\gamma_{M0}} = 2{,}914$ kNm

Note : Il faudrait cependant veiller à ce que $M_{i,Ed}$ reste inférieur à $M_{pli,Rd}$. Ce qui est le cas pour toutes les pannes étudiées dans cette annexe.

Pour la panne isostatique P_{I1}, on a :

- Combinaison 2 : $\left[\frac{11{,}634}{14{,}946}\right]^2 + \left[\frac{0}{2{,}914}\right]^1 = 0{,}61 + 0 = 0{,}61 < 1$ (condition satisfaite)
- Combinaison 6 : $\left[\frac{13{,}492}{14{,}946}\right]^2 + \left[\frac{0}{2{,}914}\right]^1 = 0{,}81 + 0 = 0{,}81 < 1$ (condition satisfaite)

Pour la panne hyperstatique P_4, on a :

- Combinaison 2 : $\left[\frac{9,26}{14,946}\right]^2 + \left[\frac{0,335}{2,914}\right]^1 = 0,38 + 0,12 = 0,5 < 1$ (condition satisfaite)
- Combinaison 6 : $\left[\frac{11,183}{14,946}\right]^2 + \left[\frac{1,317}{2,914}\right]^1 = 0,56 + 0,45 = 1,01 \simeq 1$ (condition satisfaite)

Conclusion : A travers les valeurs reportées ci-dessus, il est à constater que les pannes satisfont de justesse au critère de résistance par rapport aux combinaisons d'actions extremum définies ci-dessus. Le taux de chargement sous la combinaison 2 est d'environ 61%, et est, en revanche, de 100% sous la combinaison 6.

A.2.1.4.3.3 Stabilité au déversement

Critère de non-susceptibilité au déversement

Premièrement, il faut vérifier la relation entre l'inertie de torsion I_t et l'inertie d'axe fort I_y des pannes (IPN 120). Comme $I_t = 2,71\ cm^4 < I_y = 328\ cm^4 \Rightarrow$ l'effet des restreintes est examiné comme suit :

- Si $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,TF}}\right)}$ la panne est « non susceptible de déformation de torsion » : elle ne déverse pas ;
- Si, en revanche, $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,TF}}\right)}$ la panne est « susceptible de déformation de torsion » et le danger de déversement est à prendre en considération.

Les pannes n'étant pas sollicitées par des efforts normaux ($N_{Ed} = 0$ kN), le critère devient :

- Si $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1} \Rightarrow$ la panne est « non susceptible de déformation de torsion » : elle ne déverse pas ;
- Si en revanche $\bar{\lambda}_0 > 0,2\sqrt{C_1} \Rightarrow$ la panne est « susceptible de déformation de torsion » et le danger de déversement est à prendre en considération.

A. Panne isostatique

Ces pannes sont chargées par des charges transversales uniformément reparties, la valeur du coefficient C_1 est prise égale à 1,12 conformément au Tableau A.15 ci-dessous (avec $k_z = 1$ pour les pannes posées sur appuis simples).

$\bar{\lambda}_0$ représentant l'élancement réduit pour le déversement dans le cas de base d'un moment de flexion constant le long de la panne, vaudra pour une section double T :

$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,\,y}\, f_y}{M_{cr}}}$ avec $\beta_w = 1$ (section de classe 1), $f_y = 235\ N/mm^2 = 235000\ kN/m^2$, $W_{pl,\,y} = 63,6\ cm^3 = 63,6 \times 10^{-6}\ m^3$.

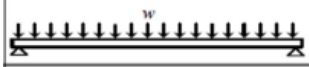
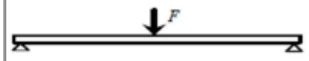
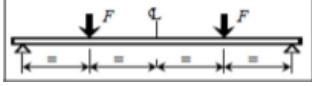
Et $M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2}\sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ où $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80.769.231\ kN/m^2$ et $\nu = 0,3$ (pour l'acier)

Les autres valeurs de la formule de M_{cr} sont données au Tableau A.14 ci-dessus.

La longueur de la panne étant de 4,86 m (Figure A.26), on tire : $M_{cr} = 6,514$ kNm

Ainsi, $\bar{\lambda}_0 = 1{,}515 > 0{,}2\sqrt{C_1} = 0{,}212 \Rightarrow$ ces pannes sont susceptibles de déformation de torsion et le danger de déversement est à prendre en considération.

Tableau A.15 : Valeurs des coefficients C_1, C_2, C_3 en fonction du coefficient de longueur effective k_z et pour un chargement par charges transversales

Loading and support conditions	*Bending moment diagram*	*Values of* k_z	*Value of factors*		
			C_1	C_2	C_3
		1,0 0,5	1,12 0,97	0,45 0,36	0,525 0,478
		1,0 0,5	1,35 1,05	0,59 0,48	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,04 0,95	0,42 0,31	0,562 0,539

B. <u>Panne hyperstatique</u>

Pour ces pannes, le coefficient C_1 est fonction de ψ, rapport entre les moments d'extrémité d'axe fort (pour une panne posée sur 3 appuis), et de μ qui est le rapport entre le moment dû aux charges transversales et le moment maximum M.

<u>Pour la panne P_4</u> :

- Moments aux appuis d'extrémité : $M_2 = 0$ kNm (comb 2 et comb 6) - (cf. Figure A.29)
- Moments à l'appui intermédiaire : $M_1 = -9{,}26$ kNm (comb 2) et -11,183 kNm (comb 6)
- Alors $\psi = M_2/M_1 = 0$

Pour la combinaison 2, $\mu = \frac{p_{i,Ed} L^2}{8M} = \frac{4{,}373 \times 4{,}12^2}{8 \times (-9{,}26)} = -1$ (valeur de $p_{i,Ed}$ - cf. Tableau A.8)

Pour la combinaison 6, $\mu = \frac{p_{i,Ed} L^2}{8M} = \frac{5{,}282 \times 4{,}12^2}{8 \times (-11{,}183)} = -1$ (valeur de $p_{i,Ed}$ - cf. Tableau A.8)

Connaissant ψ et μ, on lit $C_1 = 2{,}2$ sur l'abaque de la Figure A.31 ci-dessous.

$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$ avec β_w, f_y, $W_{pl,y}$ - Idem panne isostatique

Et $M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z}}$ - les données de cette formule sont les mêmes que pour la panne isostatique sauf la longueur L de la panne qui est prise ici égale à 4,12 m

Ainsi, $M_{cr} = 7{,}725$ kNm , $\bar{\lambda}_0 = 1{,}39 > 0{,}2\sqrt{C_1} = 0{,}297 \Rightarrow$ la panne P_4 est susceptible de déformation de torsion et le danger de déversement est à prendre en considération.

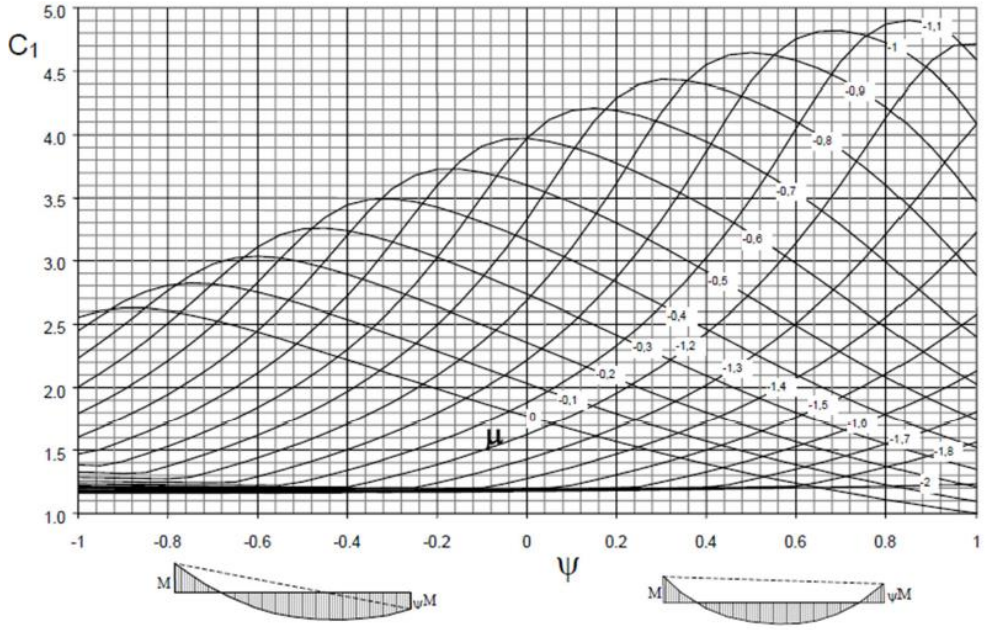


Figure A.31 : Valeurs de C_1 - chargement par moments d'extrémité et charge uniforme, $\mu < 0$

Vérification proprement dite de la stabilité de nos pannes IPN 120

Les formules de vérification, pour un comportement élasto-plastique avec déversement conformément à l'EN 1993-1-1, d'une section de classe 1 sont :

$$(1)\ \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,\,Rd}} + \mu_y \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,y}}\right) C_{yy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}} + \alpha^* \frac{C_{mz}\, M_{z,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right) C_{yz,\,mod}\, M_{plz,\,Rd}} \right] \le 1 \text{ , et}$$

$$(2)\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,\ \ Rd}} + \mu_z \left[\beta^* \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,y}}\right) C_{zy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}} + \frac{C_{mz}\, M_{z,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right) C_{zz,\,mod}\, M_{plz,\,Rd}} \right] \le 1$$

N_{Ed} étant nul, comme dit ci-dessus, ces formules se réduisent à :

$$(1)\ \mu_y \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{C_{yy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}} + \alpha^* \frac{C_{mz}\, M_{z,\,Ed}}{C_{yz,\,mod}\, M_{plz,\,Rd}} \right] \le 1 \text{ , et}$$

$$(2)\ \mu_z \left[\beta^* \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{C_{zy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}} + \frac{C_{mz}\, M_{z,\,Ed}}{C_{zz,\,mod}\, M_{plz,\,Rd}} \right] \le 1$$

Pour le cas de nos deux pannes traitées, les différents paramètres de ces deux formules sont donnés ci-dessous :

A. Panne isostatique

- Détermination de μ_y et μ_z

$\mu_y = \frac{1 - N_{Ed} / N_{cr,\,y}}{1 - \chi_y N_{Ed} / N_{cr,\,y}}$ et $\mu_z = \frac{1 - N_{Ed} / N_{cr,\,z}}{1 - \chi_z N_{Ed} / N_{cr,\,z}}$, $N_{Ed} = 0$ kN $\Rightarrow \mu_y = 1$ et $\mu_z = 1$

- Détermination de k_{LT} , de C_{my} et de C_{mz}

$k_{LT} = \frac{C_{my}^2\, a_{LT}}{\sqrt{(1-N_{Ed}/N_{cr,\,z})(1-N_{Ed}/N_{cr,\,T})}} \ge 1$, pour $N_{Ed} = 0$ kN, on a : $k_{LT} = C_{my}^2\, a_{LT} \ge 1$

$C_{my} = C_{my0} + \left(1 - C_{my0}\right) \frac{a_{LT} \sqrt{\varepsilon_y}}{1 + a_{LT} \sqrt{\varepsilon_y}}$ et $C_{mz} = C_{mz0}$

Avec : $\varepsilon_y = \frac{M_{y,\,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,\,y}}$, $N_{Ed} = 0$ kN $\Rightarrow$ $\varepsilon_y = \infty$ et $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{2{,}71}{328} = 0{,}992 \geq 0$

$C_{my0} = C_{mz0} = C_{mi0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 E I_i |\delta|}{|M_{i,\,Ed}| L^2} - 1\right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,i}}$, $N_{Ed} = 0$ kN $\Rightarrow$ $C_{my0} = C_{mz0} = 1$

Ainsi, $C_{my} = C_{mz} = 1$ et $k_{LT} = a_{LT} = 0{,}992 < 1$,

on prendra $k_{LT} = 1$ (vu que $N_{Ed} = 0$ kN)

- Détermination des coefficients α*et β*

Connaissant $W_{el,\,y} = 54{,}7\ cm^3$ et $W_{el,\,z} = 7{,}41\ cm^3$, on trouve α*et β* par les expressions suivantes : $\alpha^* = 0{,}6 \sqrt{\frac{w_z}{w_y}} = 0{,}681$, et $\beta^* = 0{,}6 \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0{,}528$, avec $w_y = \frac{W_{pl,\,y}}{W_{el,\,y}} = 1{,}163 \leq 1{,}5$

et : $w_z = \frac{W_{pl,\,z}}{W_{el,\,z}} = 1{,}673 > 1{,}5$ on adopte la valeur de $w_z = 1{,}5$

- Détermination du coefficient de réduction χ_{LT}

$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ avec : $\phi_{LT} = 0{,}5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$

Pour le cas du profilé IPN 120, h/b = 120/58 = 2,069 > 2, la courbe est, selon les prescriptions de l'EN 1993-1-1, la courbe "b" pour laquelle le paramètre d'imperfection est : $\alpha_{LT} = 0{,}34$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w f_y W_{ply}}{M_{cr}}}$, et $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right]$

Où :

- k_z et k_w : facteurs de longueur effective de flambement. $k_z = k_w = 1$ (appuis simples)
- $z_j = 0$ (Section doublement symétrique) $\Rightarrow C_3 z_j = 0$
- $C_1 = 1{,}12$ (voir Tableau A.15 ci-dessus)
- $C_2 = 0{,}45$ (voir Tableau A.15 ci-dessus)
- Charges transversales supposées appliquées au niveau de la semelle supérieure de la panne $\Rightarrow z_g = 120\ mm / 2 = 60\ mm = 0{,}06\ m$

Ainsi, $M_{cr} = 6{,}748$ kNm, $\bar{\lambda}_{LT} = 1{,}488$, $\phi_{LT} = 1{,}826$, et $\chi_{LT} = 0{,}347$

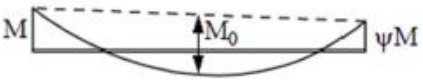
Pour tirer profit de la distribution des moments le long de la panne (diagramme des moments fléchissant pour une charge uniformément repartie sur une poutre simplement appuyée) qui n'est pas constante, la valeur de χ_{LT} sera remplacée par $\chi_{LT,\,mod}$, grâce au facteur f

$f = 1 - 0{,}5 \left(1 - k_c\right) \left(1 - 2\left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8\right)^2\right) \leq 1$, et $\chi_{LT,\,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$

Avec k_c : le facteur de correction lié à la distribution non-uniforme du diagramme des moments. $k_c = 0{,}94$ (voir Tableau A.16 ci-dessous) pour une poutre simplement appuyée sollicitée par une charge uniformément répartie avec moments d'extrémité nuls.

Il advient que $f = 0{,}998 \simeq 1 \Rightarrow \chi_{LT,\,mod} = 0{,}347$

Tableau A.16 : Valeurs de kc pour une poutre sollicitée par une charge répartie, combinée à des moments d'extrémité



M/M0	ψ positive						ψ negative				
	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0	-0,2	-0,4	-0,6	-0,8	-1,0
+50,00	1,00	0,96	0,92	0,97	0,83	0,77	0,72	0,67	0,66	0,66	0,65
+10,0	0,99	0,98	0,95	0,91	0,86	0,81	0,76	0,70	0,68	0,68	0,67
+5,00	0,99	0,98	0,97	0,94	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,70	0,70
+2,00	0,98	0,98	0,97	0,96	0,94	0,92	0,90	0,86	0,82	0,78	0,76
+1,50	0,97	0,97	0,97	0,96	0,95	0,93	0,92	0,89	0,86	0,83	0,79
+1,00	0,97	0,97	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94	0,93	0,93	0,91	0,89
+0,50	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,95	0,94	0,94	0,94	0,93	0,92
0,00	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
-0,10	0,93	0,93	0,93	0,93	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
-0,20	0,92	0,92	0,92	0,92	0,93	0,93	0,93	0,93	0,94	0,94	0,94
-0,30	0,91	0,91	0,92	0,92	0,93	0,93	0,93	0,93	0,94	0,94	0,94
-0,40	0,90	0,90	0,91	0,91	0,92	0,92	0,92	0,92	0,93	0,93	0,93
-0,50	0,89	0,91	0,91	0,91	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
-0,60	0,71	0,77	0,84	0,87	0,89	0,91	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
-0,70	0,57	0,64	0,70	0,77	0,82	0,87	0,89	0,91	0,92	0,92	0,92
-0,80	0,47	0,52	0,59	0,67	0,73	0,80	0,86	0,90	0,92	0,92	0,92
-0,90	0,47	0,46	0,50	0,58	0,65	0,73	0,80	0,87	0,90	0,90	0,90
-1,00	0,50	0,48	0,46	0,51	0,58	0,66	0,73	0,81	0,87	0,89	0,89
-1,10	0,54	0,51	0,48	0,49	0,54	0,61	0,69	0,77	0,83	0,87	0,88
-1,20	0,57	0,54	0,50	0,47	0,51	0,56	0,64	0,73	0,80	0,84	0,87
-1,30	0,61	0,56	0,52	0,47	0,49	0,53	0,61	0,70	0,77	0,82	0,86
-1,40	0,64	0,59	0,55	0,49	0,48	0,51	0,58	0,67	0,74	0,79	0,85
-1,50	0,67	0,62	0,57	0,51	0,47	0,49	0,56	0,64	0,71	0,77	0,84
-1,60	0,69	0,64	0,59	0,52	0,48	0,50	0,55	0,63	0,69	0,76	0,83
-1,70	0,71	0,66	0,60	0,54	0,50	0,51	0,55	0,61	0,68	0,74	0,82
-1,80	0,74	0,69	0,62	0,55	0,51	0,51	0,54	0,60	0,66	0,73	0,81
-1,90	0,76	0,71	0,63	0,57	0,53	0,52	0,54	0,58	0,65	0,71	0,80
-2,00	0,78	0,73	0,65	0,58	0,54	0,53	0,53	0,57	0,63	0,70	0,79
-5,00	0,91	0,86	0,80	0,74	0,70	0,65	0,62	0,59	0,58	0,61	0,67
-50,00	0,99	0,95	0,89	0,84	0,79	0,74	0,70	0,66	0,63	0,62	0,65
Infinity	1,00	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,65	0,65	0,65



- Détermination des coefficients $C_{yy,\,mod}$, $C_{yz,\,mod}$, $C_{zy,\,mod}$ et $C_{zz,\,mod}$

$$C_{yy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-\frac{1,6}{w_y}C_{my}^2\left(\overline{\lambda_{max}}+\overline{\lambda_{max}}^2\right)\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-b_{LT}\right]\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{yz,\,mod}=1+(w_z-1)\left[\left(2-14\frac{C_{mz}^2\,\overline{\lambda_{max}}^2}{w_z^5}\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-c_{LT}\right]\geq 0,6\sqrt{\frac{w_z}{w_y}\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}}$$

$$C_{zy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-14\frac{C_{my}^2\,\overline{\lambda_{max}}^2}{w_y^5}\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-d_{LT}\right]\geq 0,6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}}$$

$$C_{zz,\,mod}=1+(w_z-1)\left[\left(2-\frac{1,6}{w_y}C_{my}^2\left(\overline{\lambda_{max}}+\overline{\lambda_{max}}^2\right)\right)-e_{LT}\right]\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

N_{Ed} étant nul, ces équations se réduisent à :

$$C_{yy,\,mod}=1-(w_y-1)\,b_{LT}\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{yz,\,mod}=1-(w_z-1)\,c_{LT}\geq 0,6\sqrt{\frac{w_z}{w_y}}\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}$$

$$C_{zy,\,mod}=1-\left(w_y-1\right)d_{LT}\geq 0,6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}}\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{zz,\,mod}=1\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

Avec : $b_{LT}=0,5\,a_{LT}\,\bar{\lambda}_0^{\,2}\,\frac{M_{y,\,Ed}}{\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}\frac{M_{z,\,Ed}}{M_{plz,\,Rd}}$, $c_{LT}=10\,a_{LT}\,\frac{\bar{\lambda}_0^{\,2}}{5+\bar{\lambda}_z^{\,4}}\frac{M_{y,\,Ed}}{C_{my}\,\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}$,

$d_{LT}=2\,a_{LT}\,\frac{\bar{\lambda}_0^{\,2}}{0,1+\bar{\lambda}_z^{\,4}}\frac{M_{y,\,Ed}}{C_{my}\,\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}\frac{M_{z,\,Ed}}{C_{mz}\,M_{plz,\,Rd}}$, et $\bar{\lambda}_z=\frac{\lambda_z}{\lambda_1}$ avec $\lambda_z=\frac{L_{cr,\,z}}{i_z}$, $\lambda_1=\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}=93,9\varepsilon$ et $\varepsilon=\sqrt{\frac{235}{f_y}}=1$, $L_{cr,\,z}=1$ x L (Poutre sur appuis simples) et $i_z=0,0123$ m (pour IPN 120).

Ainsi, en considérant $\chi_{LT,\,mod}$ à la place de χ_{LT}, les valeurs numériques de ces paramètres et coefficients sont : $\lambda_z=395,122$; $\bar{\lambda}_z=4,208$;

- Combinaison 2 : $b_{LT}=0$; $c_{LT}=0,16$; $d_{LT}=0$; $C_{yy,\,mod}=1$; $C_{yz,\,mod}=0,92$; $C_{zy,\,mod}=1$; et $C_{zz,\,mod}=1$
- Combinaison 6 : $b_{LT}=0$; $c_{LT}=0,185$; $d_{LT}=0$; $C_{yy,\,mod}=1$; $C_{yz,\,mod}=0,907$; $C_{zy,\,mod}=1$; et $C_{zz,\,mod}=1$

- Vérification de la stabilité au déversement :

Combinaison 2 :

$$(1)\ \mu_y\left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}}\frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{yy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}}+\alpha^*\frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{yz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right]=2,242>1$$

$$(2)\ \mu_z\left[\beta^*\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}}\frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{zy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}}+\frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{zz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right]=1,185>1$$

Combinaison 6 :

$$(1)\ \mu_y\left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}}\frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{yy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}}+\alpha^*\frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{yz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right]=2,595>1$$

$$(2)\ \mu_z\left[\beta^*\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}}\frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{zy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}}+\frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{zz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right]=1,371>1$$

B. <u>Panne hyperstatique</u>

- Détermination de μ_y et μ_z

$$\mu_y=\frac{1-N_{Ed}/N_{cr,\,y}}{1-\chi_y N_{Ed}/N_{cr,\,y}}\quad\text{et}\quad\mu_z=\frac{1-N_{Ed}/N_{cr,\,z}}{1-\chi_z N_{Ed}/N_{cr,\,z}}\text{, } N_{Ed}=0\text{ kN}\Rightarrow\mu_y=1\text{ et }\mu_z=1$$

- Détermination de k_{LT} , de C_{my} et de C_{mz}

$$k_{LT}=\frac{C_{my}^2\,a_{LT}}{\sqrt{(1-N_{Ed}/N_{cr,\,z})(1-N_{Ed}/N_{cr,\,T})}}\geq 1\text{ , pour }N_{Ed}=0\text{ kN, on a : }k_{LT}=C_{my}^2\,a_{LT}\geq 1\Rightarrow$$

$C_{my} = C_{my0} + \left(1 - C_{my0}\right) \frac{a_{LT}\sqrt{\varepsilon_y}}{1 + a_{LT}\sqrt{\varepsilon_y}}$ et $C_{mz} = C_{mz0}$

Avec : $\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$, $N_{Ed} = 0$ kN $\Rightarrow$ $\varepsilon_y = \infty$ et $a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} = 1 - \frac{2{,}71}{328} = 0{,}992 \geq 0$

$C_{my0} = C_{mz0} = C_{mi0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_y|\delta|}{|M_{i,Ed}|L^2} - 1\right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$, $N_{Ed} = 0$ kN $\Rightarrow$ $C_{my0} = C_{mz0} = 1$

Ainsi, $C_{my} = C_{mz} = 1$ et $k_{LT} = a_{LT} = 0{,}992 < 1$, on prendra : $k_{LT} = 1$

- Détermination des coefficients α*et β*

Connaissant $W_{el,y} = 54{,}7\ cm^3$ et $W_{el,z} = 7{,}41\ cm^3$, on trouve α*et β* par les expressions suivantes : $\alpha^* = 0{,}6\sqrt{\frac{w_z}{w_y}} = 0{,}681$, et $\beta^* = 0{,}6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}} = 0{,}528$, avec $w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = 1{,}163 \leq 1{,}5$

et : $w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} = 1{,}673 > 1{,}5$, on a adopté la valeur de $w_z = 1{,}5$

- Détermination du coefficient de réduction χ_{LT}

$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ avec : $\phi_{LT} = 0{,}5\left[1 + \alpha_{LT} \cdot \left(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right]$

IPN 120 : h/b = 120/58 = 2,069 > 2 ⇒ la courbe est, selon les prescriptions de l'EN 1993-1-1, la courbe b pour laquelle le paramètre d'imperfection est : $\alpha_{LT} = 0{,}34$

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w f_y W_{ply}}{M_{cr}}}$, et $M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2}\left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)^2} - \left(C_2 z_g - C_3 z_j\right)\right]$

Où :

- k_z et k_w : facteurs de longueur effective de flambement. $k_z = k_w = 1$ (appuis simples)
- $z_j = 0$ (Section doublement symétrique) ⇒ $C_3 z_j = 0$
- $C_1 = 2{,}2$ (déterminé ci-haut)
- $C_2 = 0{,}88$ (cf. abaque de la Figure A.32 ci-dessus),
- Charges transversales supposées appliquées au niveau de la semelle supérieure de la panne ⇒ $z_g = 120\ mm / 2 = 60\ mm = 0{,}06\ m$

⇒ $M_{cr} = 14{,}217$ kNm ; $\bar{\lambda}_{LT} = 1{,}025$; $\phi_{LT} = 1{,}166$, et $\chi_{LT} = 0{,}581$

$f = 1 - 0{,}5\,(1 - k_c)\,(1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2) \leq 1$, et $\chi_{LT,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$

Pour les deux combinaisons considérées, le rapport entre moment maximum au niveau de l'appui et moment maximum en travée vaut : $M/M_0 = -9{,}26/5{,}206 = -11{,}183/6{,}287 \simeq -1{,}8$ et $\psi = 0 \Rightarrow k_c = 0{,}51$ (voir Tableau A.16 ci-dessus). Ainsi : $f = 0{,}78$ et $\chi_{LT,mod} = 0{,}745$

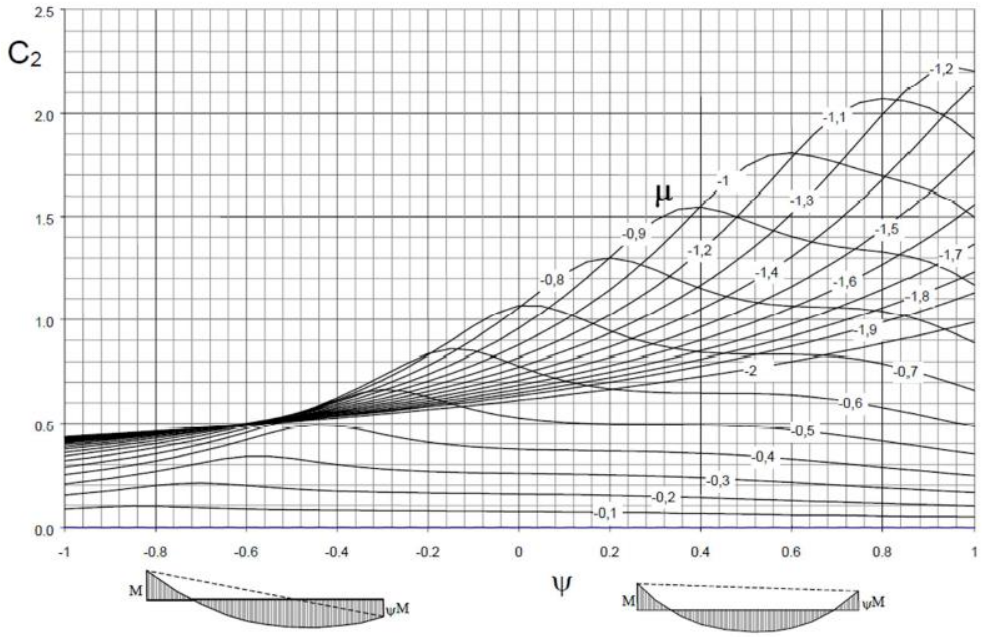


Figure A.32 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge uniforme, $\mu < 0$

- Détermination des coefficients $C_{yy,\,mod}$, $C_{yz,\,mod}$, $C_{zy,\,mod}$ et $C_{zz,\,mod}$

$$C_{yy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-\frac{1,6}{w_y}C_{my}^2\left(\overline{\lambda_{max}}+\overline{\lambda_{max}}^2\right)\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-b_{LT}\right]\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{yz,\,mod}=1+(w_z-1)\left[\left(2-14\frac{C_{mz}^2\,\overline{\lambda_{max}}^2}{w_z^5}\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-c_{LT}\right]\geq 0,6\sqrt{\frac{w_z}{w_y}\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}}$$

$$C_{zy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-14\frac{C_{my}^2\,\overline{\lambda_{max}}^2}{w_y^5}\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-d_{LT}\right]\geq 0,6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}}$$

$$C_{zz,\,mod}=1+(w_z-1)\left[\left(2-\frac{1,6}{w_y}C_{my}^2\left(\overline{\lambda_{max}}+\overline{\lambda_{max}}^2\right)\right)-e_{LT}\right]\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}\geq\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}$$

N_{Ed} étant nul, ces équations se réduisent à :

$$C_{yy,\,mod}=1-(w_y-1)\,b_{LT}\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{yz,\,mod}=1-(w_z-1)\,c_{LT}\geq 0,6\sqrt{\frac{w_z}{w_y}\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}}$$

$$C_{zy,\,mod}=1-(w_y-1)\,d_{LT}\geq 0,6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}}$$

$$C_{zz,\,mod}=1\geq\frac{W_{el,\,z}}{W_{pl,\,z}}$$

Avec : $b_{LT}=0,5\,a_{LT}\,\bar{\lambda}_0^{\,2}\,\frac{M_{y,\,Ed}}{\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}\frac{M_{z,\,Ed}}{M_{plz,\,Rd}}$, $c_{LT}=10\,a_{LT}\,\frac{\bar{\lambda}_0^{\,2}}{5+\bar{\lambda}_z^{\,4}}\frac{M_{y,\,Ed}}{C_{my}\,\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}$,

$d_{LT} = 2\, a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_0^{\,2}}{0{,}1+\bar{\lambda}_z^{\,4}} \frac{M_{y,\,Ed}}{C_{my}\,\chi_{LT} M_{ply,\,Rd}} \frac{M_{z,\,Ed}}{C_{mz}\,M_{plz,\,Rd}}$, et $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$ avec $\lambda_z = \frac{L_{cr,\,z}}{i_z}$, $\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$, $L_{cr,\,z} = 1 \times L = 4{,}12$ m (Poutre sur appuis simples) et $i_z = 0{,}0123$ m (pour IPN 120)

Ainsi, en considérant $\chi_{LT,\,mod}$ à la place de χ_{LT}, les valeurs numériques de ces paramètres et coefficients sont :

- Pour la combinaison 2 :

$\lambda_z = 334{,}959$; $\bar{\lambda}_z = 3{,}567$; $b_{LT} = 0{,}092$; $c_{LT} = 0{,}096$; $d_{LT} = 0{,}002$; $C_{yy,\,mod} = 0{,}985$; $C_{yz,\,mod} = 0{,}952$; $C_{zy,\,mod} = 1$; et $C_{zz,\,mod} = 1$

- Pour la combinaison 6 :

$\lambda_z = 334{,}959$; $\bar{\lambda}_z = 3{,}567$; $b_{LT} = 0{,}436$; $c_{LT} = 0{,}115$; $d_{LT} = 0{,}011$; $C_{yy,\,mod} = 0{,}929$; $C_{yz,\,mod} = 0{,}942$; $C_{zy,\,mod} = 0{,}998$; et $C_{zz,\,mod} = 1$

- <u>Vérification de la stabilité au déversement :</u>

- Combinaison 2 :

(1) $\mu_y \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{yy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}} + \alpha^* \frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{yz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right] = 0{,}926 < 1$ (pas de déversement)

(2) $\mu_z \left[\beta^* \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{zy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}} + \frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{zz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right] = 0{,}554 < 1$ (pas de déversement)

- Combinaison 6 :

(1) $\mu_y \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{yy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}} + \alpha^* \frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{yz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right] = 1{,}408 > 1$ (déversement)

(2) $\mu_z \left[\beta^* \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\,M_{y,\,Ed}}{C_{zy,\,mod}\,M_{ply,\,Rd}} + \frac{C_{mz}\,M_{z,\,Ed}}{C_{zz,\,mod}\,M_{plz,\,Rd}}\right] = 0{,}984 < 1$ (pas de déversement)

<u>Conclusion :</u>

A l'issue des vérifications de la stabilité au déversement des pannes effectuées ci-dessus, il a été constaté ce qui suit :

- Les pannes des coins de la toiture, posées de manière isostatique sur les fermes, ne satisfont pas aux critères de stabilité au déversement sous toutes les combinaisons considérées pour les vérifications. Ceci justifie la dégradation rapide de ces pannes comme le montre la Figure A.33 ci-dessous.
- Les pannes hyperstatiques, en revanche, satisfont le critère de stabilité au déversement sous la combinaison 2 (considérée comme la plus contraignante en configuration initiale du bâtiment étudié). La vérification de la stabilité au déversement des pannes hyperstatiques n'est, cependant, pas satisfaite sous la combinaison 6 qui est la plus contraignante de toutes les combinaisons (pour la configuration actuelle).



Figure A.33 : Photo montrant la détérioration d'une des pannes de coin de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021)

A.2.1.4.4 Vérification des pannes IPN 120 aux ELS

Selon l'Eurocode 3, les flèches des poutres doivent être contrôlées sous conditions de service suivantes :

- actions variables ;
- actions permanentes et variables.

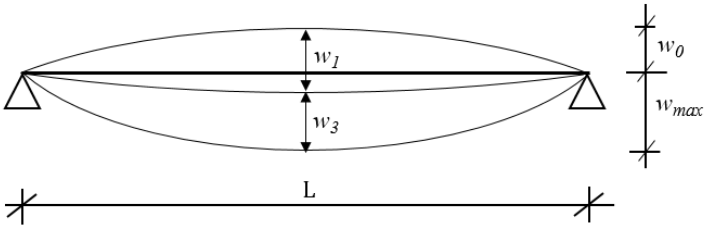


Figure A.34 : Vérification des flèches

Les vérifications des flèches se feront sous les actions d'état limite de service (Tableau A.7). Les poutres de la structure étant en acier, il n'y a pas lieu de prendre en compte la flèche à terme w_2 liée au fluage. Il est supposé que les poutres ne présentent pas de contre-flèche ; la flèche w_0 sera donc prise égale à zéro.

Ainsi, les différentes flèches à évaluer sont :

- w_1 : flèche sous actions permanentes,
- w_3 : flèche sous actions variables,
- w_{max} : déplacement mesuré par rapport à la corde de la poutre dans l'état final de mise en charge

A.2.1.4.4.1 Panne isostatique PI1

Pour une charge uniformément répartie sur une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités, l'expression de la flèche est :

$$w = \frac{5\ pl^4}{384\ EI}$$

les valeurs de charges à considérer pour cette vérification sont tirées du Tableau A.7 ci-dessus.

Pour le plan d'inertie maximale y-y

Les flèches sous actions permanentes, $\sum g_{z,\ Ek,}$ valent :

$$w_1 = \frac{5\ pl^4}{384\ EI_y} = \frac{5 \times 0{,}200 \times (4{,}86)^4}{384 \times 210000.\ 10^3 \times 328.10^{-8}} = 2{,}11 \text{ mm}$$

Les flèches sous actions variables, valent :

Panne P_{31} : $w_3 = \frac{5\ pl^4}{384\ EI_y} = \frac{5 \times 2{,}447 \times (4{,}86)^4}{384 \times 210000.\ 10^3 \times 328.10^{-8}} = 25{,}81$ mm (charge de vent descendante w_{Ek1})

La flèches maximale vaut : $w_{max} = w_1 + w_3 = 27{,}92$ mm

Le critère de flèche, pour un confort visuel, sera fixé à L/150 (poutres de toiture).

Ainsi, La valeur limite de la flèche totale ($w_{lim,\ max}$) sera de :

$$w_{lim,\ max} = \frac{L}{150} = \frac{4860}{150} = 32{,}4 \text{ mm} > w_{max} = 27{,}92 \text{ mm (condition satisfaite)}$$

Pour le plan d'inertie minimale z-z

Ces pannes sont posées perpendiculairement aux parties en encorbellement de fermes (dont l'axe neutre est horizontal), Il n'y aura pas de déformation dans le plan de faible inertie (sauf par influence du déversement de la panne).

A.2.1.4.4.2 Panne hyperstatique P4

Les calculs des valeurs de flèches de la panne hyperstatique sont faits à l'aide du logiciel Ossa2d. les critères de vérification restent les mêmes que ceux de la panne isostatique. Le Tableau A.7 donne les valeurs de charges à considérer pour la détermination des valeurs de flèches.

Pour le plan d'inertie maximale y-y

La flèche sous actions permanentes, $\sum g_{z,\ Ek}$, vaut : $w_1 = 0{,}5$ mm

La flèche sous actions variables vaut : $w_3 = 6{,}2$ mm (charge de vent descendante w_{Ek1})

La flèche maximale vaut donc : $w_{max} = w_1 + w_3 = 6{,}7$ mm

Le critère de flèche, pour un confort visuel, est fixé à L/150 (poutres de toiture).

Ainsi, La valeur limite de la flèche totale $w_{lim,\ max}$ vaut :

$w_{lim,\ max} = \frac{L}{150} = \frac{4120}{150} = 27{,}466$ mm > w_{max} = 6,7 mm (condition satisfaite)

Pour le plan d'inertie minimale z-z

La flèche sous actions permanentes, $\sum g_{y,\ Ek}$, vaut : w_1 = 4 mm

La flèche sous actions variables vaut : w_3 = 15,2 mm (sous charge variable $q_{y,\ Ek}$)

La flèche maximale vaut donc : $w_{max} = w_1 + w_3 = 19{,}2$ mm

Le critère de flèche, pour un confort visuel, est fixé à L/150 (poutres de toiture).

Ainsi, La valeur limite de la flèche totale $w_{lim,\ max}$ vaut :

$w_{lim,\ max} = \frac{L}{150} = \frac{4120}{150} = 27{,}466$ mm > w_{max} = 19,2 mm (condition satisfaite).

Conclusion

Les pannes du bâtiment étudié satisfont pleinement aux vérifications des flèches aux ELS.

A.2.1.5 Conclusions sur l'étude des pannes

Comme conclusion générale sur les vérifications, aux ELU et ELS, des pannes effectuées ci-dessous, il a été montré que le critère de stabilité au déversement, non satisfaisant pour certaines pannes et dans certaines combinaisons, est celui qui doit guider les différentes solutions à apporter aux pannes endommagées de la toiture du Palais de justice de Mbanza-Ngungu.

Aussi, la raison de l'utilisation de ce profilé en acier de section IPN 120, pour ces pannes, peut être justifiée par le fait qu'à l'époque de la construction dudit bâtiment, la pression du vent n'était souvent pas prise en compte pour des bâtiments d'habitation de moins de 25 m de haut, convenablement entretoisés par des planchers et des murs de refend, et dont la hauteur était inférieure à deux fois le plus petit côté de la base du bâtiment comme stipulé par l'institut belge de normalisation à la « 3^{e} édition du règlement pour la construction des charpentes métalliques de mars 1937 ».

A.2.1.6 Analyses des fermes

A.2.1.6.1 Description des différentes fermes à analyser

A la Figure A.35 ci-dessous, six fermes, encadrées en mauve et représentatives de l'ensemble des fermes de la toiture, sont identifiées et analysées dans cette annexe. Les membrures ou arbalétriers de ces fermes sont de profilé J 127x76 et assurent la transmission des charges de la toiture vers les éléments porteurs verticaux (poteaux des portiques) sur lesquels elles sont appuyées. Les charges à considérées sur les fermes sont celles de leur poids propre et celles issues des Tableau A.10 et Tableau A.11 donnant les réactions d'appui des pannes sur les fermes.

Les schémas statiques et de chargement de ces fermes sont donnés aux paragraphes traitant de leurs analyses (du §A.2.1.6.2 au §A.2.1.6.7). Les analyses de ces fermes sont faites via le logiciel Ossa2d (décrit au § A.1.4).

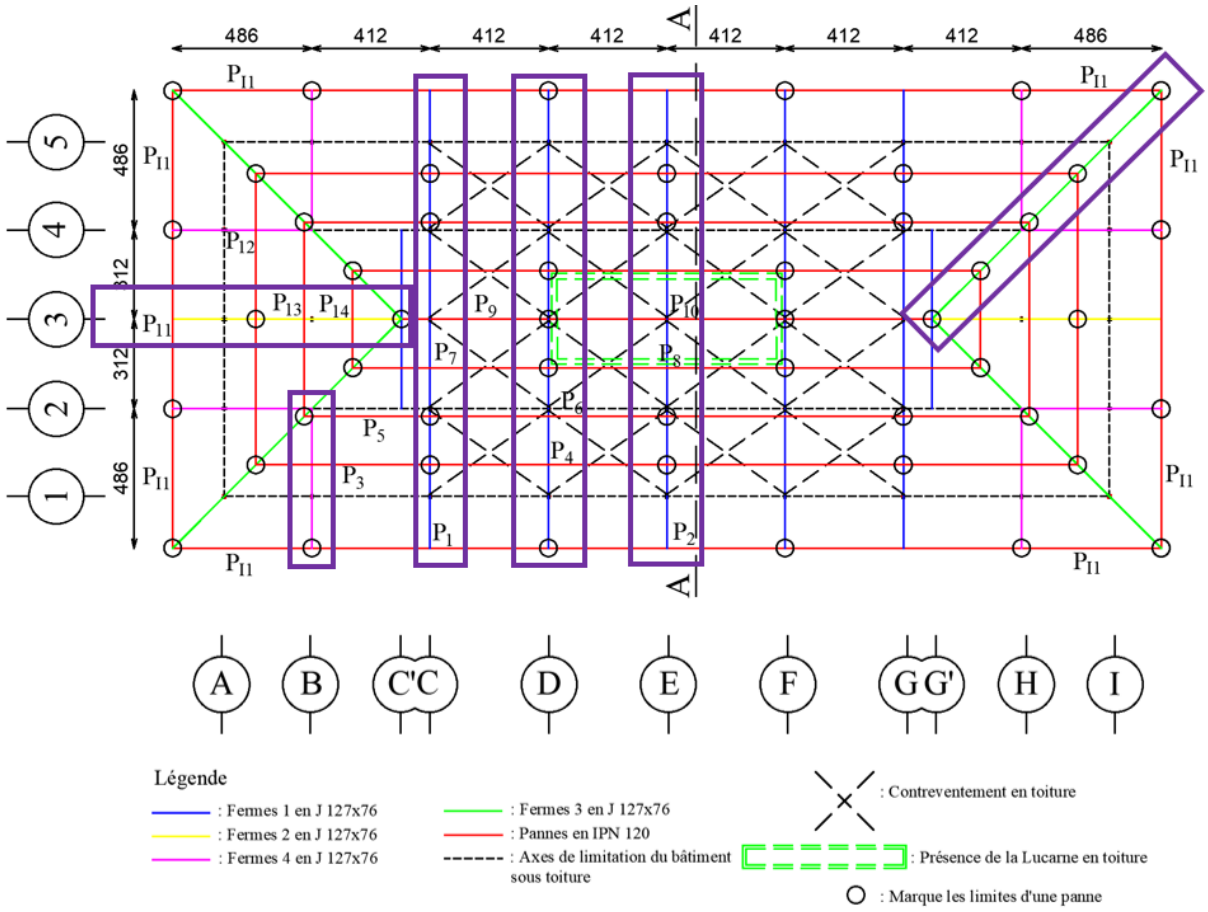


Figure A.35 : Identification des fermes à analyser

Note :

- Les réactions d'appui d'une panne à appliquer sur une ferme dépendront scrupuleusement de la position qu'occupe la ferme comme appui de la panne. En d'autres termes, si une ferme est un appui du milieu pour une panne, ce sont les réactions d'appui du milieu (R_M), de cette panne, qui sont prises comme charges ponctuelles appliquées sur la ferme pour les différents cas de charges.
  Pour aider les lecteurs à la compréhension de ce qui vient d'être dit, les notations P_{iD}, P_{iG}, ou P_{iM}, des pannes accompagneront les schémas statiques des fermes. Dans ces notations, l'indice « i » renvoie au numéro de la panne, tandis que les indices, suivant l'indice « i », « D, G et M » renvoient aux positions qu'occupent les fermes comme appuis des pannes.
- Pour les charges permanentes (g_{Ek}) et les charges d'entretien (q_{Ek}), ce sont les valeurs des réactions d'appui non projetées, sur les axes principaux d'inertie de pannes, qui sont transmises aux fermes.
- Comme il est à constater sur la Figure A.35 ci-dessus, trois fermes de type « Ferme 1 » sont analysées de manière à bien évaluer les charges, provenant des fermes, à transmettre aux portiques.
- Il faudrait rappeler que les vérifications des éléments porteurs de la toiture sont faites en considérant les configurations initiale et actuelle en termes de charges et combinaisons de charges à prendre en compte.

A.2.1.6.2 Ferme 1-A

La ferme 1-A est celle qui est située au milieu du bâtiment - encadrée en mauve et près de la ligne de coupe A-A sur la Figure A.35 ci-dessus. Outre les charges définies au §A.2.1.6.1, cette ferme supportera aussi les charges provenant de la lucarne située à la partie centrale du bâtiment, et dont les valeurs de charges, transmises aux positions des pannes P_8 et P_{10} de la ferme étudiée, sont respectivement estimées à 0,7 kN et 1,0 kN (voir Figure A.40 ci-dessous).

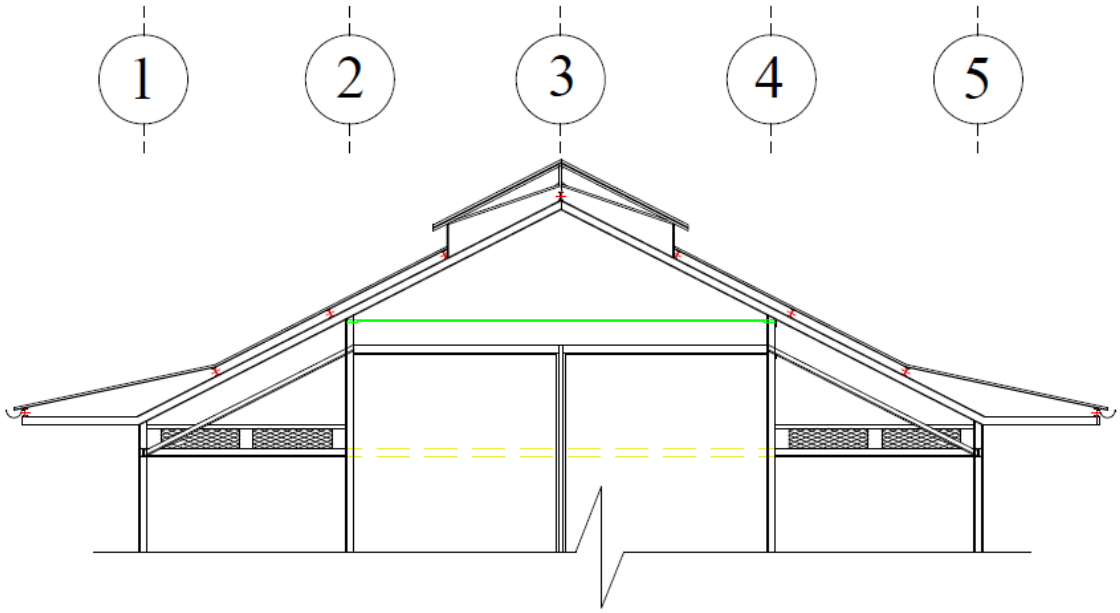


Figure A.36 : Schéma représentatif des fermes 1 sous lucarne

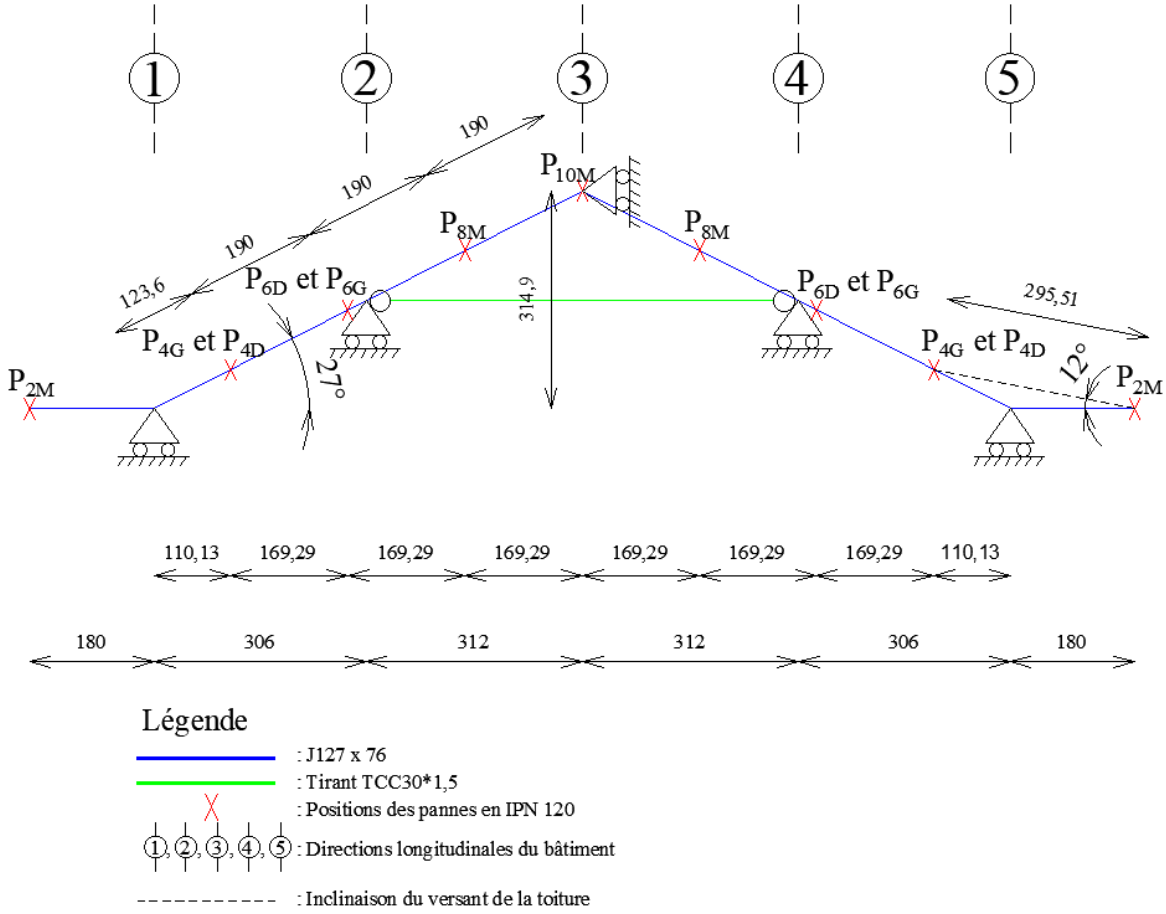


Figure A.37 : Schéma statique de la ferme 1-A (Dimensions en [cm])

A.2.1.6.2.1 Charges caractéristiques sur la ferme 1-A

a. Poids Propre de la ferme G_{Ek1}

Fermes avec traverses de profilé J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

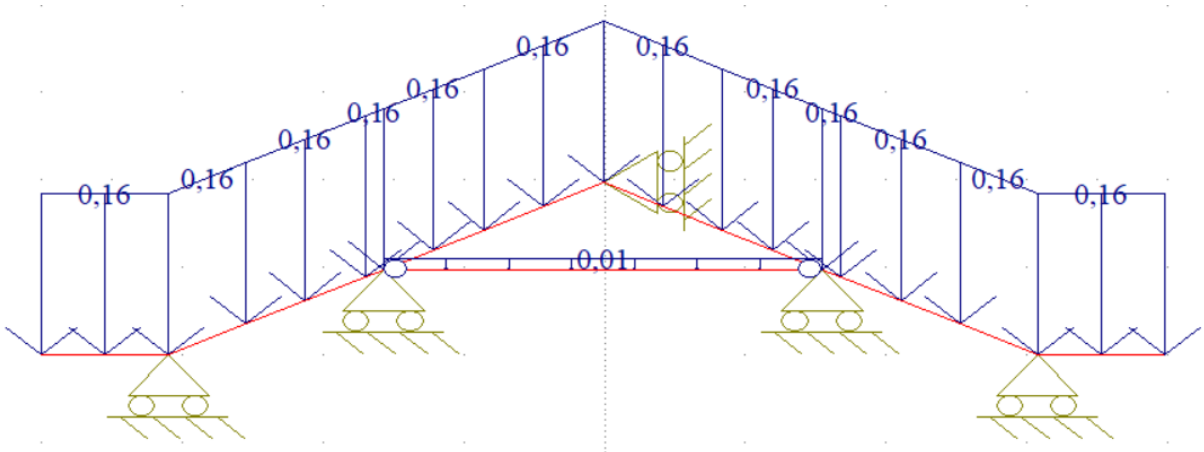


Figure A.38 : Charges poids propre ferme 1-A

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) G_{Ek2}= R ($\sum g_{Eki}$) - Tableau A.10 et Tableau A.11

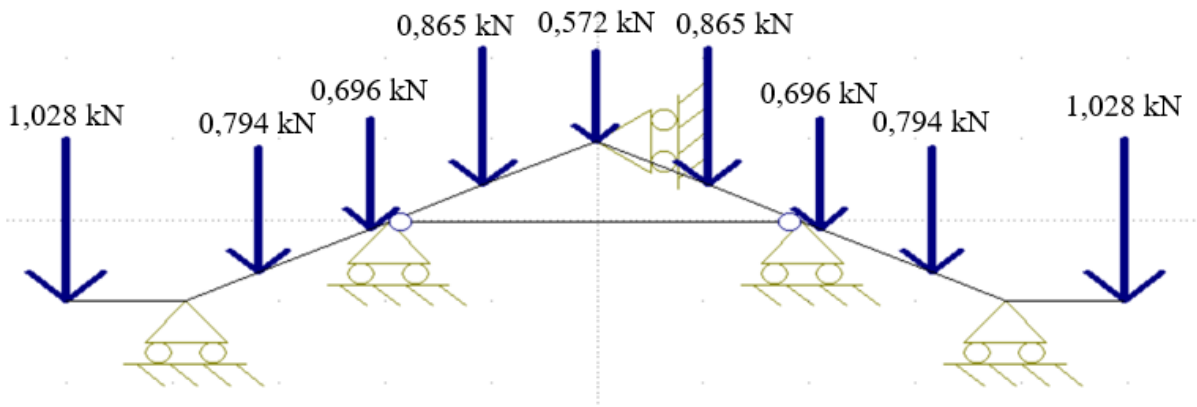


Figure A.39 :Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-A

c. Charges permanentes lucarne G_{Ek4}

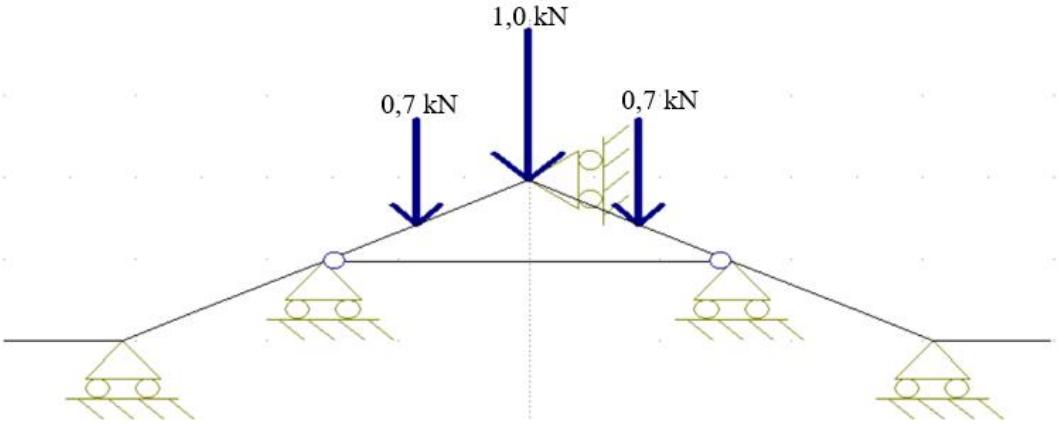


Figure A.40: Charges de la lucarne sur la ferme 1-A

d. Charge variable (toiture) Q_{Ek} = R (q_{Ek}) - Tableau A.10 et Tableau A.11

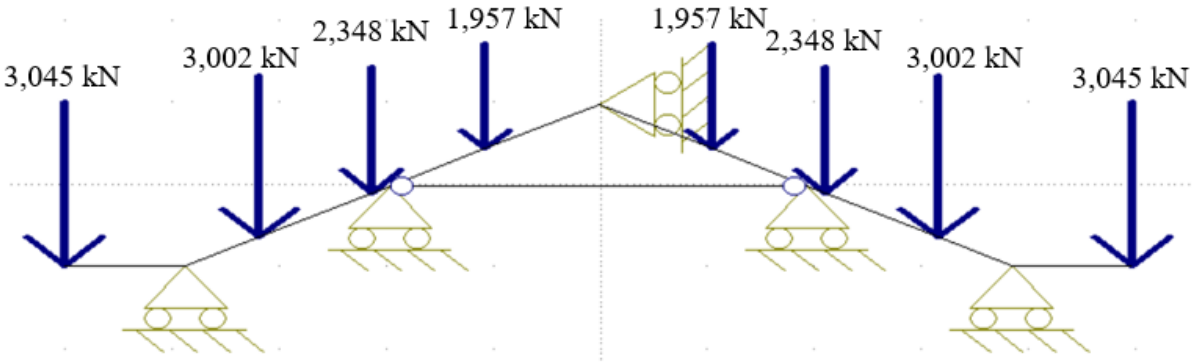


Figure A.41 : Charges variables sur la ferme 1-A

e. Charges de vent

1. Pression $W_{Ek1} = R\ (w_{Ek1})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

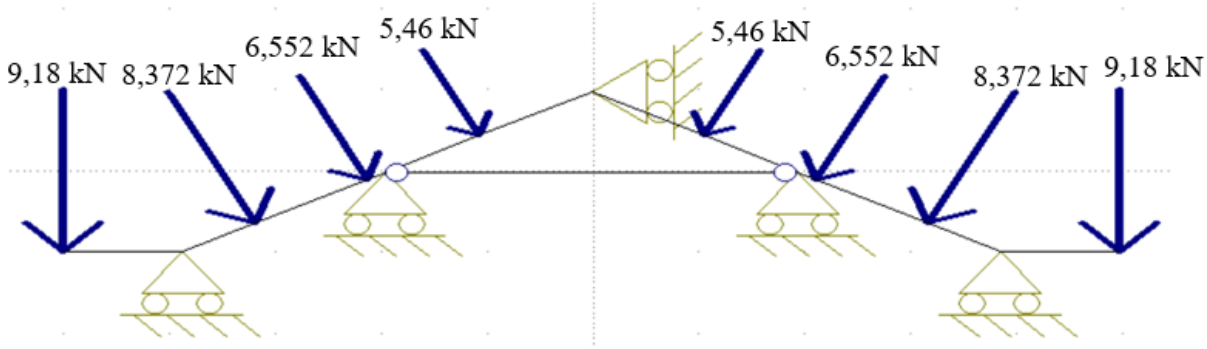


Figure A.42 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-A

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

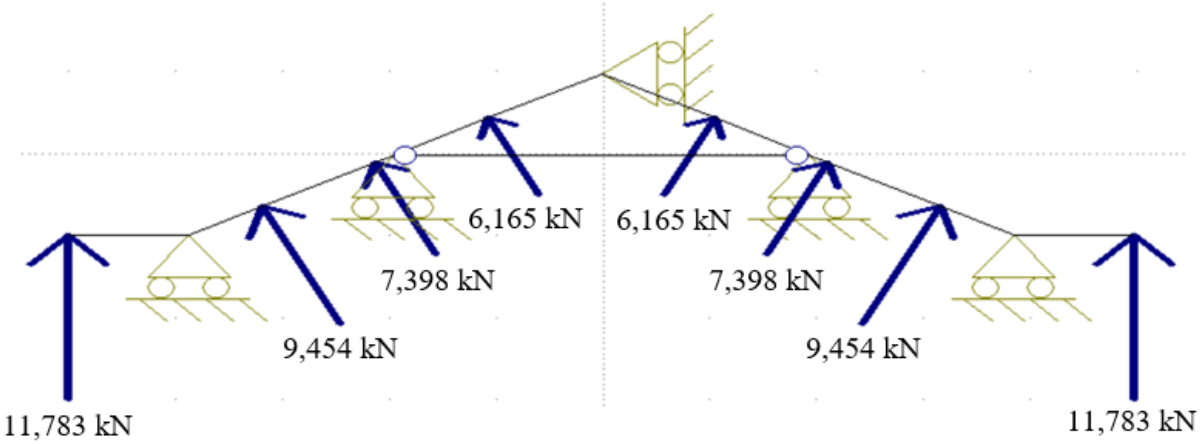


Figure A.43 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-A

A.2.1.6.2.2 Combinaisons d'actions

Les différentes combinaisons d'actions sont données au Tableau A.17 ci-dessous.

Tableau A.17 : Combinaisons d'actions sur la ferme 1

N°	ELS	ELU
1	$\sum G_{Eki}$	$1{,}35\ \sum G_{Eki}$
2	$\sum G_{Eki}$ - Tôles	$1{,}35\ (\sum G_{Eki}$ - Tôles)
3	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek}$	$1{,}35\ \sum G_{Eki} + 1{,}5\ Q_{Ek}$
4	$\sum G_{Eki} + W_{Ek1}$	$1{,}35\ \sum G_{Eki} + 1{,}5\ W_{Ek1}$
5	$\sum G_{Eki} + W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1{,}5\ W_{Ek2}$
6	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek} + 0{,}6\ W_{Ek1}$	$1{,}35\ \sum G_{Eki} + 1{,}5\ Q_{Ek} + 0{,}9\ W_{Ek1}$
7	$\sum G_{Eki} + Q_{Ek} + 0{,}6\ W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1{,}5\ Q_{Ek} + 0{,}9\ W_{Ek2}$
8	$\sum G_{Eki} + 0{,}7\ Q_{Ek} + W_{Ek1}$	$1{,}35\ \sum G_{Eki} + 1{,}05\ Q_{Ek} + 1{,}5\ W_{Ek1}$
9	$\sum G_{Eki} + 0{,}7\ Q_{Ek} + W_{Ek2}$	$\sum G_{Eki} + 1{,}05\ Q_{Ek} + 1{,}5\ W_{Ek2}$

A.2.1.6.2.3 Réactions d'appuis par Ossa 2d

Soit la numérotation des nœuds reprise à la Figure A.44 ci-dessous :

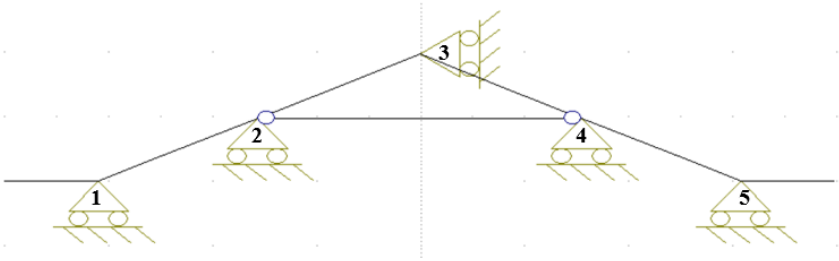


Figure A.44 : Numérotation des appuis de la ferme 1-A

Note : les réactions au nœud 3 sont nulles et ne sont pas reportées au Tableau A.18 ci-dessous.

Tableau A.18 : Réactions d'appui sur la ferme 1-A

Charges	Réactions d'appui verticales en kN			
	V_1	V_2	V_4	V_5
$\sum G_{Eki}$	2,73	3,61	3,61	2,73
Q_{Ek}	6,93	3,42	3,42	6,93
W_{Ek1}	21,25	6,09	6,09	21,25
W_{Ek2}	-26,47	-5,82	-5,82	-26,47

A.2.1.6.2.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 1-A

Tableau A.19 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-2,859	-1,751	-11,080	-27,645	28,956	-25,952	8,008	-33,400	23,201
N_{Ed} (kN)	-6,166	-5,582	-10,511	-16,544	10,407	-16,738	7,397	-19,586	11,103
V_{Ed} (kN)	-1,788	-1,173	6,885	17,824	-18,182	16,565	-5,137	21,461	-14,546

La combinaison donnant les valeurs les plus contraignantes, aux ELU, est la combinaison 8 : M_{Ed} = -33,4 kNm, N_{Ed} = -19,586 kN (compression), V_{Ed} = 21,461 kN

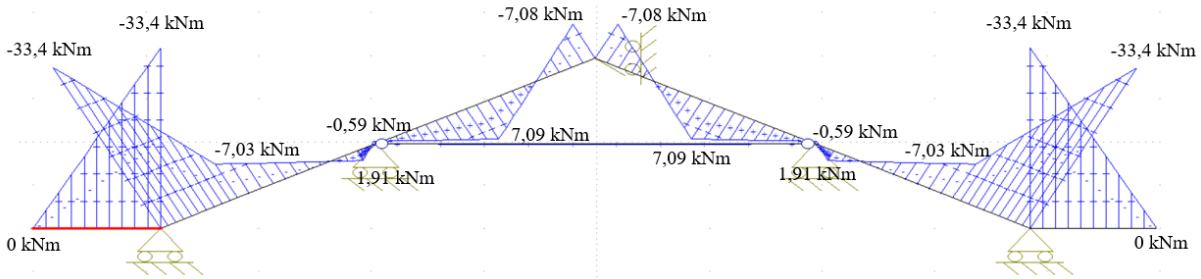


Figure A.45 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8)

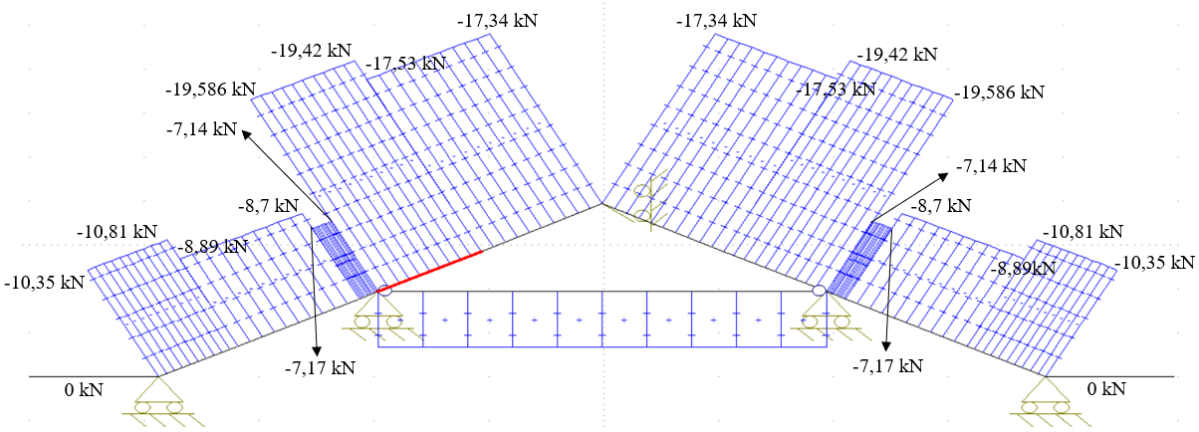


Figure A.46 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8)

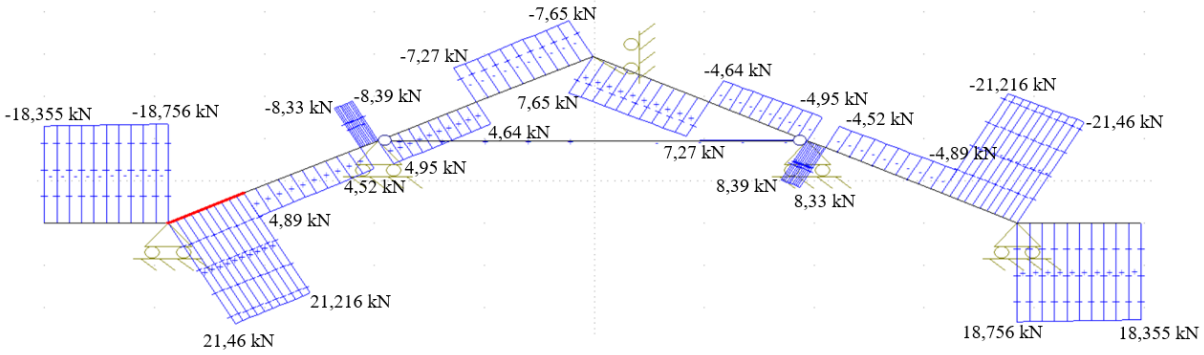


Figure A.47 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8)

A.2.1.6.3 Ferme 1-B

Les fermes 1-B sont celles situées sur les directions D et F de la Figure A.35 ci-dessus. Ces fermes aussi supporteront une partie de charges permanentes de la lucarne dont les valeurs sont estimées à 0,35 kN et 0,5 kN. Ces charges, comme pour le cas précédent, sont appliquées aux positions des pannes P_8 et P_{10} de la ferme étudiée.

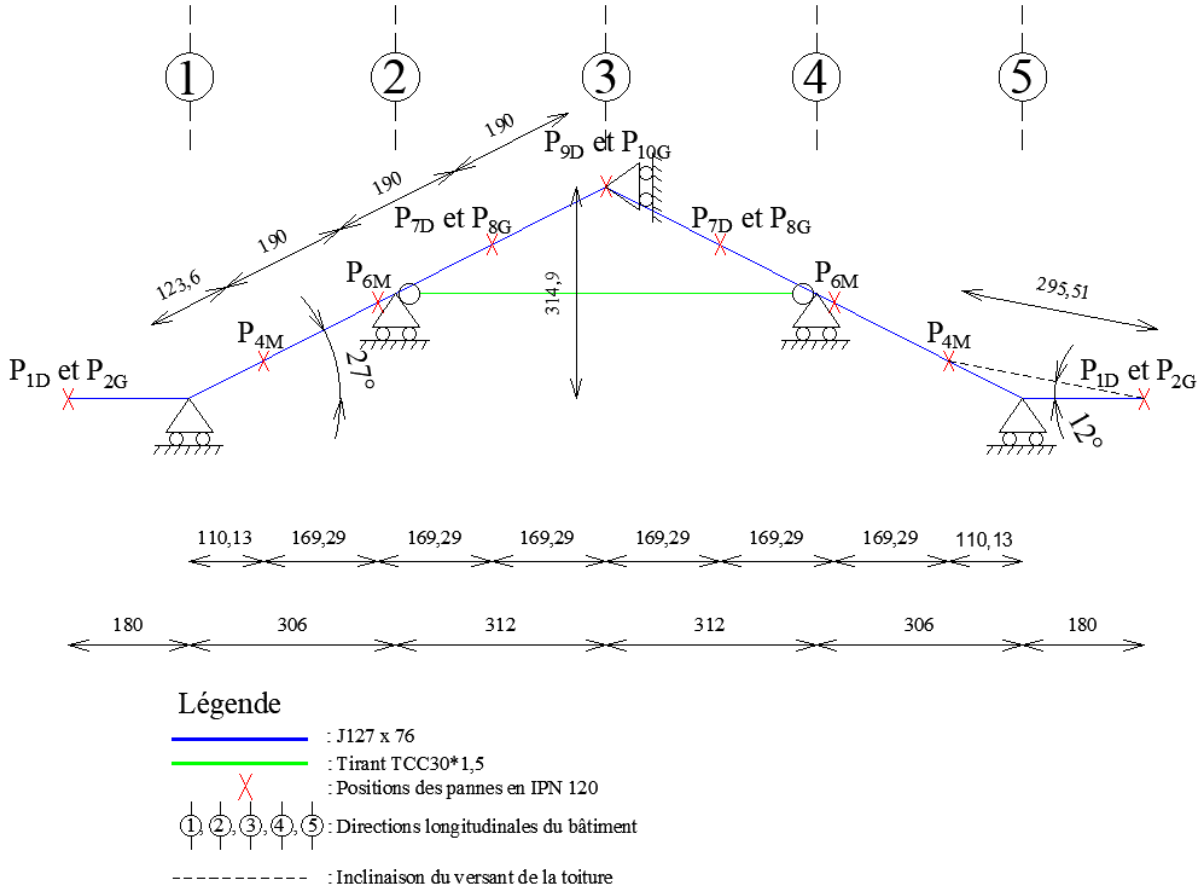


Figure A.48 : Schéma statique de la ferme 1-B (Dimensions en [cm])

A.2.1.6.3.1 Charges caractéristiques sur la ferme 1-B

a. Poids Propre de la ferme G_{Ek1}

Fermes avec traverses en J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

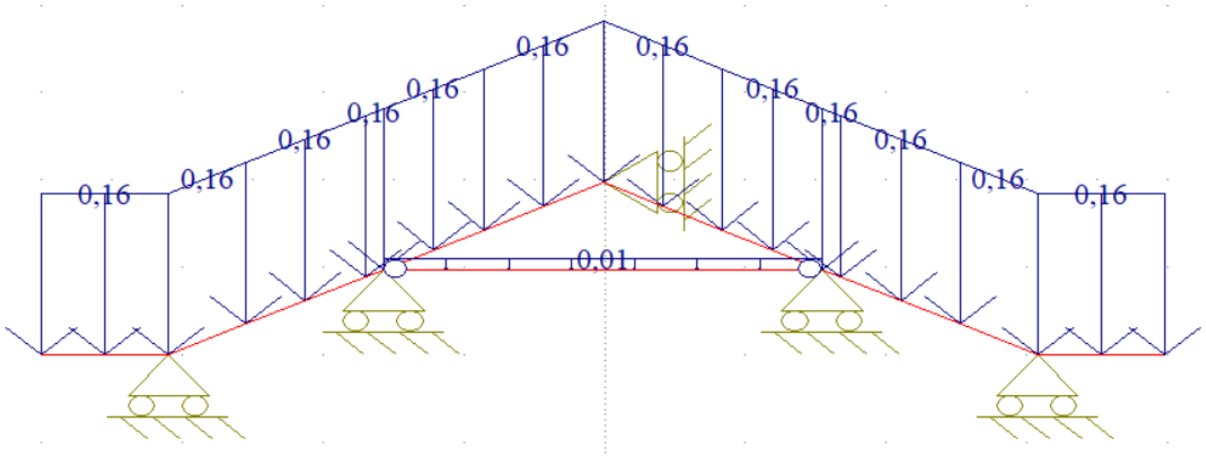


Figure A.49 : Charges poids propre ferme 1-B

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) G_{Ek2}= R ($\sum g_{Eki}$) - Tableau A.10 et Tableau A.11

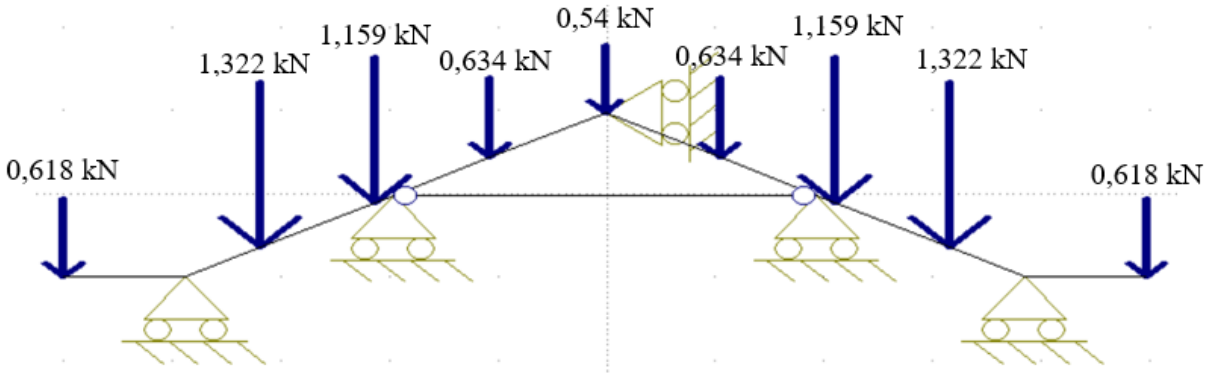


Figure A.50 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-B

c. Charges permanentes lucarne G_{Ek4}

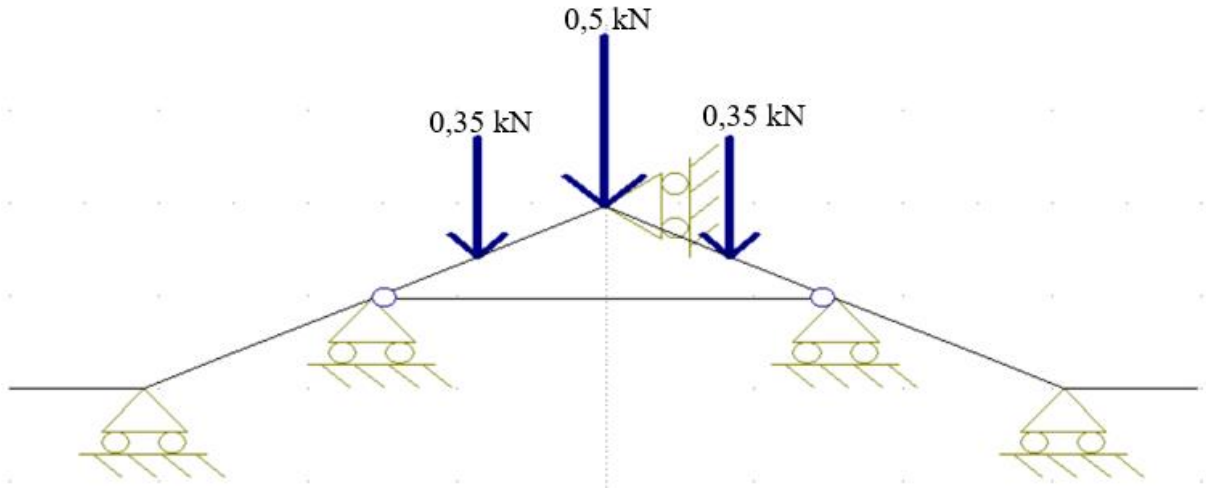


Figure A.51: Charges de la lucarne sur la ferme 1-B

d. Charge variable (toiture) Q_{Ek} = R (q_{Ek}) - Tableau A.10 et Tableau A.11

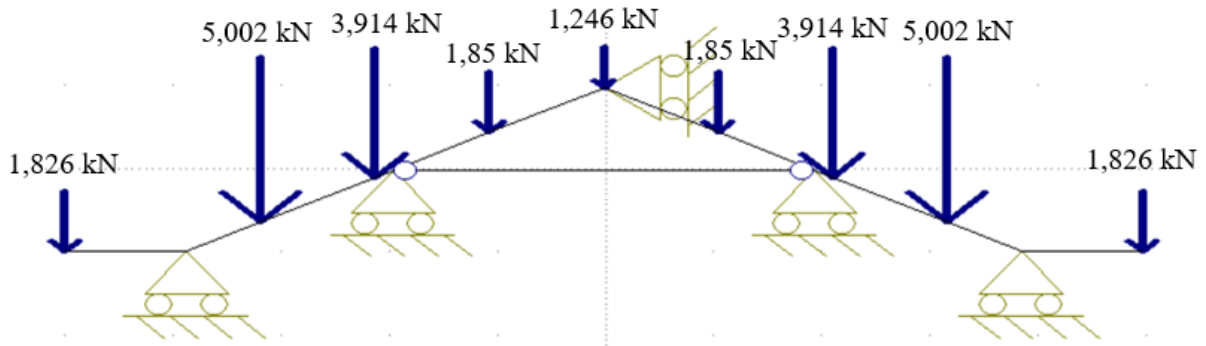


Figure A.52 : Charges variables sur la ferme 1-B

e. Charges de vent

1. Pression $W_{Ek1} = R\ (w_{Ek1})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

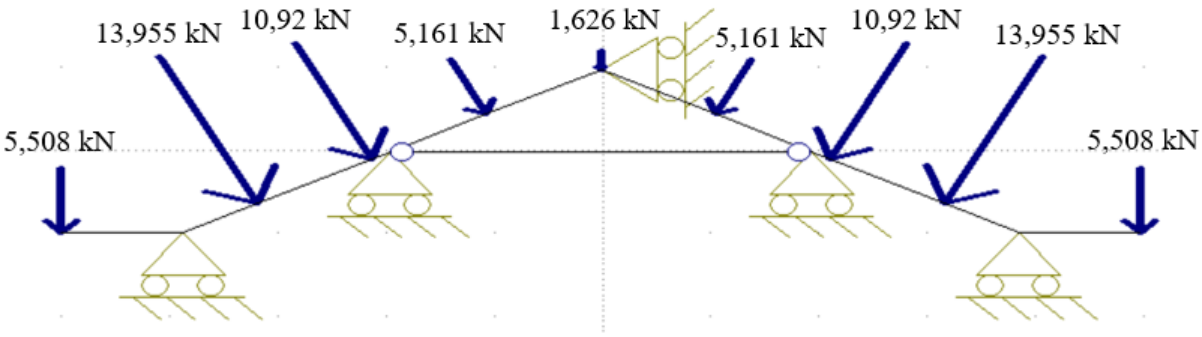


Figure A.53 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-B

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

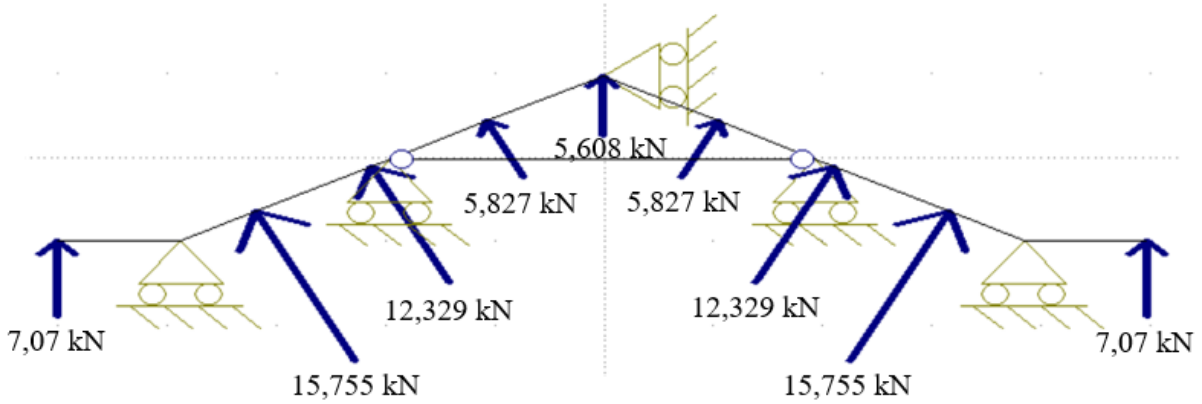


Figure A.54 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-B

A.2.1.6.3.2 Combinaisons d'actions :

Idem Ferme 1-A (cf. §Tableau A.17)

A.2.1.6.3.3 Réactions d'appui par Ossa 2d

Soit la numérotation des nœuds reprise à la Figure A.55 ci-dessous :

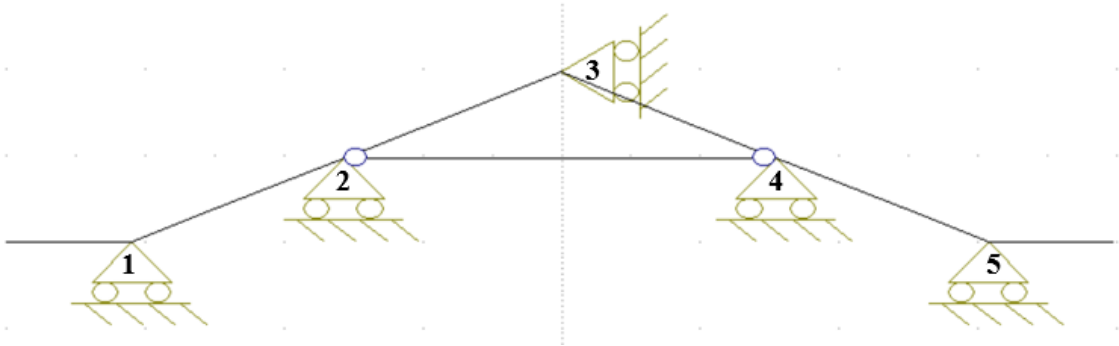


Figure A.55 : Numérotation des appuis de la ferme 1-B

Note : les réactions au nœud 3 sont nulles et ne sont pas reportées au Tableau A.20 ci-dessous.

Tableau A.20 : Réactions d'appui sur la ferme 1-B

Charges	Réactions d'appui verticales en kN			
	V_1	V_2	V_4	V_5
$\sum G_{Eki}$	2,39	3,69	3,69	2,39
Q_{Ek}	5,98	7,24	7,24	5,98
W_{Ek1}	18,64	14,44	14,44	18,64
W_{Ek2}	-22,46	-17,63	-17,63	-22,46

A.2.1.6.3.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 1-B

Tableau A.21 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-1,862	-1,192	-6,793	-16,734	17,227	-15,715	4,661	-20,185	13,776
N_{Ed} (kN)	-3,984	-3,374	-8,478	-12,211	12,488	-13,414	10,505	-15,356	13,741
V_{Ed} (kN)	-1,896	-1,037	-8,267	-21,638	19,702	-20,112	-5,266	-26,098	15,242

La combinaison donnant les valeurs les plus contraignantes, aux ELU, est la combinaison 8 : M_{Ed} = -20,185 kNm, N_{Ed} = -15,356 kN (compression), V_{Ed} = -26,098 kN

Note : les fermes 1-B ont des valeurs des efforts internes (MN) faibles par rapport à celles de la ferme 1-A, les diagrammes de ces efforts internes (MNV) ne sont pas représentés.

A.2.1.6.4 Ferme 1-C

Les fermes 1-C sont celles situées sur les directions C et G de la Figure A.35 ci-dessus. Contrairement aux deux premières, ces fermes ne supporteront pas les charges provenant de la lucarne.

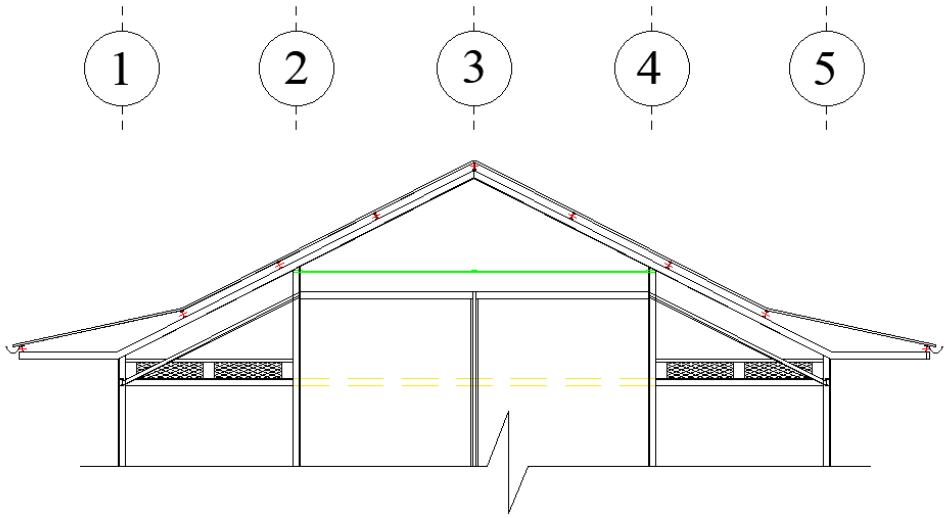


Figure A.56 : Schéma représentatif des fermes 1-C

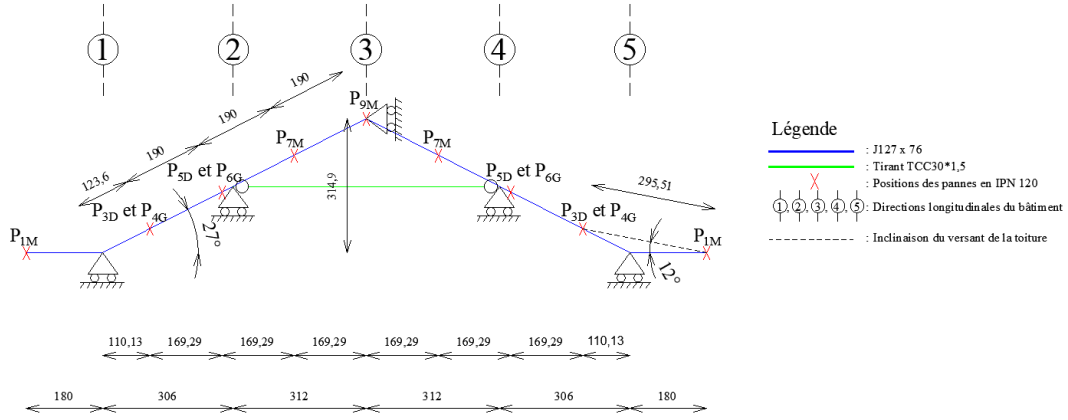


Figure A.57 : Schéma statique de la ferme 1-C (Dimensions en [cm])

A.2.1.6.4.1 Charges caractéristiques sur la ferme 1-C

a. Poids Propre de la ferme G_{Ek1}

Fermes avec traverses de profilé J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

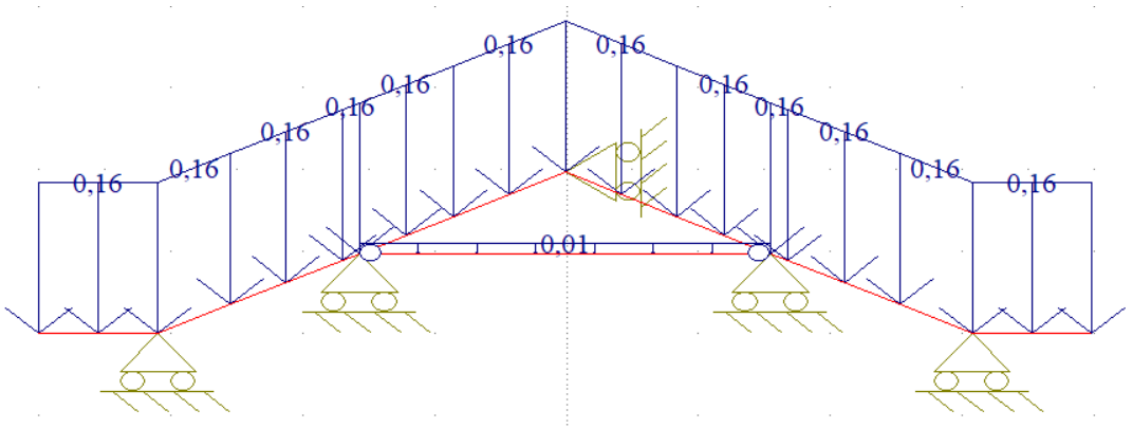


Figure A.58 : Charges poids propre ferme 1-C

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) G_{Ek2}= R ($\sum g_{Eki}$) - Tableau A.10 et Tableau A.11

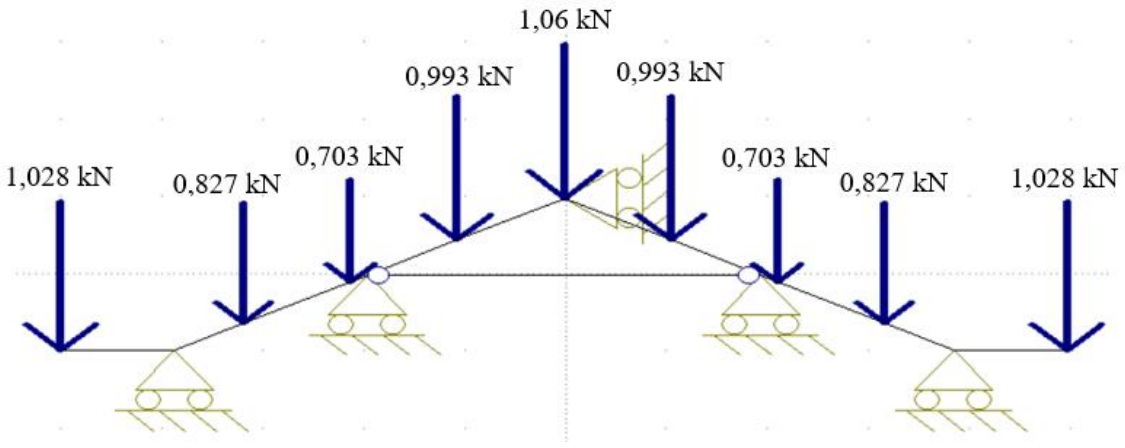


Figure A.59 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-C

c. Charge variable (toiture) $Q_{Ek} = R\ (q_{Ek})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

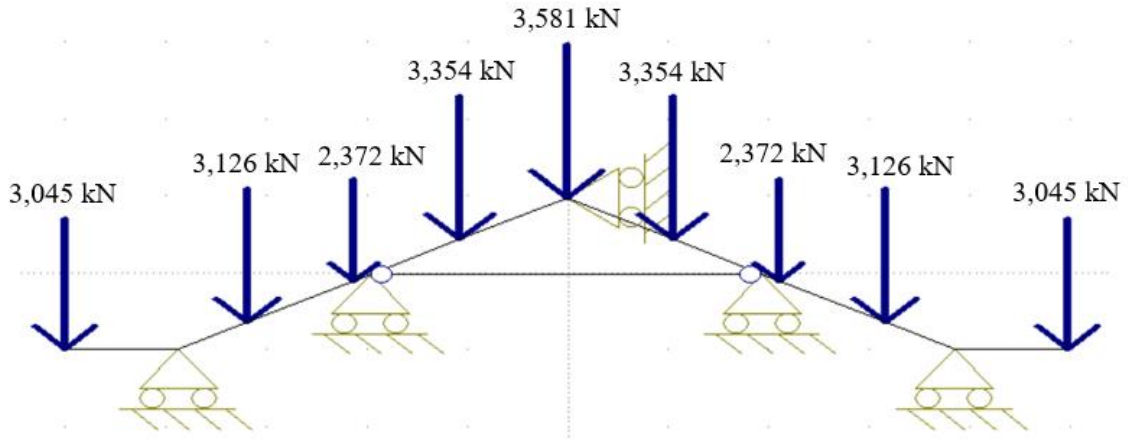


Figure A.60 : Charges variables sur la ferme 1-C

d. Charges de vent

1. Pression $W_{Ek1} = R\ (w_{Ek1})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

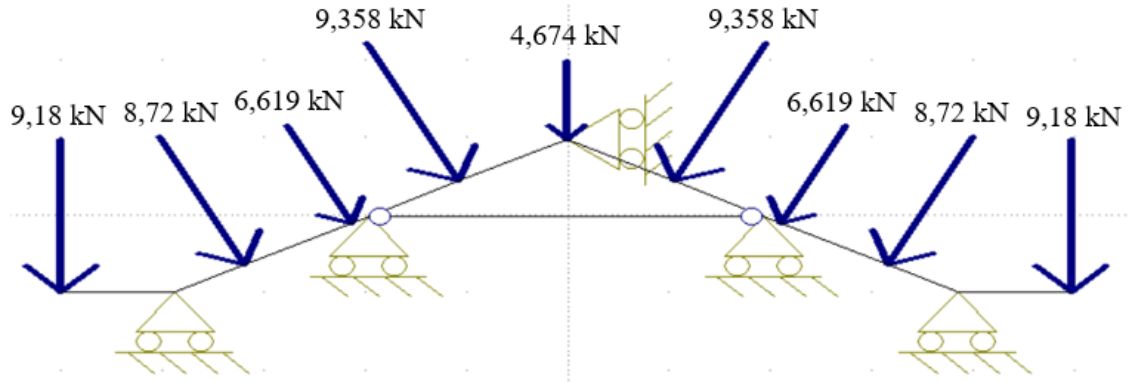


Figure A.61 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-C

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

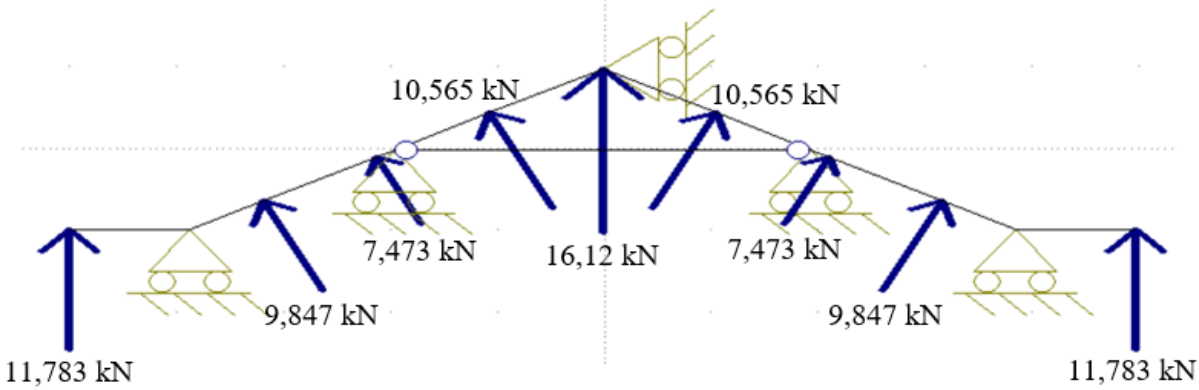


Figure A.62 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-C

A.2.1.6.4.2 Combinaisons d'actions :

Idem Ferme 1-A (cf. § Tableau A.17)

A.2.1.6.4.3 Réactions d'appui par Ossa 2d

Soit la numérotation des nœuds reprise à la Figure A.63ci-dessous :

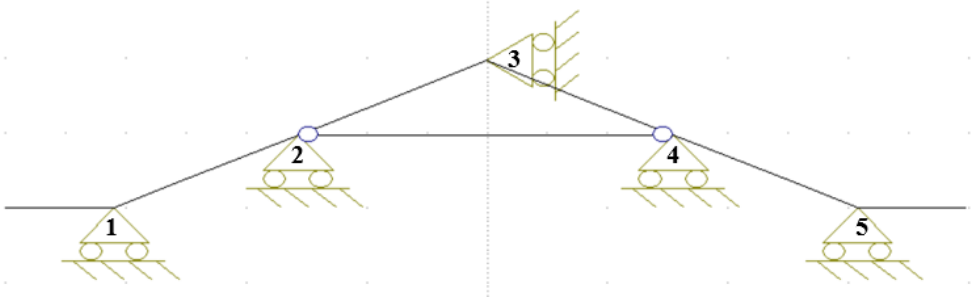


Figure A.63 : Numérotation des appuis de la ferme 1-C

Note : les réactions au nœud 3 sont nulles et ne sont pas reportées au Tableau A.22 ci-dessous.

Tableau A.22 : Réactions d'appui sur la ferme 1-C

Charges	Réactions d'appui verticales en kN			
	V_1	V_2	V_4	V_5
$\sum G_{Eki}$	2,80	2,75	2,75	2,80
Q_{Ek}	6,82	6,87	6,87	6,82
W_{Ek1}	21,07	12,45	12,45	21,07
W_{Ek2}	-26,06	-18,63	-18,63	-26,06

A.2.1.6.4.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 1-C

Tableau A.23 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-2,859	-1,751	-11,080	-27,645	28,956	-25,952	8,008	-33,400	23,201
N_{Ed} (kN)	-4,435	-2,745	-16,958	-27,736	40,143	-30,939	12,458	-36,502	32,975
V_{Ed} (kN)	-1,788	-1,173	6,827	17,669	-17,542	16,361	-4,864	21,202	-14,008

Comme pour les deux premiers cas, la combinaison donnant les valeurs les plus contraignantes aux ELU, est la combinaison 8 avec :
M_{Ed} = -33,4 kNm, N_{Ed} = -36,502 kN (compression), V_{Ed} = -21,202 kN

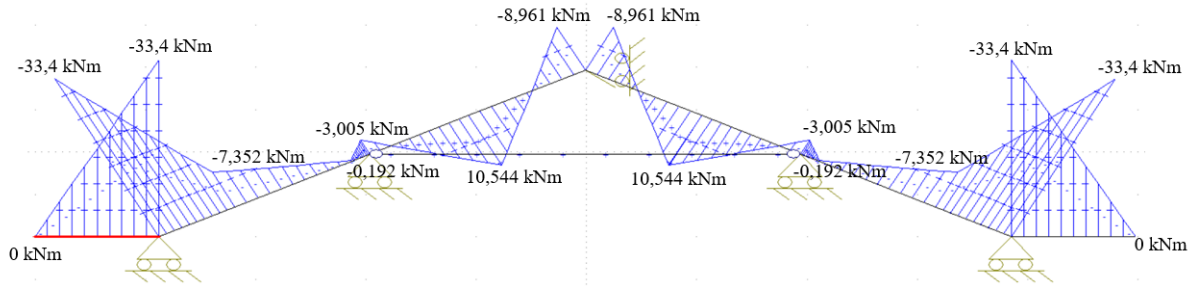


Figure A.64 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8)

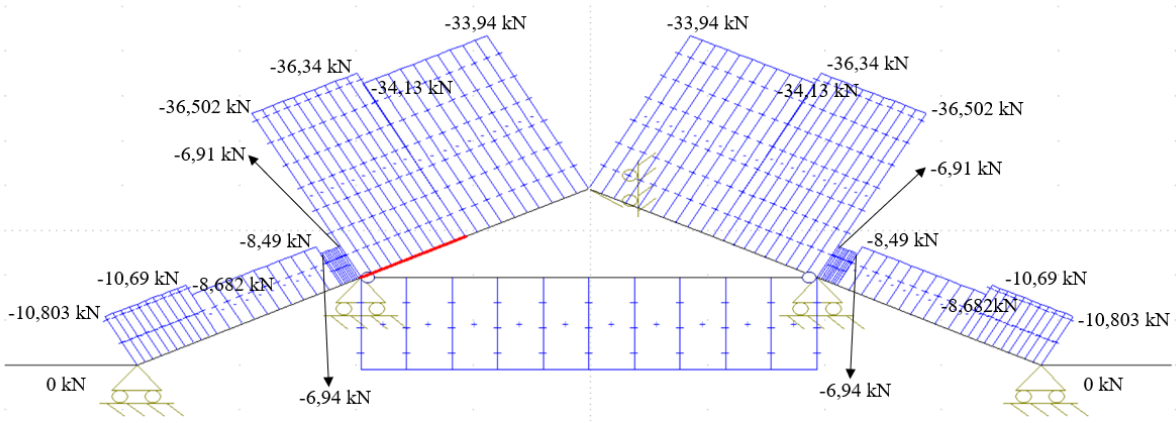


Figure A.65 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8)

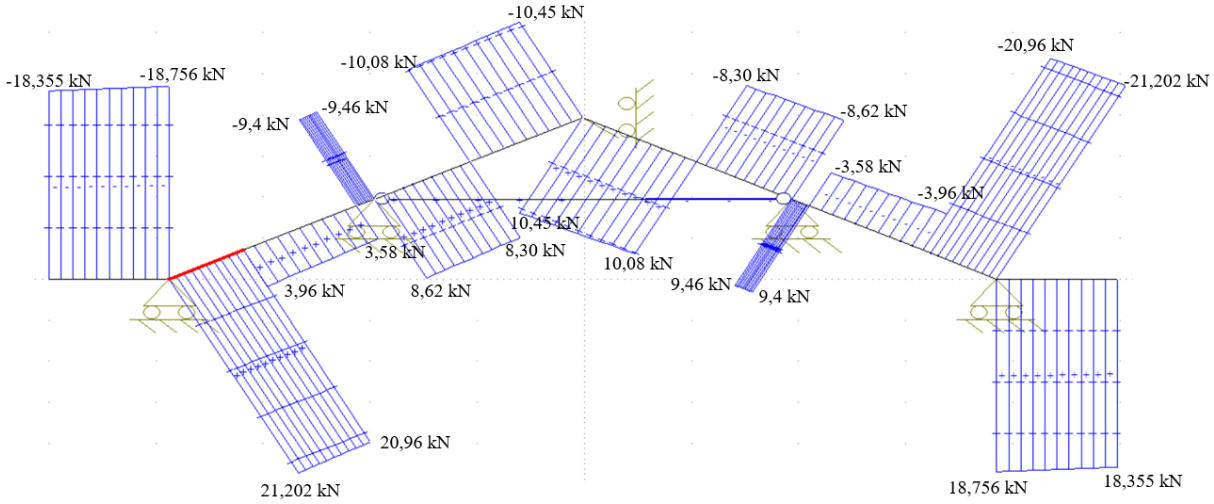


Figure A.66 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8)

A.2.1.6.5 Fermes 2

Les fermes 2 sont celles en jaune sur la Figure A.35.

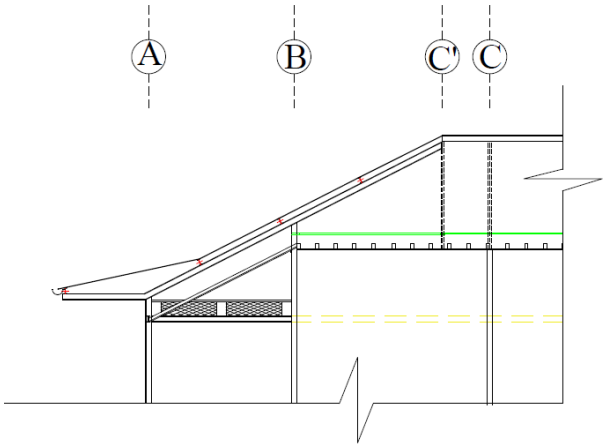


Figure A.67 : Schéma représentatif de la ferme 2

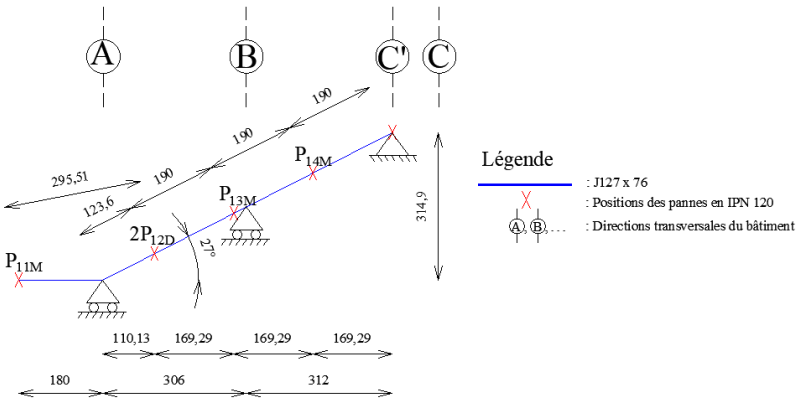


Figure A.68 : Schéma statique ferme 2 - Dimensions en [cm]

A.2.1.6.5.1 Charges caractéristiques sur la ferme 2

a. Poids Propre G_{Ek1}

Fermes avec traverses de profilé J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

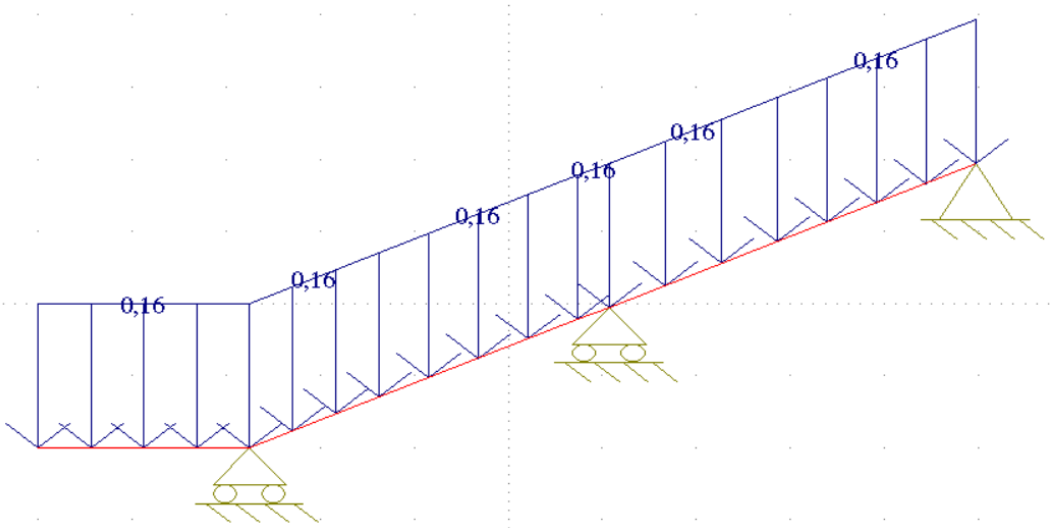


Figure A.69 : Charges poids propre ferme 2

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) G_{Ek2}= R ($\sum g_{Eki}$) - Tableau A.10
Pour le nœuds de la ferme 2 se trouvant sur sa direction C'(Figure A.68), la charge permanente à considérer sera de : G_{Ek2} (tôle) = 0,06 kN/m^2 x 0,381 m^2 = 0,023 kN (charge de la portion de la tôle reprise par la ferme 2 à ce niveau).

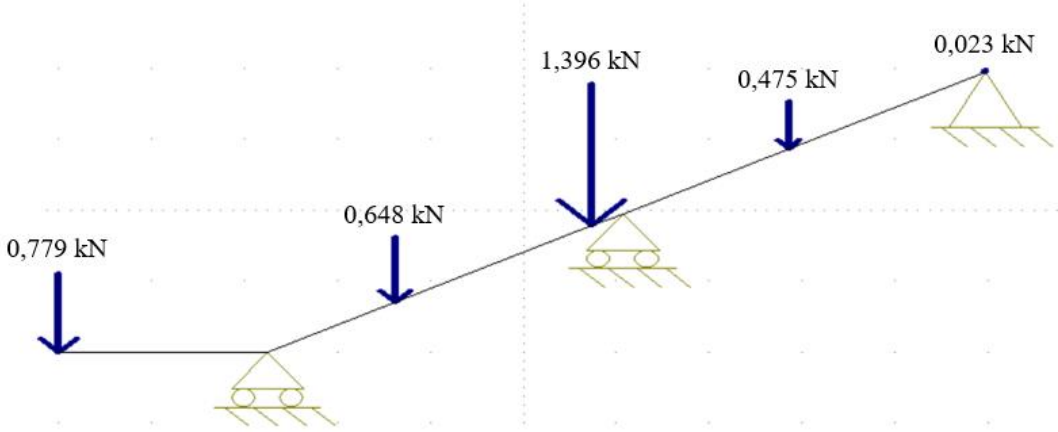


Figure A.70 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 2

c. Charge variable (toiture) Q_{Ek} = R (q_{Ek}) - Tableau A.10
Pour le nœuds de la ferme sur la direction C' : Q_{Ek}= 0,4 kN/m^2 x 0,381 m^2 = 0,152 kN

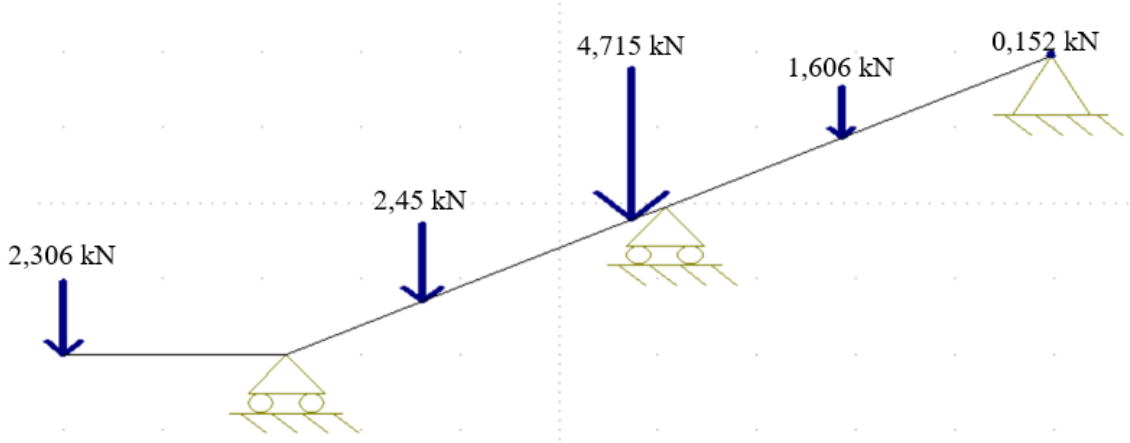


Figure A.71 : Charges variables sur la ferme 2

d. Charges du vent

1. Pression W_{Ek1} = R (w_{Ek1}) - Tableau A.10
Pour le nœuds suivant la direction C', W_{Ek1} = 0,9 kN/m^2 x 0,58 x 0,381 m^2 = 0,199 kN

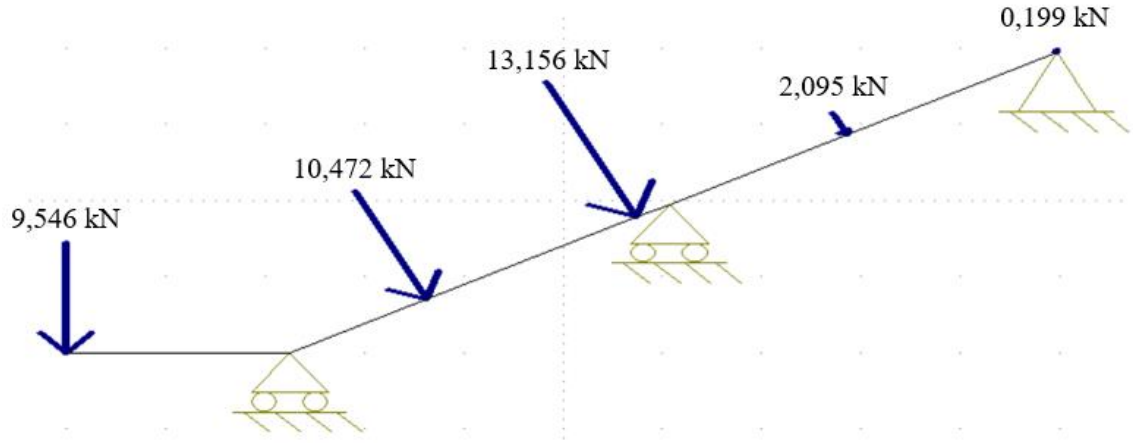


Figure A.72 : Charges de vent (pression) sur la ferme 2

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10
   Pour le nœuds suivant la direction C', $W_{Ek2} = 0,9\ kN/m^2 \times (-2) \times 0,381 m^2 = -0,686\ kN$

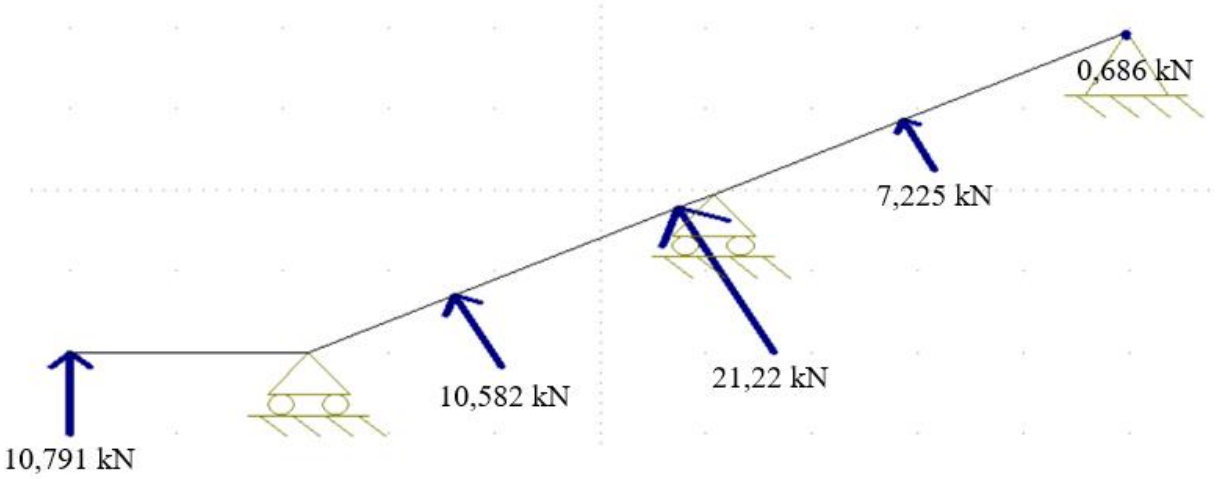


Figure A.73 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 2

A.2.1.6.5.2 Combinaisons d'actions :

Idem Ferme 1-A (cf. § Tableau A.17)

A.2.1.6.5.3 Réactions d'appuis par Ossa 2d

Soit la numérotation des appuis de la Figure A.74 ci-dessous :

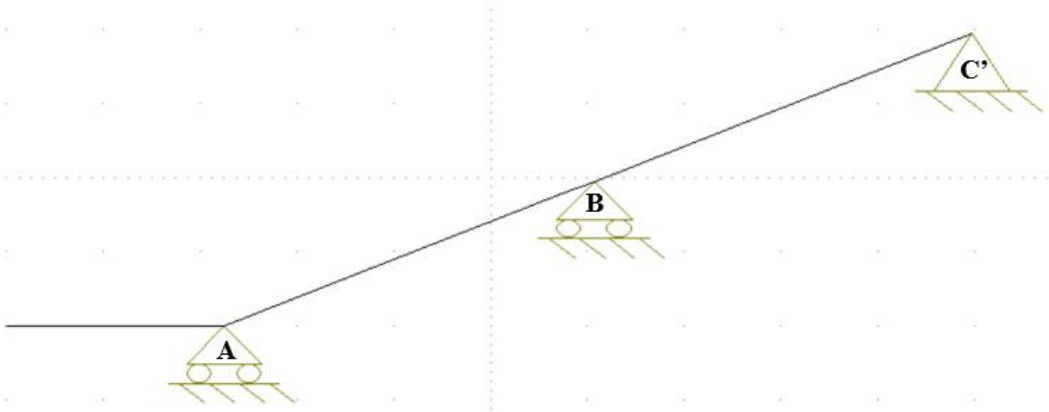


Figure A.74 : Numérotation des appuis de la ferme 2

Tableau A.24 : Les réactions d'appui sur la ferme 2

Charges	Réactions d'appui en kN			
	V_A	V_B	$V_{C'}$	$H_{C'}$
$\sum G_{Eki}$	2,35	1,97	0,44	0
Q_{Ek}	5,449	5,082	0,698	0
W_{Ek1}	23,65	14	-4,99	-11,68
W_{Ek2}	-25,76	-26,15	5,66	17,72

A.2.1.6.5.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 2

Tableau A.25 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-2,254	-1,413	-8,480	-28,028	26,882	-23,944	9,002	-32,386	22,524
N_{Ed} (kN)	0,814	-0,494	3,545	-19,527	28,262	-12,593	17,432	-20,032	28,522
V_{Ed} (kN)	-1,605	-0,985	-6,984	20,388	26,135	17,048	9,683	23,328	22,369

Les combinaisons donnant les valeurs les plus contraignantes, aux ELU, sont :

combinaison 8 : M_{Ed} = -32,386 kNm, N_{Ed} = -20,032 kN, V_{Ed} = 23,328 kN
combinaison 9 : M_{Ed} = 22,524 kNm, N_{Ed} = 28,522 kN, V_{Ed} = 22,369 kN
combinaison 5 : M_{Ed} = 26,882 kNm, N_{Ed} = 28,262 kN, V_{Ed} = 26,135 kN

Cependant, ci-dessous sont donnés les diagrammes pour la combinaison 8.

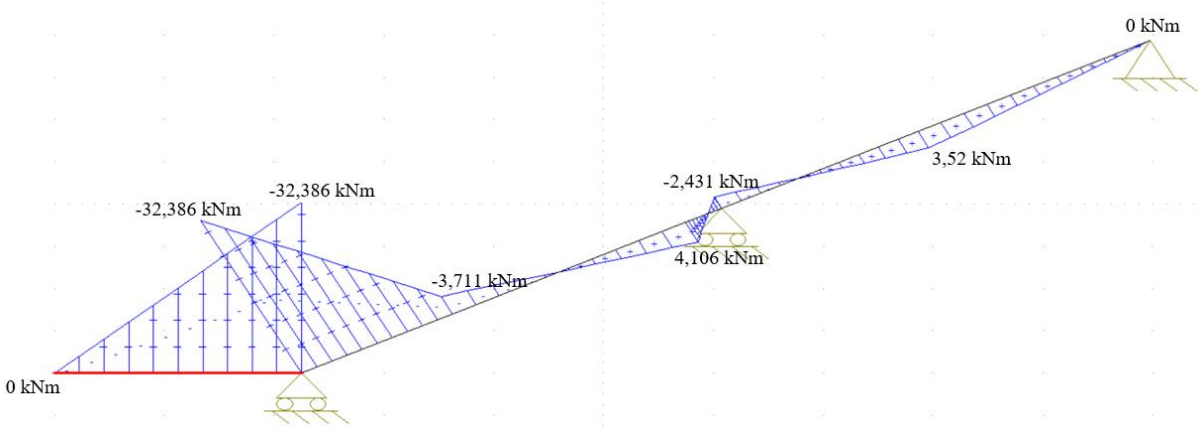


Figure A.75 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8)

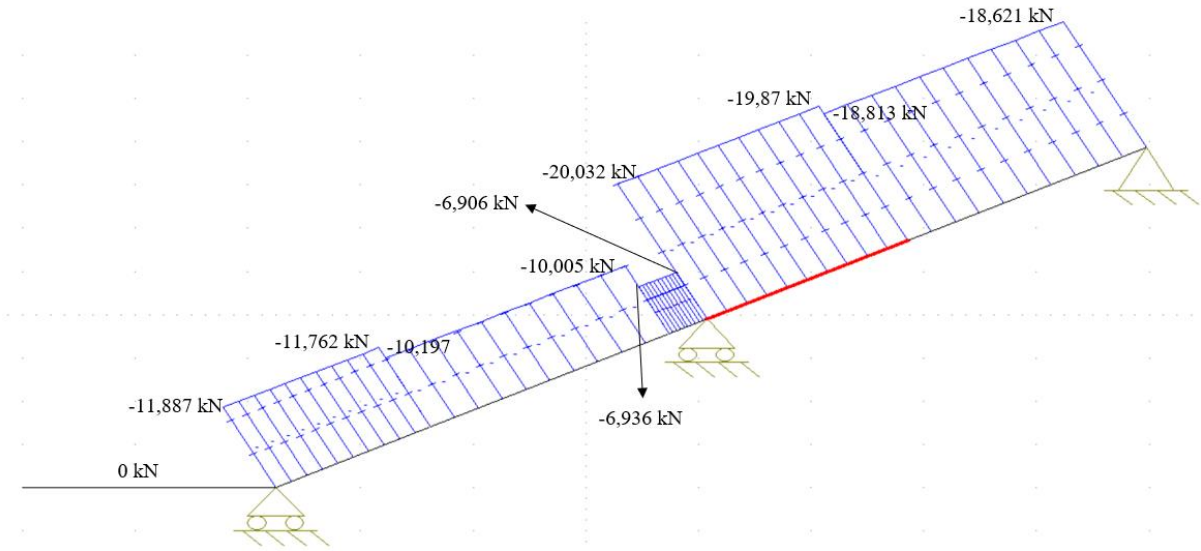


Figure A.76 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8)

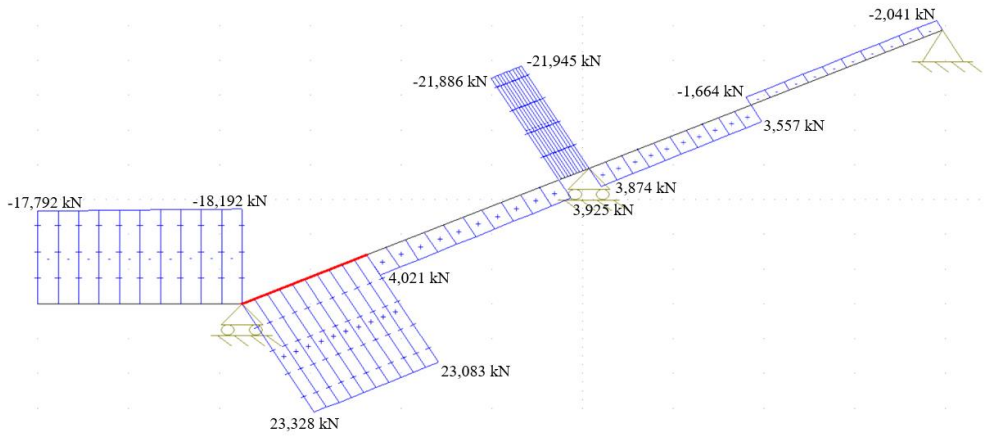


Figure A.77 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8)

A.2.1.6.6 Ferme 3

Les fermes 3 sont celles en vert sur la Figure A.35.

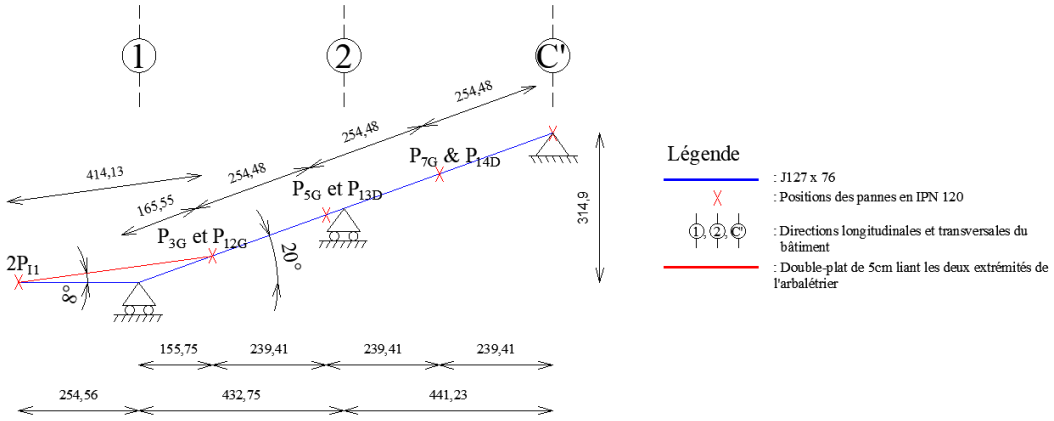


Figure A.78 : Schéma statique ferme 3

A.2.1.6.6.1 Charges caractéristiques sur la ferme 3

a. Poids Propre G_{Ek1}

Fermes avec traverses de profilé J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

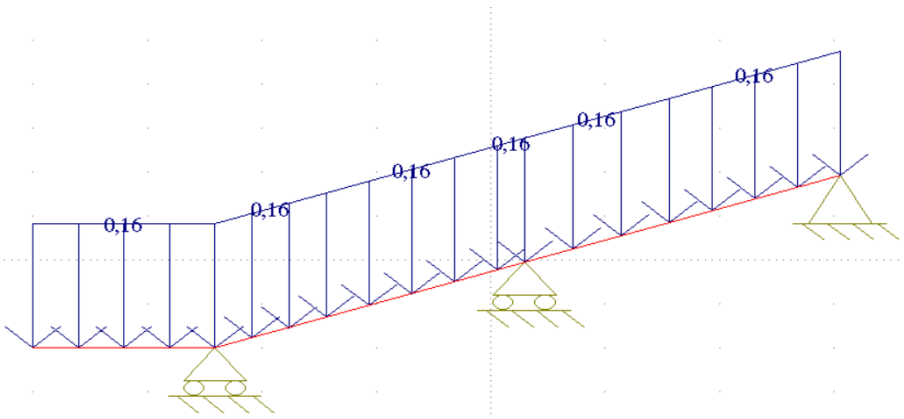


Figure A.79 : Charges poids propre ferme 3

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) G_{Ek2}= R ($\sum g_{Eki}$) - Tableau A.10 et Tableau A.11
Pour le nœuds de la ferme 3 se trouvant sur sa direction C'(Figure A.78), la charge permanente à considérer sera de : G_{Ek2} (tôle) = 0,06 kN/m^2 x 0,381 m^2 = 0,023 kN (charge de la portion de la tôle reprise par la ferme 3 à ce niveau).

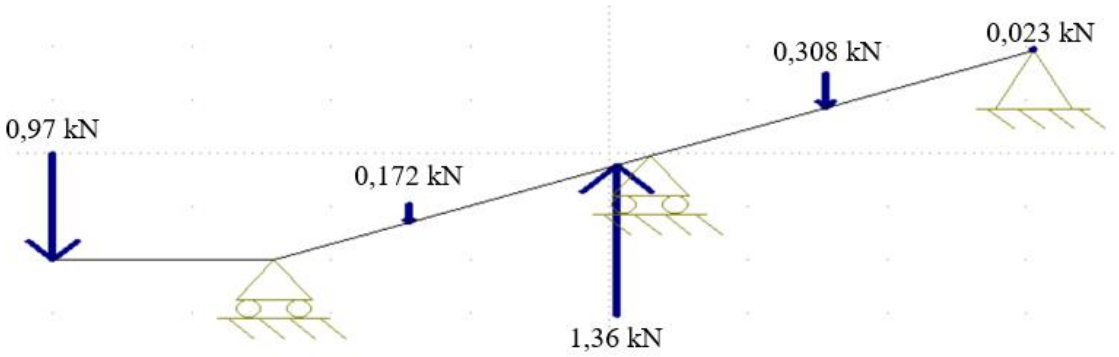


Figure A.80 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 3

c. Charge variable (toiture) Q_{Ek} = 2 x R (q_{Ek}) - Tableau A.10 et Tableau A.11
Pour le nœuds de la ferme 3 suivant la direction C' (Figure A.78) :
Q_{Ek} = 0,4 kN/m^2 x 0,381 m^2 = 0,152 kN

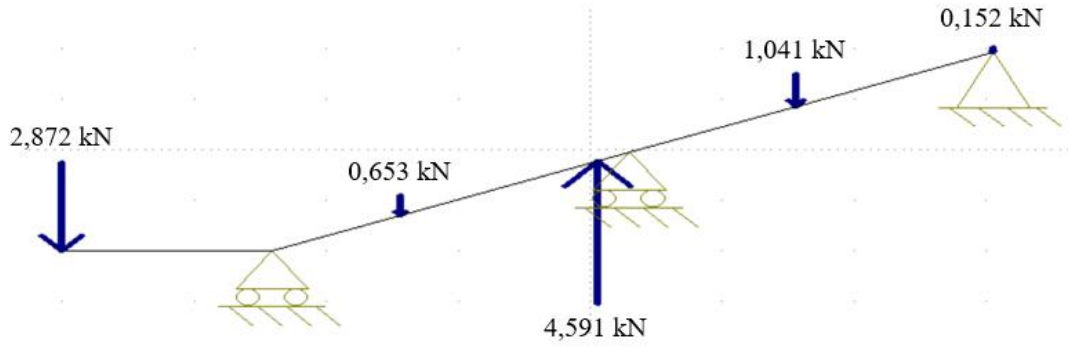


Figure A.81 : Charges variables sur la ferme 3

d. Charges du vent

1. Pression W_{Ek1} = R (w_{Ek1}) - Tableau A.10 et Tableau A.11
Pour le nœuds de la ferme 3 suivant la direction C' (Figure A.78) :
w_{Ek1} = 0,9 kN/m^2 x 0,58 x 0,381 m^2 = 0,199 kN

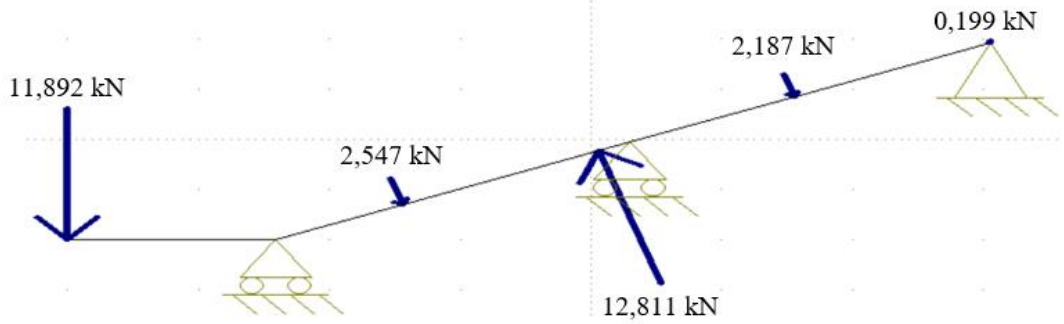


Figure A.82 : Charges de vent (pression) sur la ferme 3

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11
   Pour le nœuds de la ferme 3 suivant la direction C' (Figure A.78) :
   $W_{Ek2} = 0{,}9\ kN/m^2 \times (-2) \times 0{,}381\ m^2 = -0{,}686\ kN$

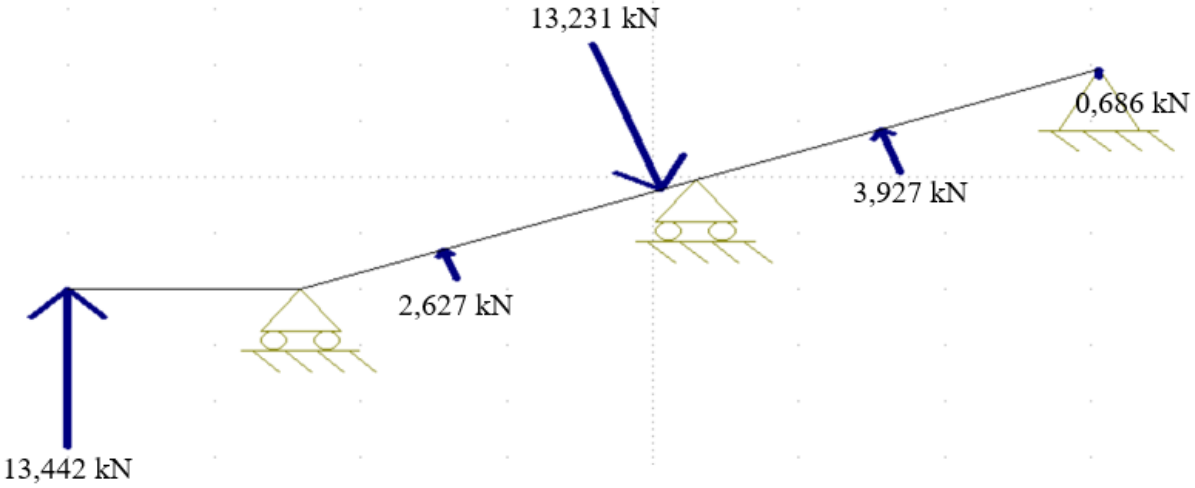


Figure A.83 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 3

A.2.1.6.6.2 Combinaisons d'actions :

Idem Ferme 1-A (cf. § Tableau A.17)

A.2.1.6.6.3 Réactions d'appuis par Ossa 2d

Soit la numérotation des appuis de la Figure A.84 ci-dessous :

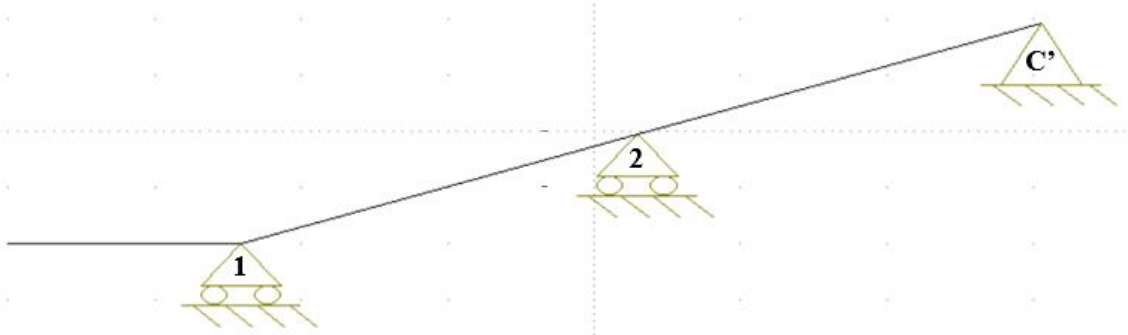


Figure A.84 : Numérotation des appuis de la ferme 3

Tableau A.26 : Les réactions d'appui sur la ferme 3

Charges et combinaisons des charges	Réactions d'appui en kN			
	V_1	V_2	$V_{C'}$	$H_{C'}$
$\sum G_{Eki}$	2,54	-1,10	0,63	0
Q_{Ek}	5,02	-5,94	1,05	0
W_{Ek1}	21,23	-20,75	4,01	2,74
W_{Ek2}	-23,76	21,14	-5,22	-2,26

A.2.1.6.6.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 3

Tableau A.27 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-4,055	-2,577	-15,023	-49,471	47,280	-42,273	15,778	-57,149	39,602
N_{Ed} (kN)	-0,749	-0,415	-3,832	6,080	-5,718	-6,661	-3,588	-7,623	-5,767
V_{Ed} (kN)	2,087	-1,296	10,673	30,669	-28,472	27,822	-7,696	36,679	-22,462

La combinaison donnant les valeurs des efforts extrêmes, aux ELU, est la combinaison 8 : M_{Ed} = -57,149 kNm, N_{Ed} = -7,623 kN (compression), V_{Ed} = 36,679 kN

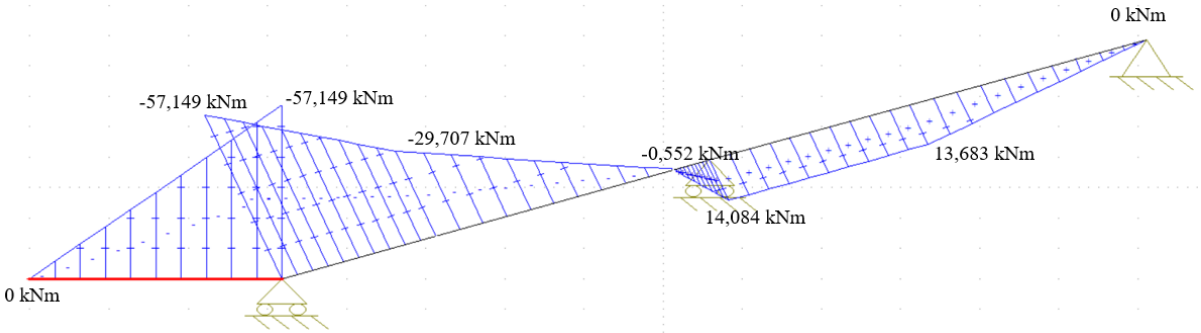


Figure A.85 : Diagramme des moments MEd sur la ferme 3 (combinaison 8)

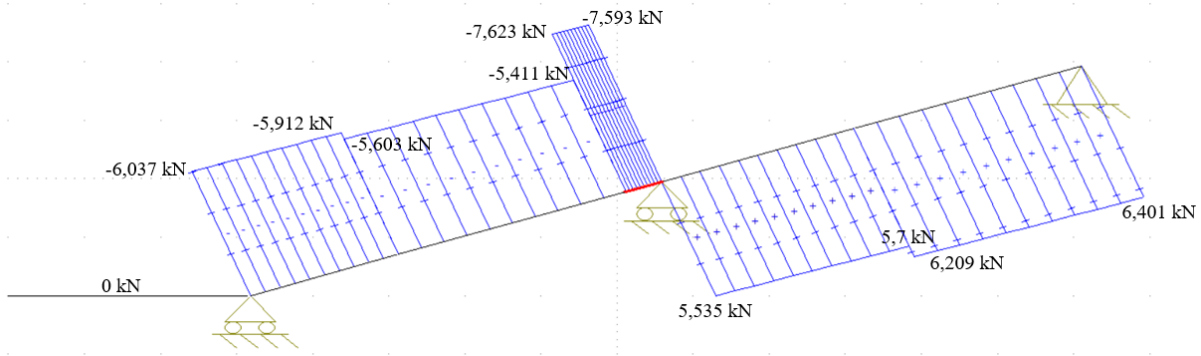


Figure A.86 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 3 (combinaison 8)

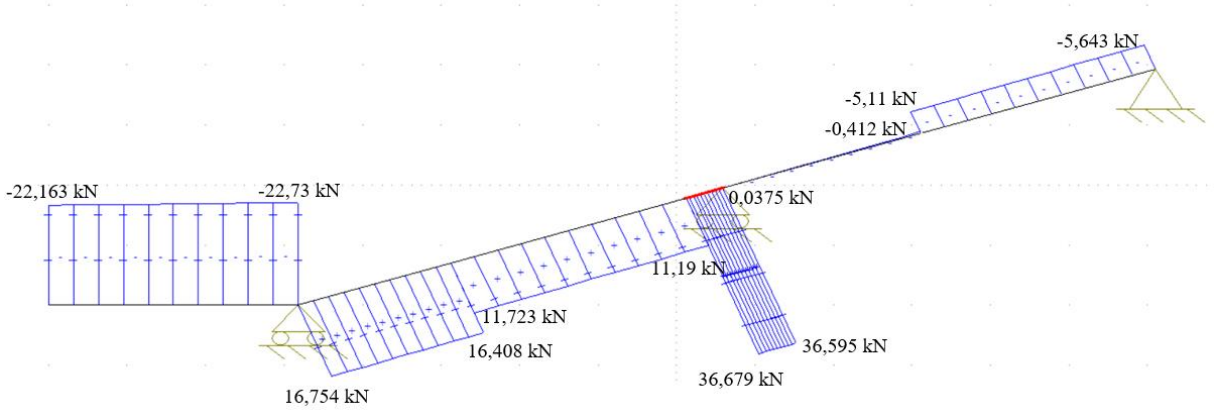


Figure A.87 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 3 (combinaison 8)

A.2.1.6.7 Ferme 4

Les fermes 4 sont celles en mauve sur la Figure A.35.

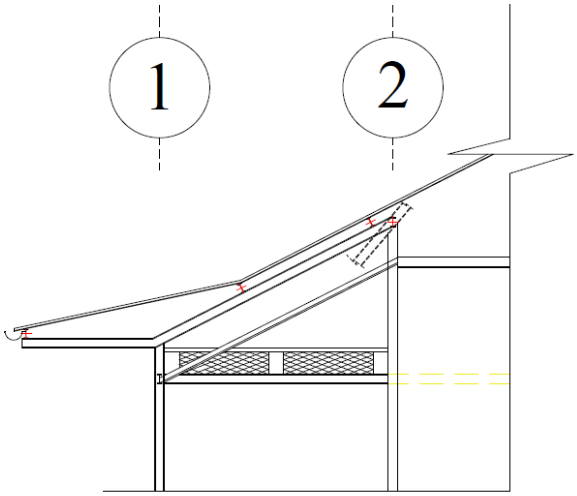


Figure A.88 : Schéma représentatif ferme 4

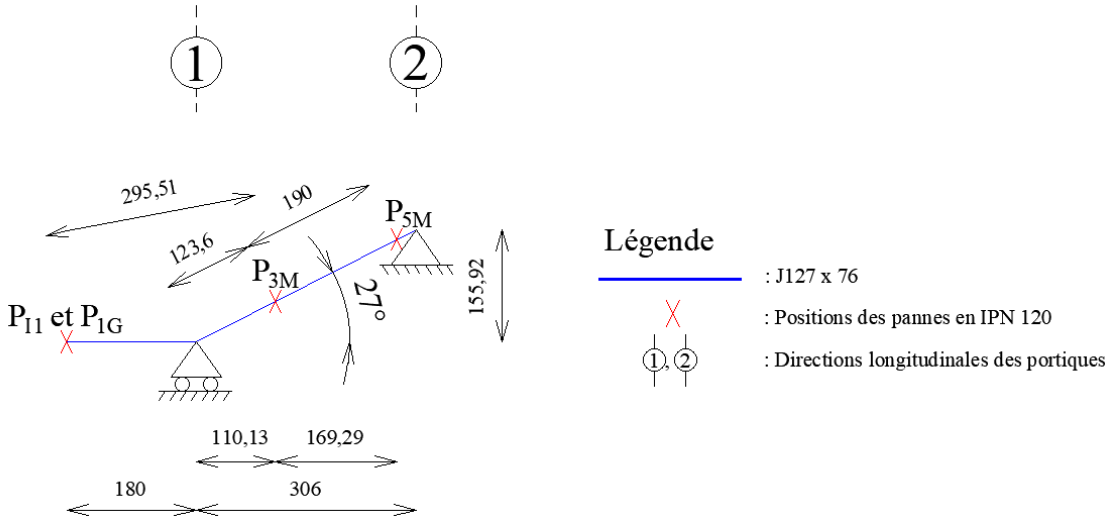


Figure A.89 : Schéma statique ferme 4

A.2.1.6.7.1 Charges caractéristiques sur la ferme 4

a. Poids Propre G_{Ek1}

Fermes avec traverses de profilé J 127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est : 78,5 kN/m^3)

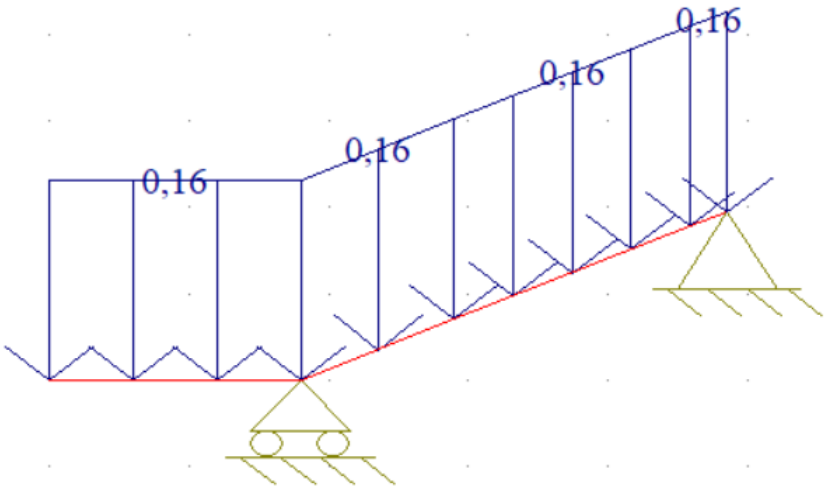


Figure A.90 : Charges poids propre ferme 4

b. Charges permanentes (Pannes et tôles) $G_{Ek2} = R\ (\sum g_{Eki})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

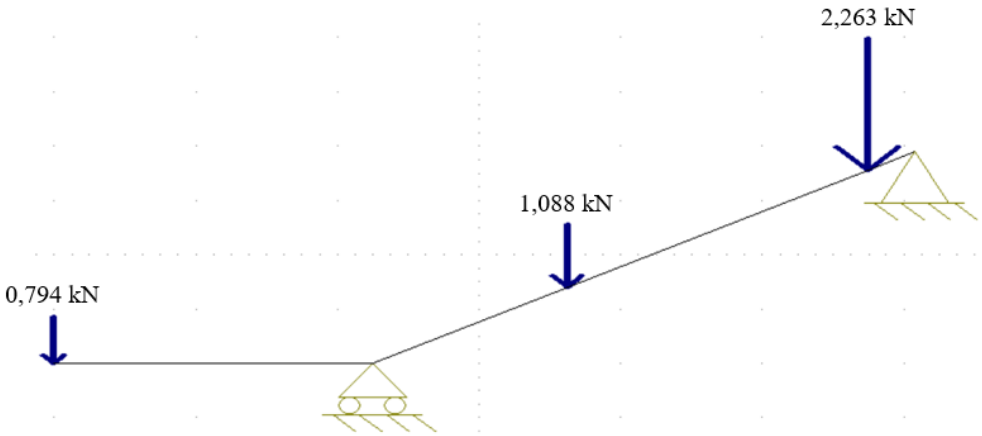


Figure A.91 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 4

c. Charge variable (toiture) $Q_{Ek} = R\ (q_{Ek})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

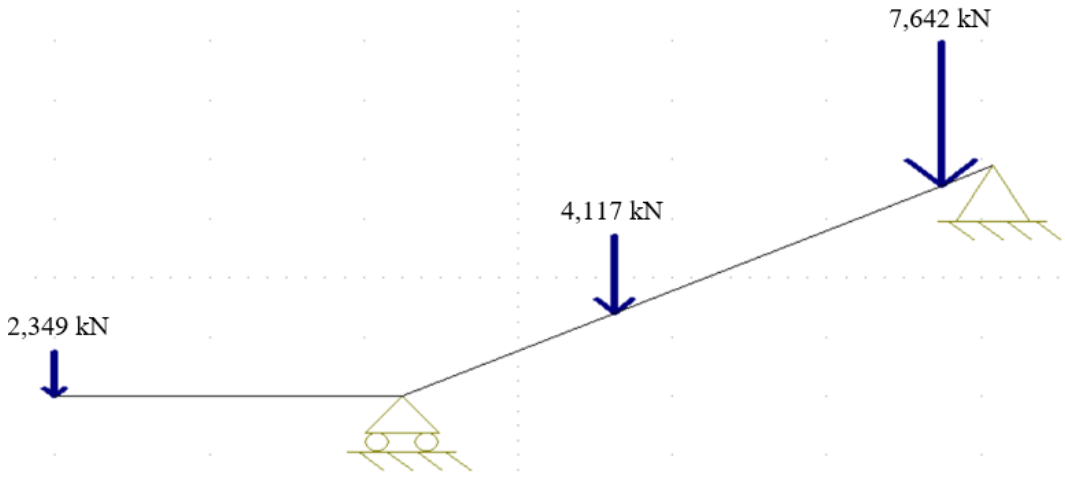


Figure A.92 : Charges variables sur la ferme 4

d. Charges du vent

1. Pression $W_{Ek1} = R\ (w_{Ek1})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

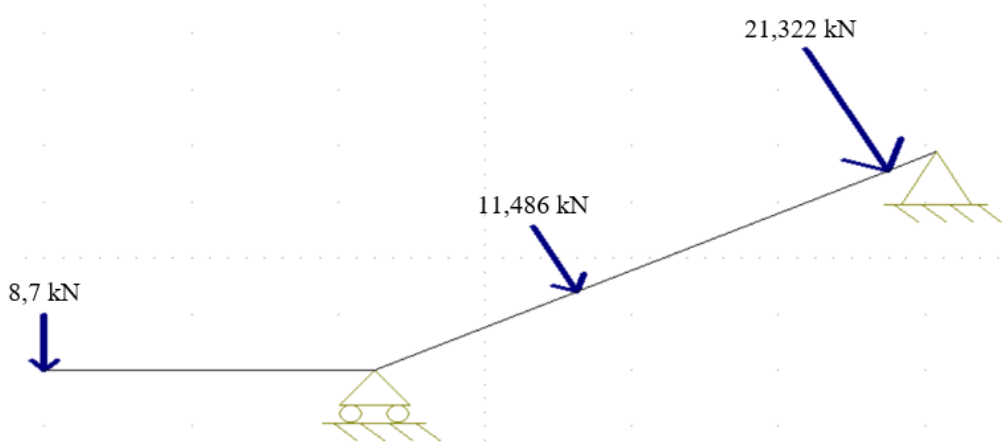


Figure A.93 : Charges de vent (pression) sur la ferme 4

2. Dépression $W_{Ek2} = R\ (w_{Ek2})$ - Tableau A.10 et Tableau A.11

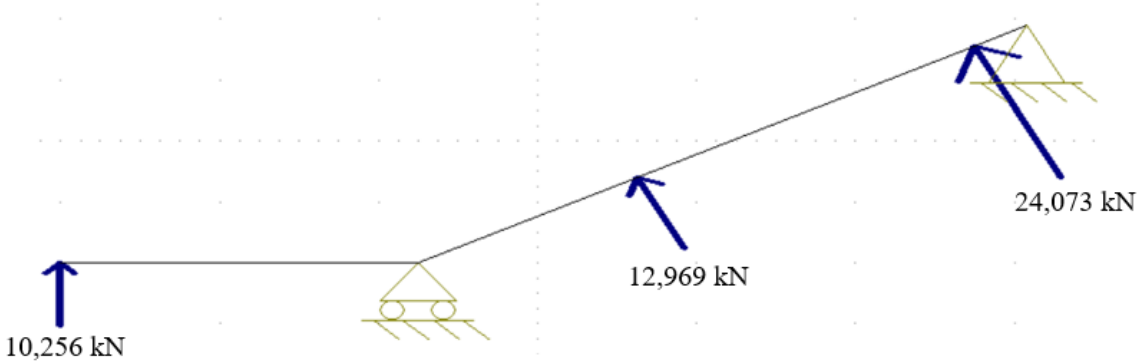


Figure A.94 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 4

A.2.1.6.7.2 Combinaisons d'actions :

Idem Ferme 1-A (cf. § Tableau A.17)

A.2.1.6.7.3 Réactions d'appuis par Ossa 2d

Soit la numérotation des appuis de la Figure A.95 ci-dessous :

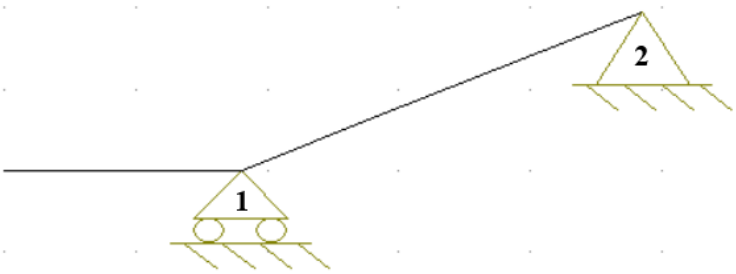


Figure A.95 : Numérotation des appuis de la ferme 4

Tableau A.28 : Les réactions d'appui sur la ferme 4

Charges et combinaisons des charges	Réactions d'appui en kN		
	V_1	V_2	H_2
$\sum G_{Eki}$	2,82	2,19	0
Q_{Ek}	7,03	7,077	0
W_{Ek1}	24,15	13,78	-14,895
W_{Ek2}	-27,95	-15,31	16,82

A.2.1.6.7.4 Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de la ferme 4

Tableau A.29 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU

Efforts internes	Les combinaisons d'actions								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M_{Ed} (kNm)	-2,290	-1,432	-8,632	-25,780	25,401	-22,726	7,983	-30,220	20,962
N_{Ed} (kN)	1,336	0,687	6,140	-11,581	13,439	-10,561	13,401	-13,813	16,802
V_{Ed} (kN)	-2,632	-1,354	-12,099	-31,180	29,318	-29,227	7,095	-37,807	22,691

La combinaison donnant les valeurs des efforts extrêmes, aux ELU, est la combinaison 8 :
M_{Ed} = -30,22 kNm, N_{Ed} = -13,813 kN (compression), V_{Ed} = -37,807 kN

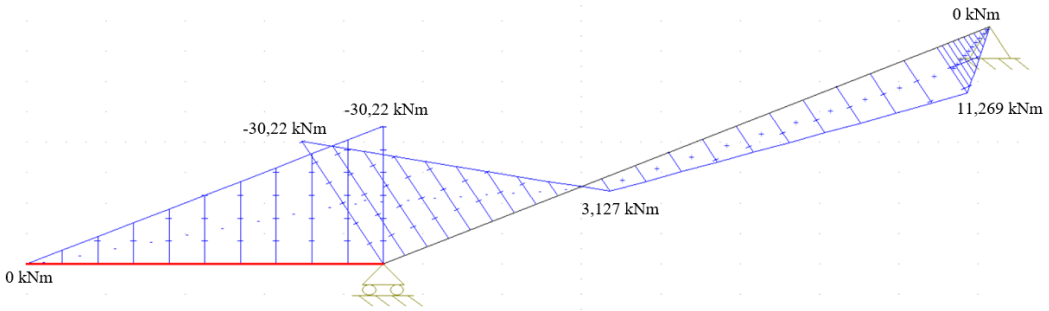


Figure A.96 : Diagramme des moments MEd sur la ferme 4 (combinaison 8)

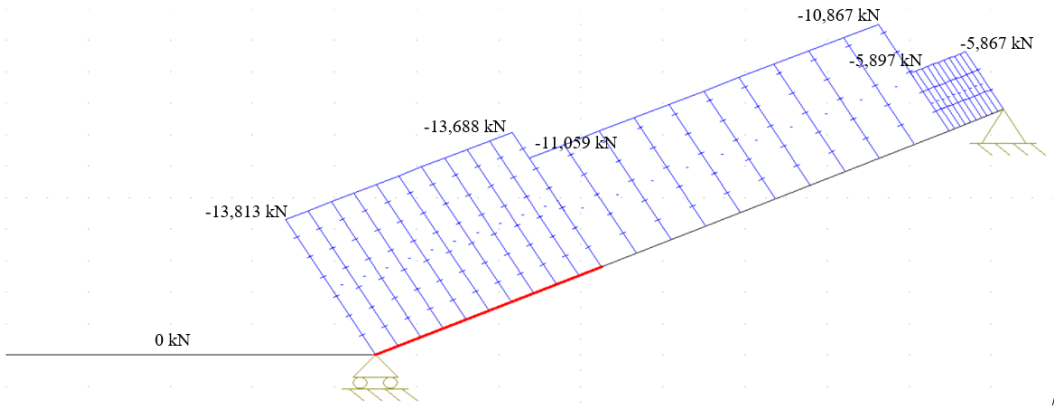


Figure A.97 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 4 (combinaison 8)

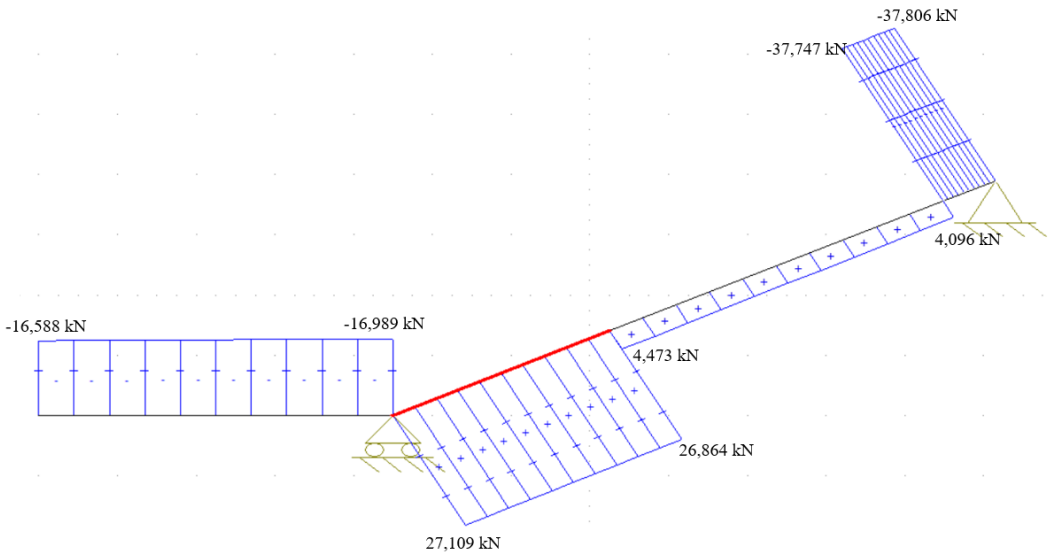


Figure A.98 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 4 (combinaison 8)

A.2.1.7 Vérification des fermes

A.2.1.7.1 Classification de la section transversale du profilé J 127x76

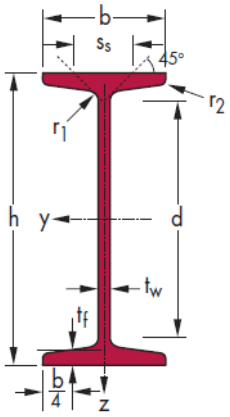


Figure A.99 : Section J 127x76

Tableau A.30 : Propriétés géométriques et mécaniques du profilé J 127x76

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)	d(mm)	I_y(cm^4)
J 127x76	127	76,2	5,6	9,6	9,4	4,7	8,95	87	568
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	$W_{pl,z}$(cm^3)		$W_{pl,y}$(cm^3)		$W_{el,z}$(cm^3)	
J 127x76	61,5	6,44	2,17.10^3	26,7		103		15,9	
Profilé	$W_{el,y}$(cm^3)		E (N/mm^2)	f_y(N/mm^2)		A(cm^2)		A.(h-2t_f).t_w (cm^2)	
J 127x76	89,6		2,1. 10^5	235		20,89		14,85	

✓ Classification de la section en flexion : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Profilé fléchi :

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{0,5\,(b-t_w-2r_1)}{t_f} = \frac{25,9}{9,6} = 2,698 < 9\varepsilon = 9$ (Profilé de classe 1)

Ame : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{87}{5,6} = 15,536 < 72\varepsilon = 72$ (Profilé de classe 1)

Profilé comprimé :

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{0,5\,(b-t_w-2r_1)}{t_f} = \frac{25,9}{9,6} = 2,698 < 9\varepsilon = 9$ (Profilé de classe 1)

Ame : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{87}{5,6} = 15,536 < 33\varepsilon = 33$ (Profilé de classe 1)

L'âme et les semelles étant de classe 1, on conclut donc qu'il s'agit d'une section de classe 1 en flexion et compression.

- ✓ Vérification du voilement par cisaillement de l'âme

Il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement de l'âme dès lors que $\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$, avec η=1,20 pour la nuance d'acier S235.

Pour le profilé J 127x76, $\frac{h_w}{t_w} = 19,25 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = 60$ (pas de voilement par cisaillement de l'âme)

Avec $h_w = h - 2t_f = 107,8$ mm

A.2.1.7.2 Vérification de la résistance en section des membrures en J 127x76 aux ELU

Tableau A.31 : Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de fermes

Efforts internes	Ferme 1-A	Ferme 1-B	Ferme 1-C	Ferme 2	Ferme 3	Ferme 4
M_{Ed} (kNm)	-33,4 (8)	-20,19 (8)	-33,4 (8)	-32,39 (8)	-57,15 (8)	-30,22 (8)
N_{Ed} (kN)	-19,59 (8)	-15,36 (8)	40,14 (5)	28,52 (9)	-7,62 (8)	-13,81 (8)
V_{Ed} (kN)	21,46 (8)	-26,1 (8)	21,2 (8)	26,14 (5)	36,68 (8)	-37,81 (8)

(5), (8), et (9) : numéros de combinaisons

A.2.1.7.2.1 Résistance à l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximal sur tous les éléments des fermes calculés ci-dessus est de :

V_{Ed} = -37,81 kN (Ferme 4)

La résistance plastique à l'effort tranchant d'une section double T s'exprime de la manière suivante :

$V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 121,43$ kN > $V_{Ed} = 37,81$ kN (Résistance suffisante)

De plus, $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,\,Rd}} = 0,31$. Ce rapport étant inférieur à 0,5 ; on néglige l'effet du cisaillement sur le moment résistant.

A.2.1.7.2.2 Résistance de la section comprimée et fléchie :

Les différentes sections des membrures de fermes étant soumises à la fois au moment de flexion et à l'effort normal, la vérification de la résistance plastique des sections double T se fera de la manière suivante :

$N_{pl,\,Rd} = A\,f_y/\gamma_{M0} = 2089 \times 235/1,0 = 490915$ N = 490, 92 kN

N_{Ed} (max) en compression est de = -36,50 kN (Ferme 1-C - cf. Tableau A.23)

$c = \frac{0,5\,h_w t_w}{A} = 0,144$

N_{Ed} / N_{pl} = 36,50 kN / 490, 92 kN = 0,074 < c = 0,144 < 0,25 ; l'effet de N sur la valeur du moment plastique est négligeable

➔ Le moment plastique réduit de la section sera égal au moment plastique de la section :

$$M_{Ny,\,Rd} = M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 24{,}21 \text{ kNm} < M_{Ed}\,(\max) = 57{,}15 \text{ kNm (Ferme 3- comb 8)}$$

La vérification de la résistance des membrures comprimées fléchies de fermes n'est donc pas satisfaite. Cependant, après analyse de la structure de ces fermes, il a été constaté que la présence du porte-à-faux (partie débordante de la toiture par rapport à la véranda - cf. Figure A.36, Figure A.67 et Figure A.88) entraine le développement de moments de flexion significatifs au sein de la ferme. Toutefois, en observant la structure en place (Figure A.100), on remarque la présence d'éléments initialement supposés « décoratifs » qui jouent le rôle de jarrets et réduisent ainsi les portées des parties en porte-à-faux des membrures de ces fermes.



Figure A.100 : Elément décoratif servant de jarret

Des nouvelles analyses des membrures de fermes sont donc effectuées. Dans ces analyses, ces jarrets sont fictivement considérées comme des bracons sous les parties en porte-à-faux des membrures tel qu'illustré sur la Figure A.101 ci-dessous (exemple de la ferme 3). Sur cette figure, on peut voir la partie en encorbellement de la membrure de la ferme 3, sur le jarret, épaissie en bleu pour signifier que ce tronçon possède une rigidité infinie par suite de la présence du jarret et, par conséquent, ne déforme pas sous l'action des charges extérieures appliquées (dans les nouvelles analyses de ces fermes sur Ossa2d, une rigidité tendant vers l'infinie est conférée à ce tronçon des membrures de fermes).

Ainsi, les parties en encorbellement des membrure de fermes, qui avaient, jadis, des travées de 1,80 m de longueur (pour les fermes 1, 2 et 4) et de 2,546 m de longueur (pour les fermes 3), auront, pour ces nouvelles analyses deux travées dont l'une reste en encorbellement et mesure 0,55 m de longueur (pour les fermes 1,2, et 4) et 0,778 m de longueur (pour les fermes 3) ; et l'autre rigidifiée se situe entre le bracon fictif et l'ancien appui à rouleau, représentant la tête du poteau (Figure A.101) ; ses longueurs (identiques à leur longueurs côté poteaux) valent respectivement 1,25 m (pour les fermes 1,2 et 4) et 1,768 m pour les fermes 3. Les nouvelles valeurs d'efforts internes extremum sont données au Tableau A.32 ci-dessous. Ces valeurs permettent d'identifier les fermes présentant les efforts internes les plus contraignants, en d'autres termes, les fermes qui doivent faire l'objet de vérification vu que toutes ces fermes sont formées par un même profilé (J127 x 76).

Il faudrait aussi faire remarquer, sur la Figure A.101, que pour les nouvelles modélisations des fermes (avec prise en compte des jarrets) sur Ossa2d, les poteaux (appuis des fermes) sont considérés sur toute leur hauteur avec des encastrements (appui proche de la situation réelle) à la base. Comme on le verra ci-dessous (§A.2.2.4.), l'effet diaphragme de planchers (ainsi que les poutres de contour UPN 180 de différents étages) conduit à bloquer le déplacement horizontal des poteaux externes du bâtiment pour ces nouvelles modélisations de fermes.

Note : De manière conservative, cette influence des jarrets ne sera pas prise en compte dans le calcul des réactions d'appui des fermes. En d'autres termes, les charges des fermes transmises aux poteaux, sont les réactions d'appui trouvées avec les modélisations initiales de fermes.

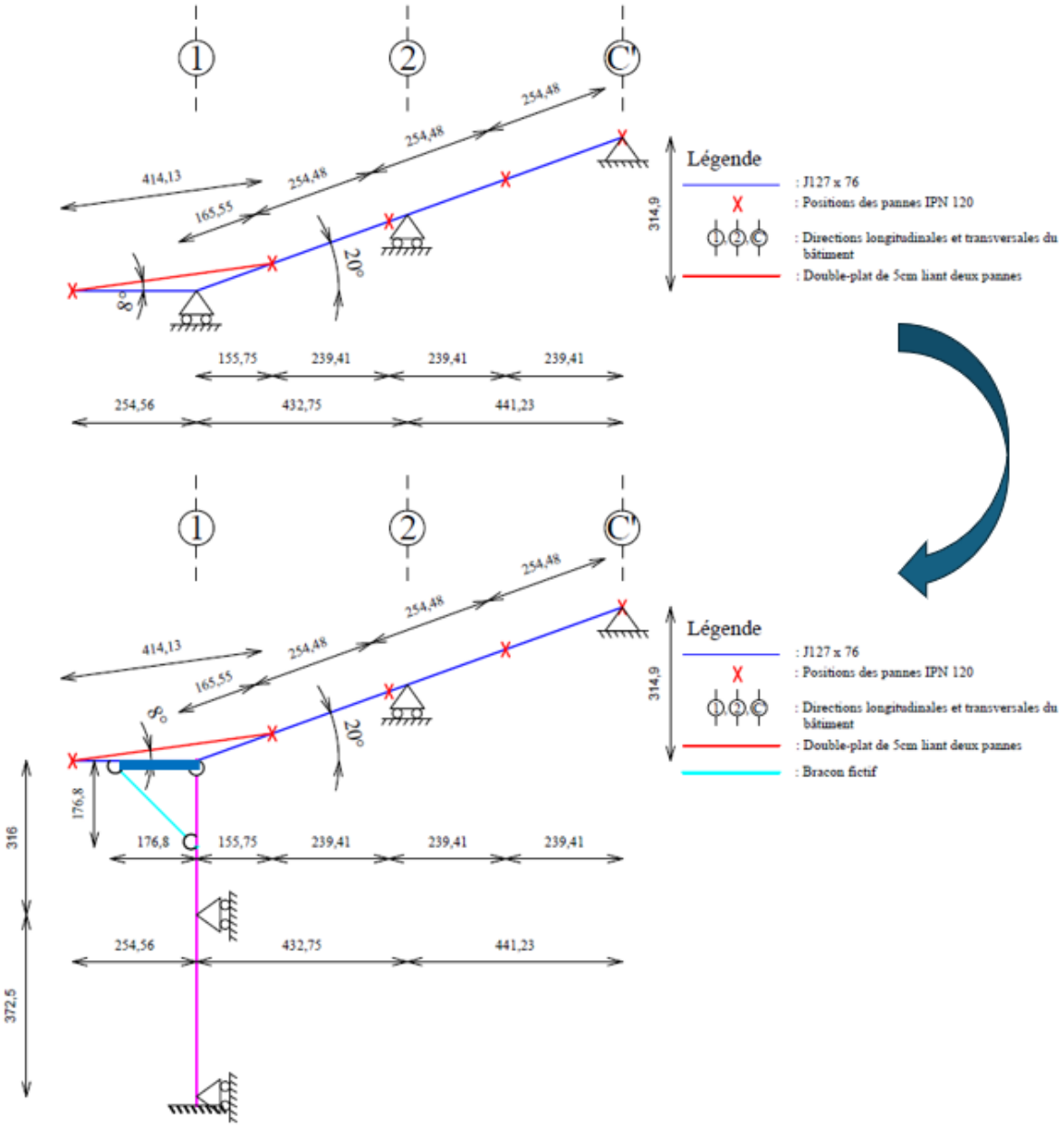


Figure A.101 : Influence des éléments décoratifs sur les longueurs des parties en porte-à-faux des fermes (exemple de la ferme 3).

Tableau A.32 : Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de fermes (modélisations avec bracons fictifs)

Ferme 1-A bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-1,125	0,931	-4,806	-12,257	12,370	-11,485	3,291	-14,834	9,793
N	-5,748	-5,314	-8,978	-12,769	-13,408	-13,190	-4,161	-15,029	-10,865
V	-1,510	1,286	-6,078	-15,280	16,287	-14,340	4,649	-18,477	13,089
Ferme 1-B bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-1,265	-0,713	-5,532	-14,220	13,976	-13,305	3,613	-17,207	10,989
N	-3,846	-3,258	-8,181	-11,608	-2,740	-12,838	-0,978	-14,642	-2,369
V	-2,118	-1,225	-8,738	-22,579	20,922	-21,014	5,110	-27,213	16,289
Ferme 1-C bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-1,190	-0,697	-4,842	-12,127	12,218	-11,405	3,202	-14,684	9,661
N	-4,032	-2,493	-15,436	-25,687	-13,529	-27,376	-3,984	-31,915	-10,971
V	-1,369	-0,824	-5,391	-13,689	12,504	-12,782	-3,059	-16,504	9,689
Ferme 2 bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-0,989	-0,579	-4,028	-14,785	13,421	-12,306	4,618	-16,913	11,294
N	-0,094	-0,063	-0,310	-14,542	-10,908	-8,222	-3,646	-14,196	-9,123
V	-2,066	-1,182	-8,610	-23,020	31,052	-21,182	11,285	-27,600	26,471
Ferme 3 bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-1,086	-0,737	-4,438	-14,964	14,601	-12,765	4,974	-17,310	12,255
N	0,000	0,000	0,000	0,000	-25,198	0,000	-8,928	0,000	-21,054
V	-1,483	-1,626	6,855	-19,321	18,853	17,196	6,480	22,367	15,838
Ferme 4 bracon									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M	-1,637	-0,927	-6,892	-18,840	18,037	-17,214	4,912	-22,519	14,358
N	-0,762	-0,416	-3,332	-7,712	-6,031	-7,502	-2,596	-9,511	-5,422
V	-2,823	-1,502	-12,607	-33,207	31,469	-30,837	7,992	-40,056	24,620
1, 2, …, 8, 9 : les combinaisons d'actions									

En considérant le moment fléchissant maximum (M_{Ed} = -22,519 kNm - ferme 4) et l'effort tranchant maximum sur toutes les fermes (V_{Ed} = -40,056 kN - ferme 4), les vérifications des résistances en section des membrures de nos fermes sont satisfaites de la manière suivante :

- ✓ Résistance à l'effort tranchant :

$V_{pl,\,Rd} = \dfrac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ = 121,43 kN > V_{Ed} = 40,06 kN (Résistance suffisante)

De plus, $\dfrac{V_{Ed}}{V_{pl,\,Rd}}$ = 0,33. Ce rapport étant inférieur à 0,5 ; on néglige l'effet du cisaillement sur le moment résistant.

✓ Résistance de la section comprimée fléchie :

$N_{pl, Rd} = A\ f_y/\gamma_{M0} = 2089 \times 235/1,0 = 490915\ N = 490,92\ kN$

De façon sécuritaire, on prend : N_{Ed} (max) en compression = -31,915 kN (Ferme 1-C mod - cf. Tableau A.32)

$c = \frac{0,5\ h_w t_w}{A} = 0,144$, $N_{Ed} / N_{pl} = 31,915\ kN / 490,92\ kN = 0,065 < c = 0,144 < 0,25$; l'effet de N sur la valeur du moment plastique est négligeable

➔ Le moment plastique réduit de la section sera égal au moment plastique de la section :

$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 24,21\ kNm > M_{Ed}$ (max) = 22,519 kNm (Ferme 4 - comb 8)

Note : Il faut mentionner que les efforts extremum, du Tableau A.32 ci-dessus, n'apparaissent pas nécessairement sur un même tronçon de membrures pour chaque ferme. Les vérifications sont faites de manière conservative en considérant les efforts extremum sur ces fermes vu que leur membrures sont d'un même profilé (J127x76).

A.2.1.7.3 Vérification de stabilité, aux ELU, des tronçons de membrures en J127x76 de nos fermes

Vu la présence des éléments de contreventement sur la toiture (Figure A.11), les vérifications de stabilité des membrures de fermes sont faites par tronçons entre appuis des fermes (cette hypothèse est conservative vu qu'elle ne prend en compte l'influence des pannes sur la réduction des longueurs de déversement de ces tronçons).

La présence des jarrets, sous les parties en encorbellement des membrures, empêche le déversement des semelles comprimées de ces membrures, les vérifications de stabilité des membrures de fermes se limitent donc aux tronçons les plus critiques et combinaisons les plus contraignantes des parties inclinées de l'ensemble des fermes (les longueurs et les conditions d'appui étant identiques ou presqu'identiques pour les fermes 1, 2 et 4).

Tableau A.33 : Efforts critiques de vérification de stabilité des membrures de fermes

Fermes	Tronçon 1 (proche de la sablière)		Tronçon 2 (proche de la faîtière)	
	L = 3,06/cos27° = 3,434 m L = 4,33/cos20° = 4,61 m - Ferme 3		L = 3,12/cos27° = 3,502 m L = 4,41/cos20° = 4,69 m - Ferme 3	
	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)
Ferme 1-A (8)	-14,83	0	-5,96	-15,03
Ferme 1-B (8)	-17,21	-10,06	-8,68	-14,64
Ferme 1-C (8)	-14,68	0	8,87	-31,92
Ferme 2 (8)	-16,91	-2,61	-6,33	-14,20
Ferme 3 (5)	5,96	-16,56	-6,15	-21,61
Ferme 4 (8)	-22,52	-9,51	-	-

(5), et (8) : les combinaisons d'actions.

Note :

- un tronçon est ici considéré comme l'intervalle entre 2 appuis des membrures de fermes. Le tronçon 1 est celui situé près de la partie en encorbellement tandis que le tronçon 2 est celui près du sommet de la toiture ;
- les tronçons vérifiés sont en gras aux Tableau A.33 ci-dessus ;
- Les diagrammes de moments fléchissant et des efforts normaux liés à ces tronçons vérifiés sont donnés ci-dessous (de la Figure A.102 à la Figure A.107).

A.2.1.7.3.1 Diagrammes MEd et NEd à considérer pour les vérifications de stabilité

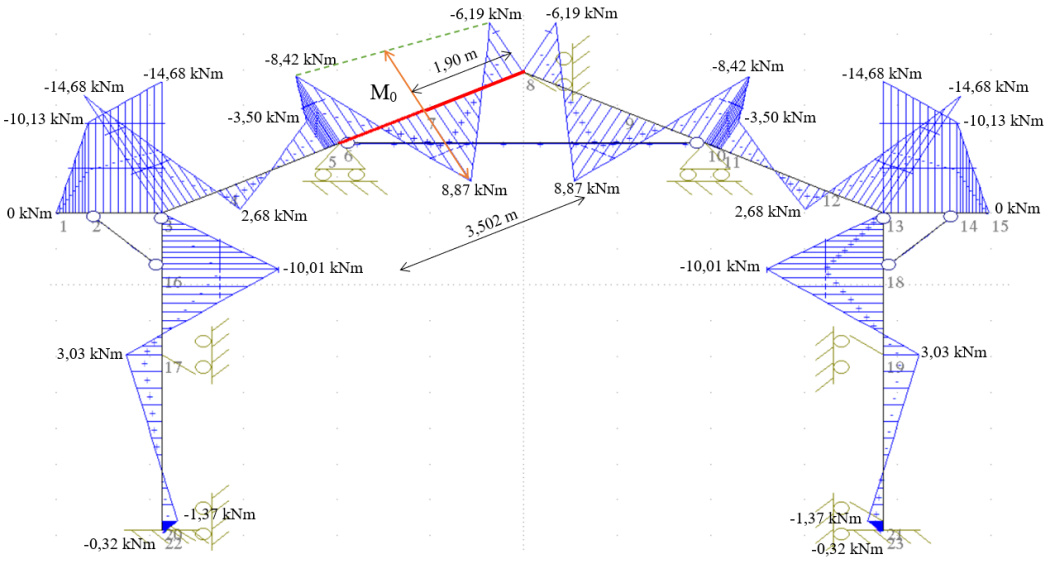


Figure A.102 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-C modifiée (combinaison 8) - tronçon 2 en rouge

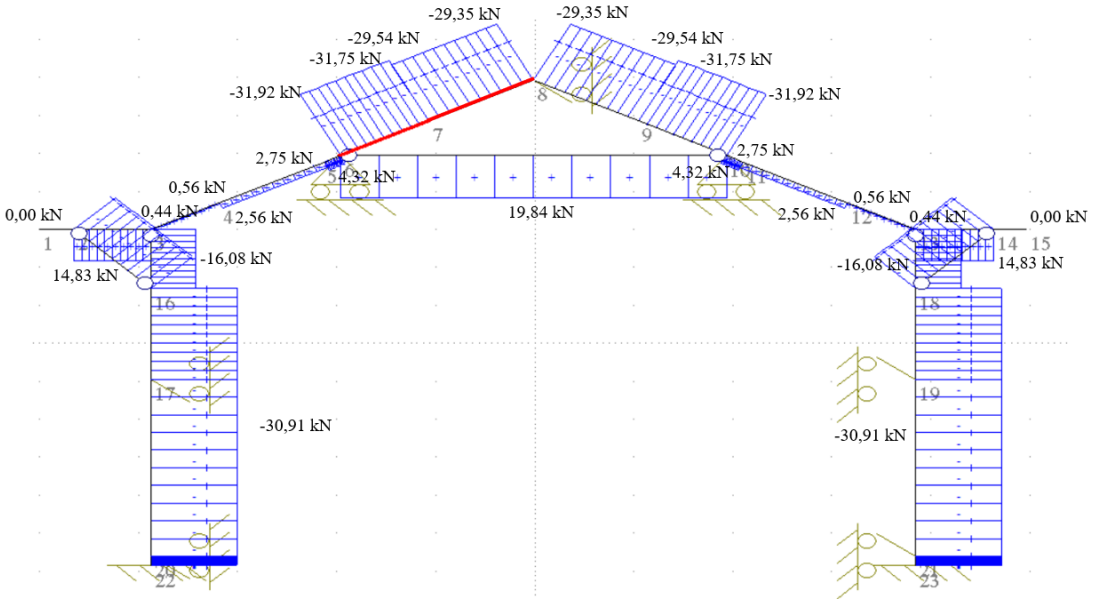


Figure A.103 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-C modifiée (combinaison 8) - tronçon 2 en rouge

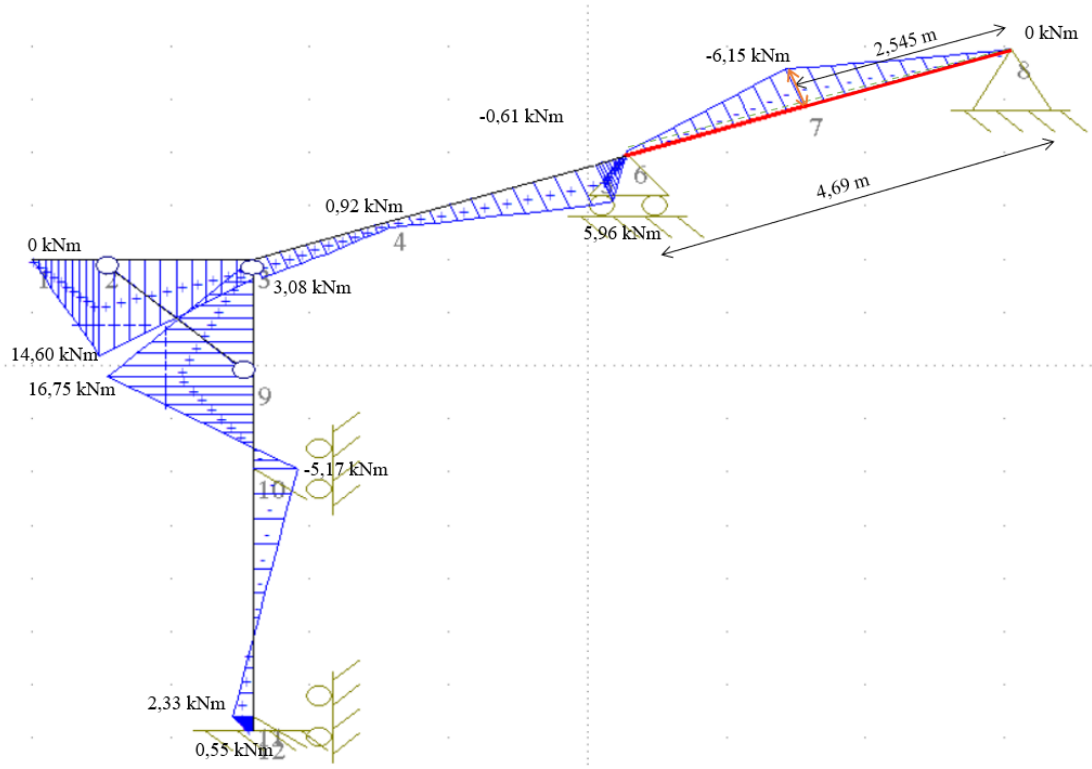


Figure A.104 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 3 modifiée (combinaison 5) - tronçon 2 en rouge

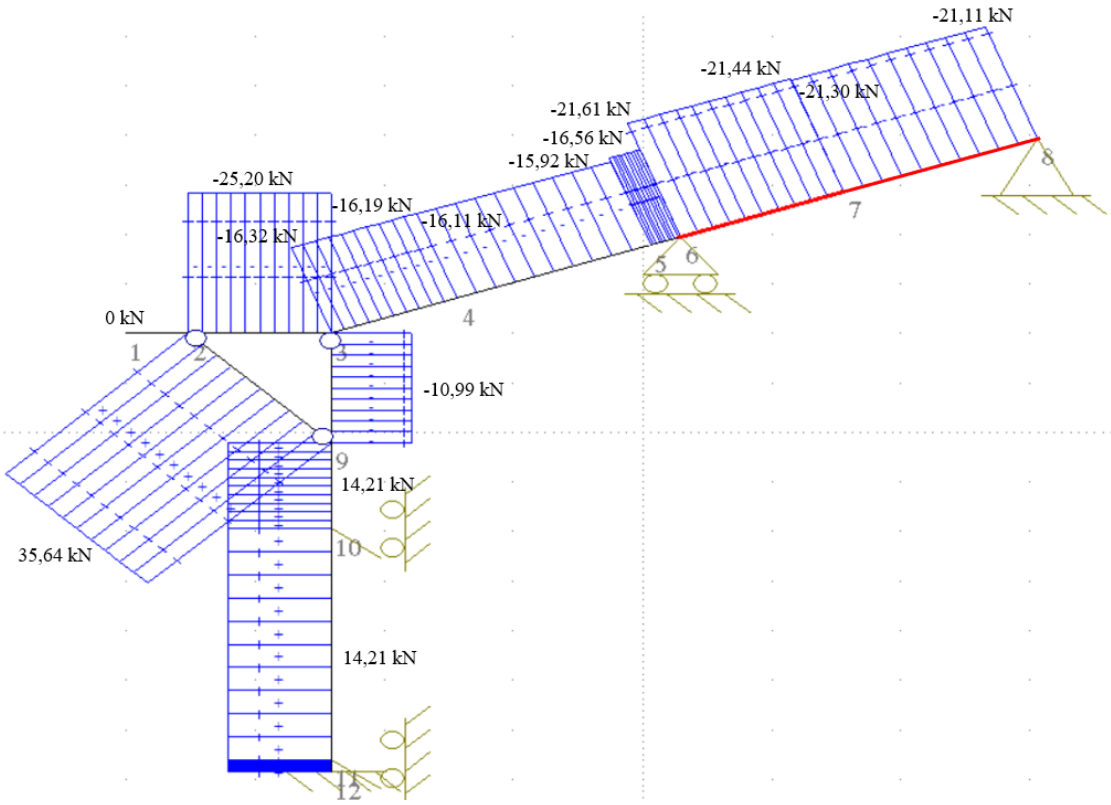


Figure A.105 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 3 modifiée (combinaison 5) - tronçon 2 en rouge

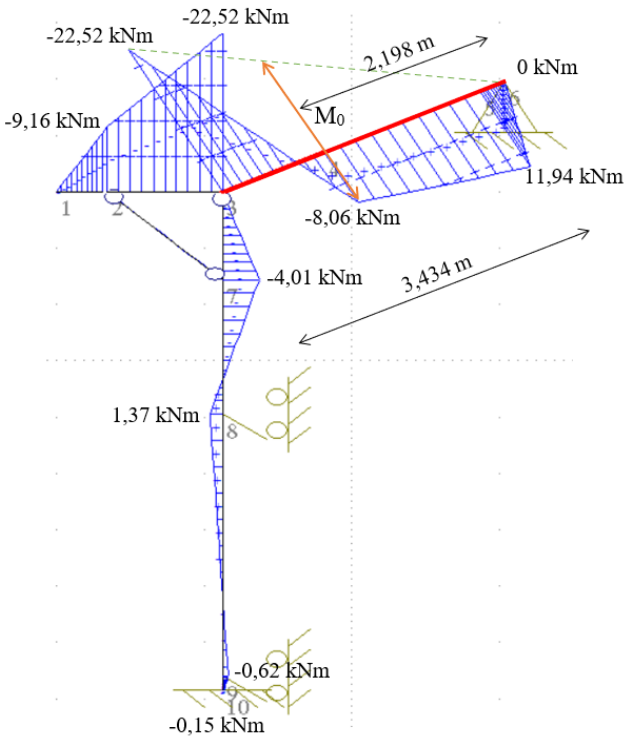


Figure A.106 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 4 modifiée (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge

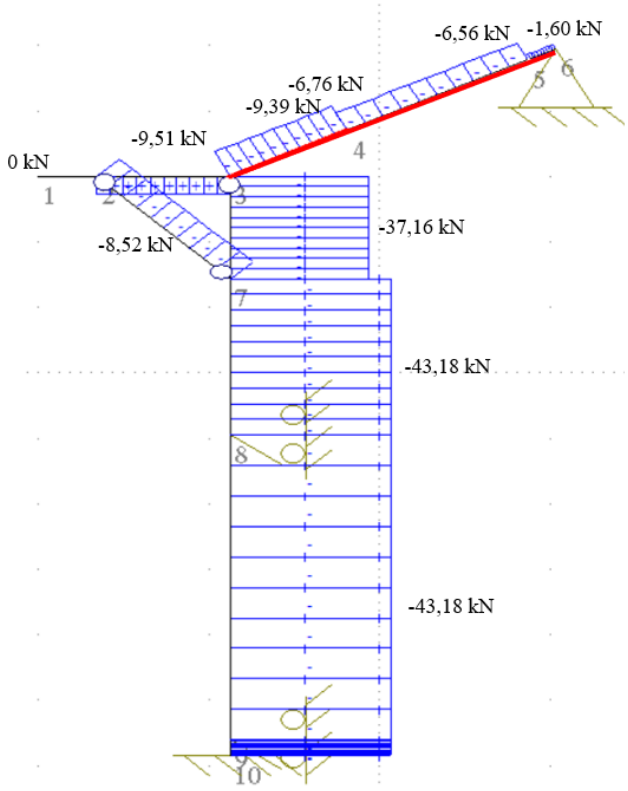


Figure A.107 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 4 modifiée (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge

A.2.1.7.3.2 Interaction moments fléchissant et efforts normaux (M+N) aux niveau des poteaux

Note : Cette partie est une parenthèse permettant de voir s'il serait nécessaire de prendre en compte l'interaction M+N lors de la vérification des poteaux du bâtiment étudié. Les nouvelles modélisations des fermes avec bracon fictif, sur Ossa2d, engendrent des efforts normaux combinés aux moments fléchissant (suivant l'axe fort) aux extrémités supérieures des poteaux (IPN 120) externes des portiques. Il est donc vérifié dans cette partie du travail s'il faudrait considérer ou pas ces poteaux comme travaillant en flexion composée.

Pour ce faire, la démarche sécuritaire a constitué à considérer les efforts extremum, M et N des diagrammes ci-dessus, comme apparaissant sur un même poteau et les résultats sont les suivants :

$N_{pl, Rd} = A\ f_y/\gamma_{M0} = 1420 \times 235/1,0 = 333700\ N = 333,7\ kN$
N_{Ed} (max) en compression est de = - 43,18 kN (Figure A.107)
$c = \frac{0,5\ h_w t_w}{A} = 0,188$
$N_{Ed} / N_{pl} = 43,18\ kN / 333,7\ kN = 0,129 < c = 0,188 < 0,25$; l'effet de N sur la valeur du moment plastique est négligeable
➔ Le moment plastique réduit de la section sera égal au moment plastique de la section :

$$M_{Ny, Rd} = M_{ply, Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 14,946\ kNm < M_{Ed}\ (max) = 16,75\ kNm\ (Figure\ A.104)$$

Ce résultat conclu à la non-satisfaction du critère de résistance en section vu que le moment sollicitant (M_{Ed}) est supérieur au moment plastique réduit ($M_{Ny, Rd}$). Cependant, la présence des jarrets en cette partie d'extrémité des poteaux de la structure permet de considérer que la rigidité des poteaux tendant vers l'infini est suffisant pour reprendre ces moments de flexion suivant l'axe fort des poteaux.

A.2.1.7.3.3 Valeurs des moments isostatiques M0 des tronçons des membrures étudiés

En procédant par interpolation linéaire, les moments M_0 sont :

Pour la ferme 4 (voir Figure A.106) :

$$M_0 = \left| \frac{(0 + 22,52) \times (3,434 - 2,198)}{3,434} - 22,52 \right| + 8,06 = 22,47\ kNm$$

Et pour les autres fermes (en suivant la même logique que pour la ferme 4) :

$M_0 = 16,27$ kNm (ferme 1-C), et $M_0 = -5,82$ kNm (ferme 3 - comb 5)

A.2.1.7.3.4 Critère de non-susceptibilité au déversement

$I_t = 6,44\ cm^4 < I_y = 568\ cm^4$, l'effet des restreintes éventuelles est examiné comme suit :

- Si $\bar{\lambda}_0 \leq 0,2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr, z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr, TF}}\right)}$ alors la membrure est « non susceptible de déformation de torsion » : elle ne déversera pas ;

- Si en revanche $\bar{\lambda}_0 > 0{,}2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,TF}}\right)}$ alors la membrure est « susceptible de déformation de torsion » et le danger de déversement est à prendre en considération.

Ci-dessous sont données les formules permettant de déterminer les paramètres intervenant dans la formule ci-dessus. Les valeurs numériques sont résumées dans le Tableau A.34 pour les différents tronçons considérés.

- Valeurs de N_{Ed} : (cf. Tableau A.33 ci-dessus).
- $N_{cr,\,z} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr,\,z}^2} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_z^2}$; avec $L_{cr,\,z} = L$
- $N_{cr,\,TF} = \frac{A}{I_y+I_z}\left(GI_T + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2}\right)$

  Avec $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$: module de cisaillement. Pour notre cas, G = 80.769.231 kN/m^2
- C_1 est le coefficient intervenant dans l'expression de M_{cr} et qui prend en compte la forme du diagramme des moments. Il est fonction de ψ (le rapport entre les moments d'extrémité), et de μ (le rapport entre le moment dû aux charges transversales, M_0, et le moment maximum M).

  Où : ψ = M_2/M_1 et μ = M_0/M_1 avec M_1 et M_2, les moments au niveau des appuis du tronçons considérés ($|M_1| > |M_2|$).

  Connaissant ψ et μ, on lit les valeurs du coefficient C_1 sur les abaques de la Figure A.108 et de la Figure A.109 ci-dessous.

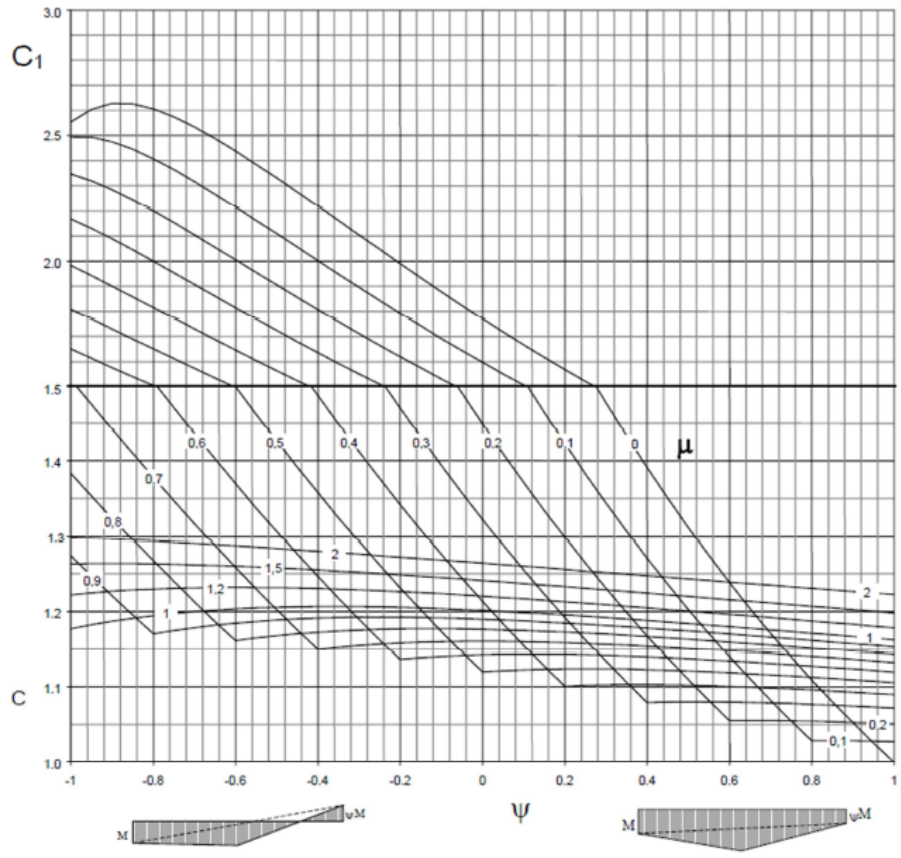


Figure A.108 : Valeurs de C_1 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, μ > 0

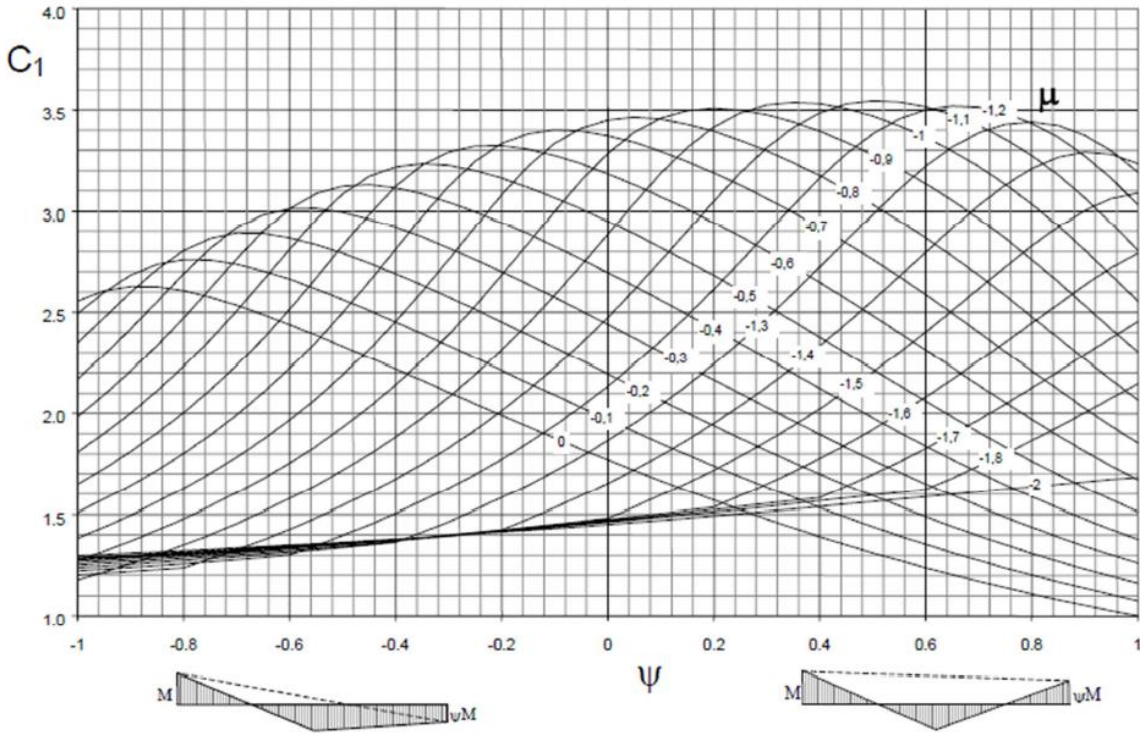


Figure A.109 : Valeurs de C_1 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu < 0$

- $\bar{\lambda}_0$, représentant l'élancement réduit pour le déversement dans le cas de base d'un moment de flexion constant le long des membrures, est trouvé de la manière suivante : $\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}}$ avec $\beta_w = 1$ (section de classe 1), $f_y = 235$ N/mm^2 = 235000 kN/m^2, $W_{pl,y} = 103$ cm^3 = 103 x 10^{-6} m^3, et $M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$. Les autres valeurs de la formule de M_{cr} sont données au Tableau A.30 ci-dessus.

Ainsi, à travers le Tableau A.34 ci-dessous, les vérifications du critère de non-susceptibilité au déversement des tronçons des membrures de fermes sont réalisées.

Note : la formule suivante $0{,}2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$ sera symbolisée par "λ" au Tableau A.34.

Tableau A.34 : Vérifications du critère de non-susceptibilité au déversement

Fermes	Profilé	N_{Ed} (kN)	$L_{cr,z}$ (m)	$N_{cr,z}$ (kN)	$N_{cr,TF}$ (kN)	M_0 (kNm)	M_1 (kNm)
F 1-C	J 127 x 76	-31,92	3,502	103,94	1847,83	16,27	-8,42
F 3 (5)	J 127 x 76	-21,61	4,69	57,95	1793,99	-5,82	-0,607
F 4	J 127 x 76	-9,51	3,434	108,09	1852,7	22,47	-22,52
Fermes	M_2 (kNm)	μ	ψ	C_1	λ	M_{cr} (kNm)	$\bar{\lambda}_0$
F 1-C	-6,51	-1,93	0,77	1,70	0,237	24,06	1
F 3 (5)	0	9,59	0	1,5	0,217	17,70	1,17
F 4	0	-1,00	0	2,9	0,332	24,57	0,99

Il est à constater que pour tous les cas considérés, $\bar{\lambda}_0 > 0{,}2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,z}}\right)\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,TF}}\right)} \Rightarrow$ les membrures de fermes sont susceptibles de déformation de torsion et le danger de déversement est à prendre en considération.

Vérification de la stabilité des tronçons de membrures en J 127x76

Les membrures de fermes ne fléchissant que sous leur axe fort (y-y) (ceci implique que $M_{z,\,Ed}$ = 0 kNm). Dès lors, les formules de vérification, pour un comportement élasto-plastique avec déversement conformément à l'EN 1993-1-1, sont les suivantes :

$$(1)\ \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{pl,\,Rd}} + \mu_y \left[\frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,y}}\right) C_{yy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}}\right] \leq 1 \text{ vérification 1, et}$$

$$(2)\ \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{pl,\ Rd}} + \mu_z \left[\beta^* \frac{k_{LT}}{\chi_{LT}} \frac{C_{my}\, M_{y,\,Ed}}{\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,y}}\right) C_{zy,\,mod}\, M_{ply,\,Rd}}\right] \leq 1 \text{ vérification 2}$$

Les différents paramètres de ces formules sont donnés ci-dessous :

- Détermination de $N_{cr,\,y}$: $N_{cr,\,y} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr,\,y}^2} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_y^2}$ avec $L_{cr,\,y} = L$
- Détermination des coefficients de réduction χ_y et χ_z

On calcule les élancements $\lambda_y = \frac{L_{cr,\,y}}{i_y}$ et $\lambda_z = \frac{L_{cr,\,z}}{i_z}$, ainsi que les élancements réduits $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$ et $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$

On détermine les paramètres d'imperfection α en fonction des courbes européennes de flambement. Pour le profilé J 127x76 : α = 0,21 (courbe a) pour l'axe fort (y-y) et α = 0,34 (courbe b) pour l'axe faible (z-z)

On détermine les coefficients $\phi_y = 0{,}5\,(1+\alpha(\bar{\lambda}_y - 0{,}2)+\bar{\lambda}_y^{\,2})$ et $\phi_z = 0{,}5\,(1+\alpha(\bar{\lambda}_z - 0{,}2)+\bar{\lambda}_z^{\,2})$

Ainsi, on trouve : $\chi_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{\phi_y^{\,2} - \bar{\lambda}_y^{\,2}})}$ et $\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^{\,2} - \bar{\lambda}_z^{\,2}})}$

- Détermination de μ_y et μ_z

$$\mu_y = \frac{1 - N_{Ed} / N_{cr,\,y}}{1 - \chi_y N_{Ed} / N_{cr,\,y}} \quad \text{et} \quad \mu_z = \frac{1 - N_{Ed} / N_{cr,\,z}}{1 - \chi_z N_{Ed} / N_{cr,\,z}}$$

- Détermination de β*

$$\beta^* = 0{,}6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \text{ avec : } w = \frac{W_{pl}}{W_{el}} \leq 1{,}5$$

- Détermination de k_{LT} et de C_{my}

$$k_{LT} = \frac{C_{my}^2\, a_{LT}}{\sqrt{(1-N_{Ed}/N_{cr,\,z})(1-N_{Ed}/N_{cr,\,T})}} \geq 1 \text{ et } C_{my} = C_{my0} + \left(1 - C_{my0}\right)\frac{a_{LT}\sqrt{\varepsilon_y}}{1 + a_{LT}\sqrt{\varepsilon_y}}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_y = \frac{M_{y,\,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,\,y}},\ a_{LT} = 1 - \frac{I_t}{I_y} \geq 0,\ N_{cr,\,T} = \frac{A}{I_y + I_z}\left(GI_T + \frac{\pi^2 EI_w}{L_{LT}^2}\right)$$

$$C_{my0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_y|\delta|}{|M_{y,\ Ed}|L^2} - 1\right)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,\,y}}$$

Avec |δ| : flèche du tronçon étudié sous la combinaison considérée à l'ELU

- Détermination de $C_{yy,\,mod}$ et $C_{zy,\,mod}$

$$C_{yy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-\frac{1,6}{w_y}C_{my}^2\left(\overline{\lambda_{max}}+\overline{\lambda_{max}}^2\right)\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-b_{LT}\right]\geq\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

$$C_{zy,\,mod}=1+(w_y-1)\left[\left(2-14\frac{C_{my}^2\,\overline{\lambda_{max}}^2}{w_y^5}\right)\frac{N_{Ed}}{N_{pl,\,Rd}}-d_{LT}\right]\geq 0,6\sqrt{\frac{w_y}{w_z}}\frac{W_{el,\,y}}{W_{pl,\,y}}$$

Avec : $b_{LT}=0,5\,a_{LT}\,\bar{\lambda}_0^{\,2}\,\frac{M_{y,\,Ed}}{\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}\frac{M_{z,\,Ed}}{M_{plz,\,Rd}}$ et $d_{LT}=2\,a_{LT}\,\frac{\bar{\lambda}_0^{\,2}}{0,1+\bar{\lambda}_z^{\,4}}\frac{M_{y,\,Ed}}{C_{my}\,\chi_{LT}M_{ply,\,Rd}}\frac{M_{z,\,Ed}}{C_{mz}\,M_{plz,\,Rd}}$

vu que $M_{z,\,Ed}=0$ kNm $\Rightarrow$ $b_{LT}=d_{LT}=0$ et $\overline{\lambda_{max}}=\max(\bar{\lambda}_y,\bar{\lambda}_z)$

- Détermination du coefficient de réduction χ_{LT}

$$\chi_{LT}=\frac{1}{\phi_{LT}+\sqrt{\phi_{LT}^{\,2}-\bar{\lambda}_{LT}^{\,2}}}\quad\text{avec :}\quad\phi_{LT}=0,5\left[1+\alpha_{LT}\,.\,(\bar{\lambda}_{LT}-0,2)+\bar{\lambda}_{LT}^{\,2}\right]$$

Pour le cas du profilé J 127x76, h/b = 127/76 = 1,671 < 2, la courbe est, selon les prescriptions de l'EN 1993-1-1, la courbe a pour laquelle le paramètre d'imperfection est : $\alpha_{LT}=0,21$

$$\bar{\lambda}_{LT}=\sqrt{\frac{\beta_w f_y W_{ply}}{M_{cr}}},\ \text{et}\ \ M_{cr}=C_1\frac{\pi^2EI_z}{(k_zL)^2}\left[\sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2\frac{I_w}{I_z}+\frac{(k_zL)^2GI_t}{\pi^2EI_z}+\left(C_2z_g-C_3z_j\right)^2}-\left(C_2z_g-C_3z_j\right)\right]$$

Où :

- k_z et k_w : facteurs de longueur effective de flambement. $k_z=k_w=1$ (appui simple)
- $z_j=0$ (Section doublement symétrique) $\Rightarrow C_3z_j=0$
- Charges transversales appliquées au-dessus et en dessous du centre de cisaillement $\Rightarrow$ $z_g=z_a-z_s=\frac{127}{2}-0=63,5$ mm $=0,0635$ m
- C_1 : déjà calculé précédemment et C_2 : coefficient dépendant de ψ et de μ, à lire sur les abaques de la Figure A.110 de la Figure A.111 ci-dessous.

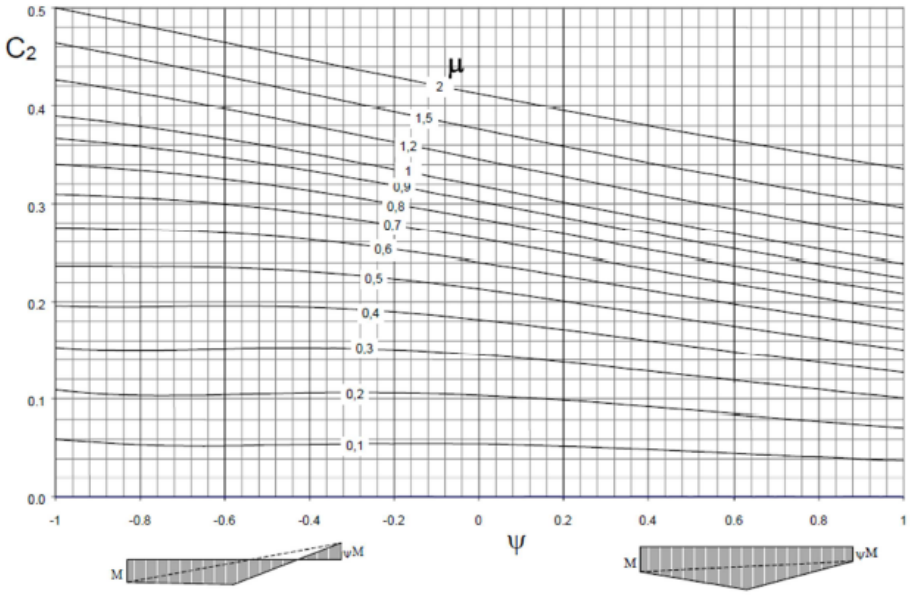


Figure A.110 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu > 0$

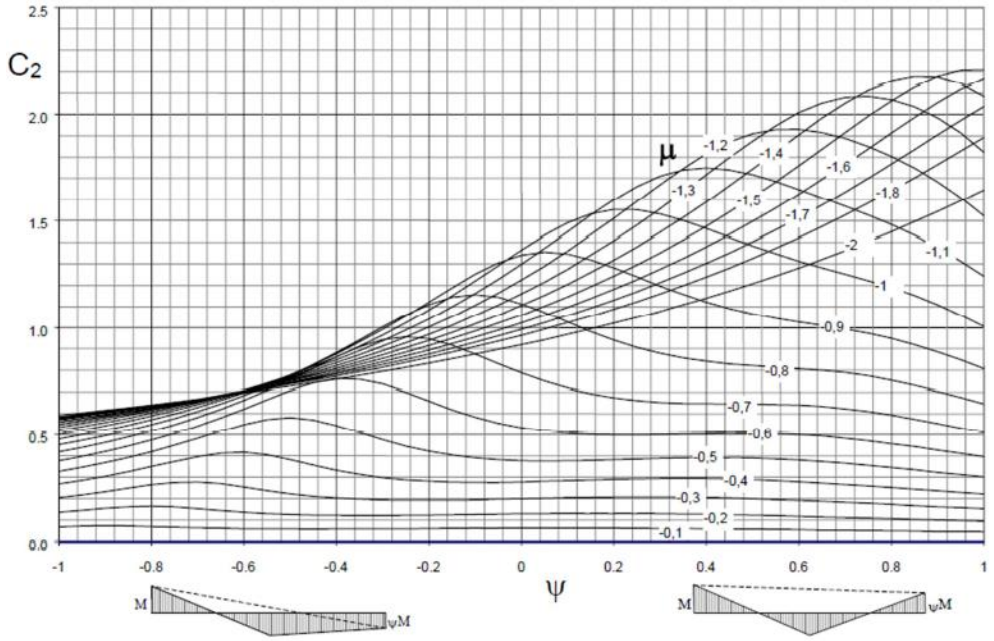


Figure A.111 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu < 0$

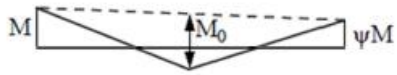
Pour tirer profit de la distribution des moments le long du tronçon de la membrure, qui n'est pas constante, la valeur de χ_{LT} sera remplacée par $\chi_{LT,\,mod}$, grâce au facteur f

$f = 1 - 0{,}5\,(1 - k_c)\,(1 - 2(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2) \leq 1$, et $\chi_{LT,\,mod} = \frac{\chi_{LT}}{f}$

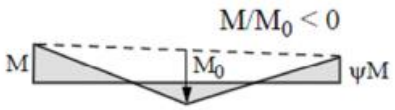
Avec k_c : le facteur de correction lié à la distribution non-uniforme du diagramme des moments. Voir Tableau A.35, ci-dessous, pour élément sollicité par une charge concentrée, combinée à des moments d'extrémité (M et ψM, avec $M = M_1$) :

- ✓ Note : Le résumé des valeurs liées à toutes les formules, présentées ci-dessus, est donné au Tableau A.36.

Tableau A.35 : Valeurs de k_c pour une poutre sollicitée par une charge concentrée, combinée à des moments d'extrémités



M / M0	ψ positive						ψ negative				
	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,0	-0,2	-0,4	-0,6	-0,8	-1,0
+50,00	1,00	0,96	0,92	0,87	0,82	0,77	0,72	0,67	0,66	0,66	0,65
+10,0	0,99	0,99	0,94	0,90	0,85	0,80	0,75	0,69	0,68	0,68	0,67
+5,00	0,98	0,98	0,97	0,93	0,89	0,84	0,79	0,73	0,71	0,70	0,70
+2,00	0,96	0,95	0,95	0,95	0,94	0,94	0,89	0,84	0,79	0,77	0,76
+1,50	0,95	0,95	0,94	0,94	0,93	0,93	0,92	0,90	0,85	0,80	0,80
+1,00	0,93	0,92	0,92	0,92	0,92	0,91	0,91	0,91	0,91	0,92	0,92
+0,50	0,90	0,90	0,90	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,88	0,88	0,88
0,00	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
-0,10	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86	0,86
-0,20	0,83	0,83	0,83	0,84	0,84	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86
-0,30	0,81	0,82	0,82	0,83	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,86	0,87
-0,40	0,79	0,80	0,81	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
-0,50	0,77	0,78	0,79	0,80	0,82	0,83	0,85	0,86	0,86	0,87	0,88
-0,60	0,62	0,66	0,72	0,77	0,80	0,82	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88
-0,70	0,56	0,56	0,61	0,67	0,73	0,79	0,83	0,85	0,87	0,88	0,89
-0,80	0,56	0,53	0,54	0,59	0,65	0,71	0,77	0,83	0,89	0,90	0,90
-0,90	0,59	0,57	0,54	0,53	0,57	0,64	0,71	0,77	0,84	0,88	0,91
-1,00	0,62	0,58	0,54	0,52	0,54	0,59	0,66	0,72	0,80	0,85	0,92
-1,10	0,66	0,62	0,57	0,54	0,54	0,57	0,63	0,68	0,76	0,83	0,89
-1,20	0,70	0,66	0,60	0,55	0,54	0,55	0,60	0,65	0,73	0,80	0,87
-1,30	0,73	0,69	0,63	0,57	0,55	0,54	0,57	0,61	0,69	0,77	0,83
-1,40	0,74	0,70	0,64	0,58	0,56	0,54	0,55	0,60	0,66	0,74	0,81
-1,50	0,75	0,70	0,64	0,59	0,56	0,54	0,55	0,59	0,65	0,73	0,80
-1,60	0,76	0,72	0,65	0,60	0,57	0,55	0,55	0,58	0,64	0,72	0,80
-1,70	0,77	0,74	0,66	0,61	0,58	0,56	0,55	0,58	0,63	0,70	0,78
-1,80	0,79	0,77	0,68	0,63	0,59	0,56	0,56	0,57	0,62	0,69	0,76
-1,90	0,80	0,79	0,69	0,64	0,60	0,57	0,56	0,57	0,61	0,67	0,75
-2,00	0,81	0,81	0,70	0,65	0,61	0,58	0,56	0,56	0,60	0,66	0,74
-5,00	0,93	0,89	0,83	0,77	0,72	0,67	0,64	0,61	0,60	0,62	0,65
-50,00	0,99	0,95	0,90	0,86	0,79	0,74	0,70	0,67	0,64	0,64	0,65
Infinity	1,00	0,96	0,91	0,86	0,82	0,77	0,72	0,68	0,65	0,65	0,65



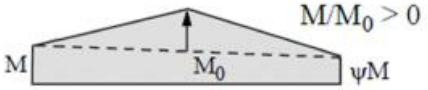


Tableau A.36 : Résumé des valeurs de vérification de la stabilité des membrures de fermes

Fermes	Profilé	$L_{cr,\,y}$ (m)	$N_{cr,\,y}$ (kN)	i_y (m)	i_z (m)	λ_y	λ_z
F 1-C	J 127 x 76	3,502	959,920	0,0521	0,017	67,217	206
F 3 (5)	J 127 x 76	4,69	535,207	0,0521	0,017	90,02	275,88
F 4	J 127 x 76	3,434	998,313	0,0521	0,017	65,912	202
Fermes	λ_1	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	α_y	α_z	ϕ_y	ϕ_z
F 1-C	93,9	0,716	2,19	0,21	0,34	0,81	3,25
F 3 (5)	93,9	0,959	2,94	0,21	0,34	1,04	5,28
F 4	93,9	0,702	2,15	0,21	0,34	0,799	3,15
Fermes	χ_y	χ_z	μ_y	μ_z	w_y	w_z	ε_y
F 1-C	0,840	0,177	0,995	0,733	1,15	1,5	6,749
F 3 (5)	0,694	0,103	0,989	0,688	1,15	1,5	7,154
F 4	0,847	0,184	0,999	0,927	1,15	1,5	55,21
Fermes	a_{LT}	$\lvert\delta\rvert$ (m)	C_{my0}	C_{my}	$N_{cr,\,T}$ (kN)	$M_{y,\,Ed}$ (kNm)	$\overline{\lambda_{max}}$
F 1-C	0,989	0,0067	0,991	0,997	1847,834	9,24	2,194
F 3 (5)	0,989	0,009	0,989	0,997	1793,99	6,63	2,938
F 4	0,989	0,0331	0,993	0,999	1852,701	22,52	2,151
Fermes	$M_{pl,\,y,\,Rd}$ (kNm)	$M_{pl,\,z,\,Rd}$ (kNm)	$N_{pl,\,Rd}$ (kN)	k_{LT}	h/b	α_{LT}	C_2
F 1-C	24,205	6,275	490,92	1,192	1,667	0,21	1,5
F 3 (5)	24,205	6,275	490,92	1,248	1,667	0,21	0,5
F 4	24,205	6,275	490,92	1,036	1,667	0,21	1,48
Fermes	M_{cr} (kNm)	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}	b_{LT}	d_{LT}	k_c
F 1-C	27,395	0,94	1,02	0,71	0	0	0,76
F 3 (5)	23,933	1,01	1,09	0,66	0	0	0,86
F 4	47,632	0,71	0,81	0,84	0	0	0,59
Fermes	f	$\chi_{LT,\,mod}$	$W_{el,\,y}/W_{pl,\,y}$	$C_{yy,\,mod}$	$C_{zy,\,mod}$	β*	M/M_0
F 1-C	0,88	0,80	0,87	0,93	0,69	0,525	-0,52
F 3 (5)	0,94	0,71	0,87	0,91	0,62	0,525	0,10
F 4	0,80	1,05	0,87	0,98	0,91	0,525	-1,00

Fermes	Vérifications 1	Vérifications 2	conclusions
F 1-C	0,63 < 1	0,33 < 1	Pas de déversement
F 3 (5)	0,55 < 1	0,28 < 1	Pas de déversement
F 4	0,94 < 1	0,49 < 1	Pas de déversement

Conclusion :

Au regard des résultats trouvés ci-dessus (Tableau A.36), on conclut que les membrures de fermes satisfont pleinement le critère de stabilité sous toutes les combinaisons du Tableau A.17 ci-dessus, et ne vont donc pas déverser.

A.2.1.7.4 Vérification aux ELS des membrures de nos fermes

Les valeurs de flèches maximum des fermes, sont trouvées via le logiciel Ossa2d. La démarche et les critères de vérification ($w_{lim,\ max}$ = L/150) restent les mêmes que ceux utilisés pour les pannes.

Les membrures de fermes fléchissant dans le plan d'inertie maximal, les vérifications des flèches ne se feront que dans ce plan (plan d'inertie maximale y-y).

Tableau A.37 : Vérifications sous critère de déformation , aux ELS, des membrures de fermes

Fermes	Tronçons	Longueurs (m)	Valeurs de flèches (mm)				vérif
			Sous G (w_1)	Sous W (w_3)	$\lvert w_{max} \rvert$	$w_{lim,\ max}$	
Ferme 1-A	1-2	3,434	-0,4	-2,2	2,6	22,89	ok
	2-3	3,502	0,8	0,6	1,4	23,35	ok
Ferme 1-B	1-2	3,434	0,2	3,7	3,9	22,89	ok
	2-3	3,502	0,5	1,1	1,6	23,35	ok
Ferme 1-C	1-2	3,434	-0,3	-1,4	1,7	22,89	ok
	2-3	3,502	0,6	-3,8	3,2	23,35	ok
Ferme 2	A-B	3,434	0,2	2,7	2,9	22,89	ok
	B-C'	3,502	0,2	-0,8	0,6	23,35	ok
Ferme 3	1-2	4,61	-0,2	4,1	3,9	30,73	ok
	2-C'	4,69	0,9	-7	6,1	31,27	ok
Ferme 4	1-2	3.434	0,3	2,7	3,0	22,89	ok

Note : pour les numérotation des tronçons, se référer au schémas des Figure A.37, Figure A.48, Figure A.57, Figure A.68, Figure A.78 et Figure A.101

Conclusion :

Les vérifications sous critère de déformation (aux ELS) des fermes sont satisfaisantes.

A.2.1.8 Conclusion sur les fermes

Les résultats trouvés, à travers les vérifications effectuées ci-dessus, conduisent à conclure, avec les conditions d'appui et les hypothèses adoptées, que ces fermes satisfont à tous les critères de résistance, de stabilité et de déformation.

A.2.2 Portiques

A.2.2.1 Description des portiques du bâtiment étudié

Ci-dessous, sont présentés les plans permettant la description des portiques analysés dans cette partie du travail. Ces plans sont issus, comme dit au §A.1.2.2, des plans de la page 167 du livre « *Le Chemin de fer du Congo (Matadi - Stanley-Pool)* » de Louis Goffin et des dimensions prélevées sur terrain lors des missions effectuées au Congo. Seuls trois portiques, sur les cinq que compte ce bâtiment, sont étudiés du fait de la symétrie de ce dernier.

Les différents portiques étudiés sont (comme le montrent les figures ci-dessous) :

- Le portique sur la ligne 1 = au portique sur la ligne 5 = Portique 1
- Le portique sur la ligne 2 = au portique sur la ligne 4 = Portique 2
- Le portique sur la ligne 3 = Portique 3

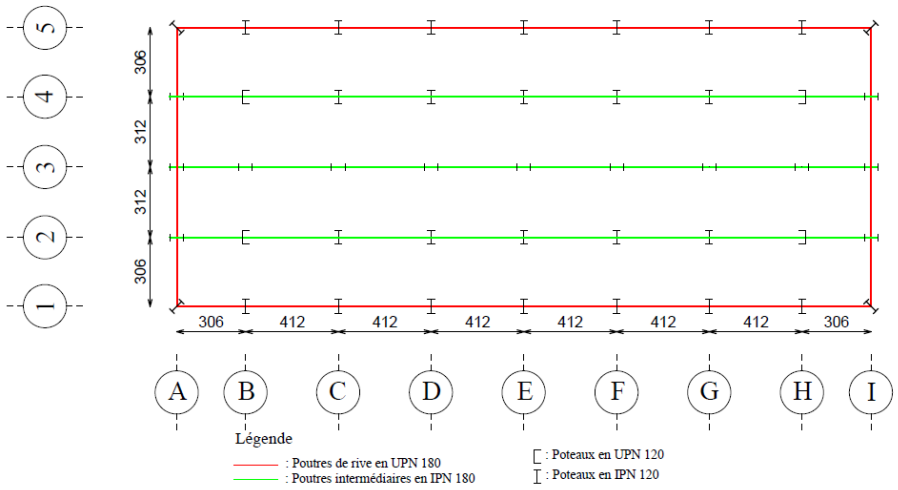


Figure A.112 : Grillage de poutres au niveau des planchers RDC et Etage 1 - Dimensions en [cm]

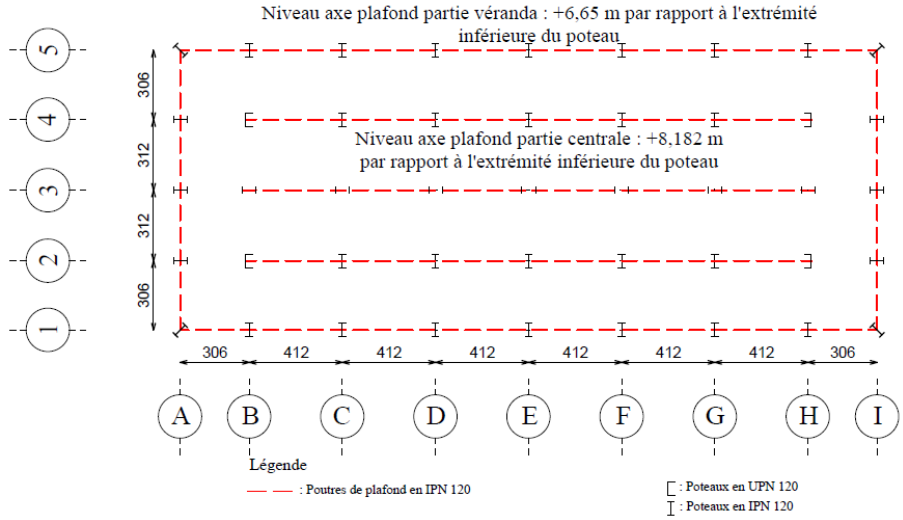


Figure A.113 : Plan des poutres au niveau des Plafonds du premier étage – dimensions en [cm]

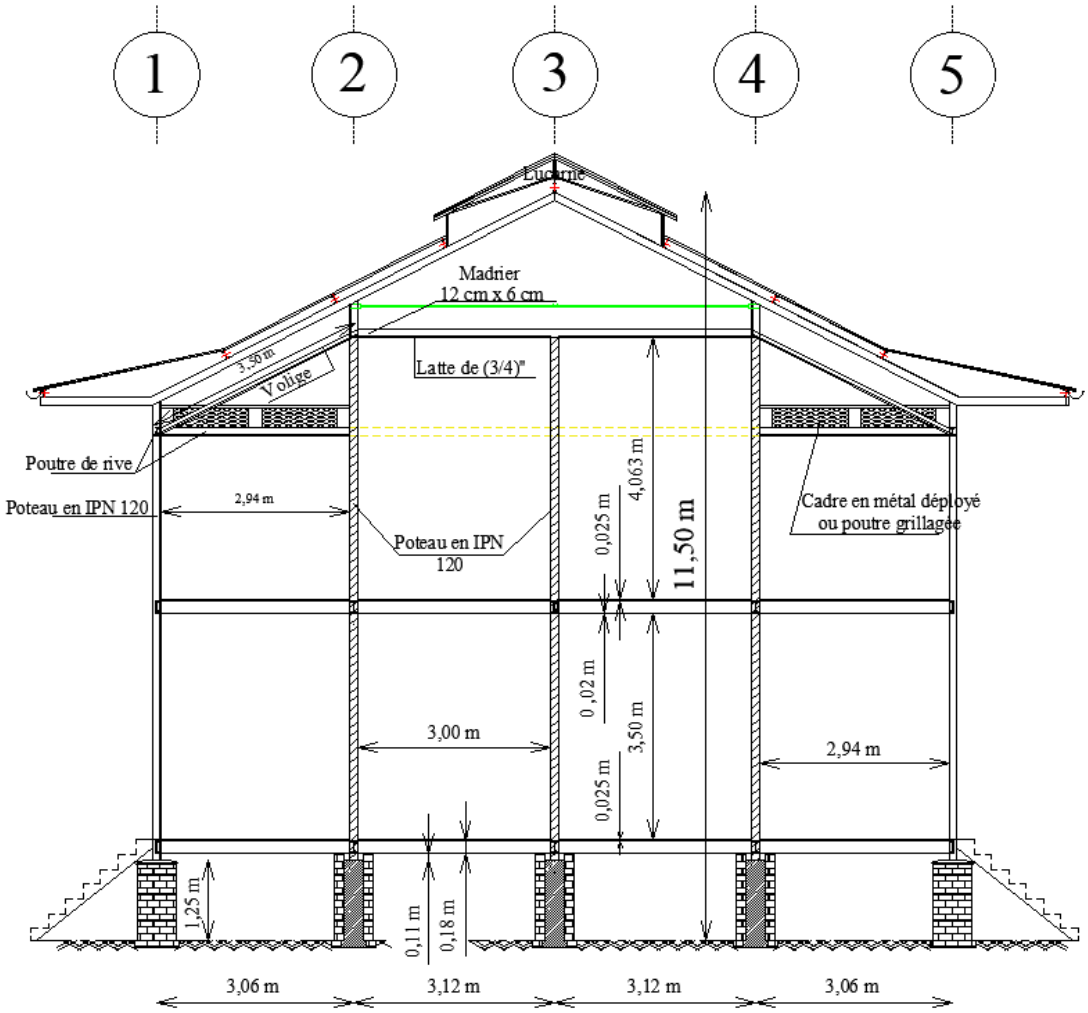


Figure A.114 : Coupe transversale du bâtiment

A.2.2.2 Modélisations de portiques

A.2.2.2.1 Appuis à la base des poteaux

Deux types d'appui sont considérés à la base des poteaux de portiques du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. En observant la Figure A.112 ci-dessus, il est à constater deux dispositions des poteaux IPN 120 par rapport aux plans des portiques. Ainsi, l'appui à la base des poteaux est considéré comme « encastrement », lorsque l'axe fort (y-y) du poteau (Figure A.115) est disposé perpendiculairement au plan du portique analysé. Pour une disposition contraire, c'est-à-dire l'axe fort du poteau parallèle au plan du portique, l'appui à la base est considéré comme « articulé - appui simple fixe ».

Pour les poteaux externes d'angle, leur disposition à la base permet d'adopter leurs appuis comme encastré ou articulé. L'hypothèse prise dans ce travail est de les considérer comme encastré.

Ainsi, tous les poteaux du portique 3 sont considérés encastrés à la base. Pour les portiques 1 et 2, seuls les poteaux externes sont considérés encastrés à la base dans les modélisations et les autres poteaux sont articulés pour cette étude en configuration initiale.

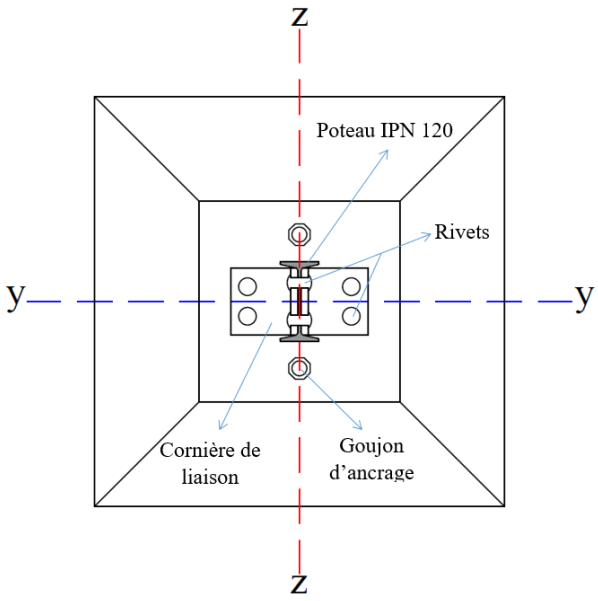


Figure A.115 : Vue de la liaison à la base des poteaux de portiques du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

A.2.2.2.2 Portique 1

Les nœuds des poutres, de la structure du bâtiment du palais de justice, sont assimilés aux articulations aux points de jonction avec les poteaux. C'est ainsi que dans les différentes modélisations des jonctions des poutres aux poteaux, il y a des cercles qui représentent les liaisons articulées. Cependant, pour les portiques 1, il a été constaté que la présence des cadres en métal déployé (Figure A.116), au niveau des poutres supérieures IPN 120 de ces portiques, permet de rigidifier les extrémités supérieures des poteaux de portiques externes. Ainsi, le schéma statique du portique 1 (voir Figure A.117), en phase de construction, se présente avec des nœuds rigides (sans cercle) aux points de jonction des poutres supérieures et des poteaux.

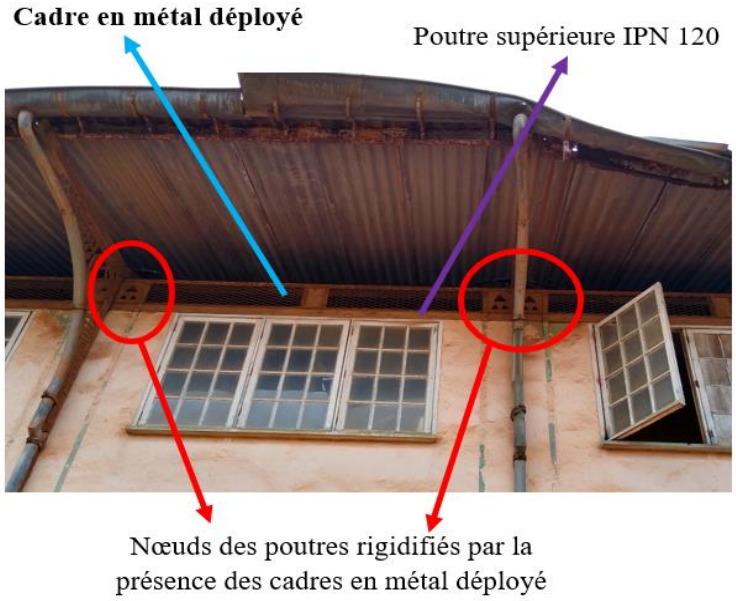


Figure A.116 : Les éléments rigidifiant les nœuds des poutres IPN 120 de plafond du portique 1

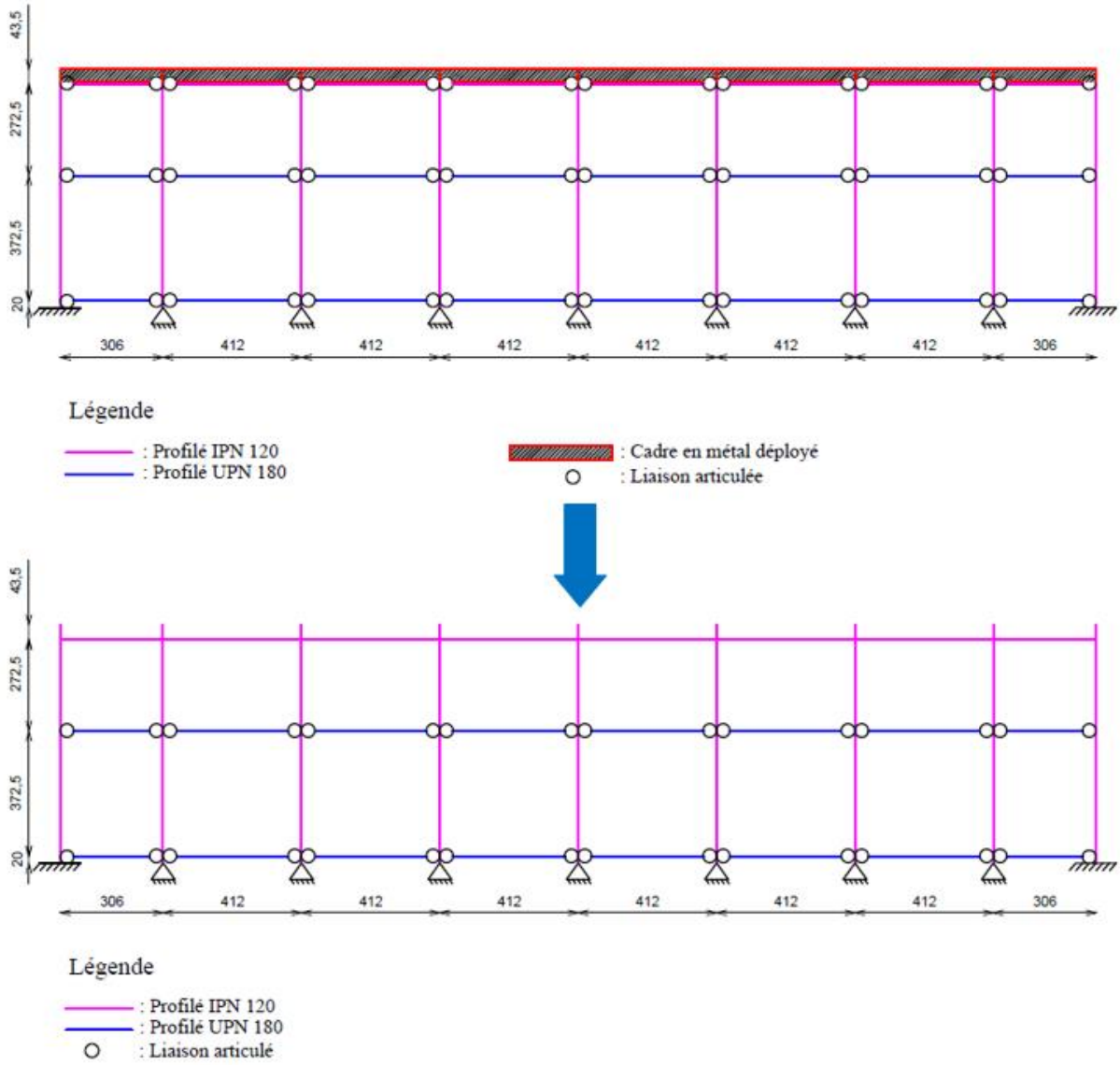


Figure A.117 : Schéma statique Portique 1 (phase de construction)

En phase de fonctionnement, la présence des éléments de contreventement sur la toiture et de la Ferme 3 en ligne verte (voir Figure A.11) permettent de considérer comme fixes, les nœuds sur lesquels ces éléments se joignent au portique 1. De plus, la présence des planchers en bois (dont les solives sont vissées sur les poutres extérieures en UPN 180, et boulonnées via des cornières de liaison sur les poutres intérieures en IPN 180), dans la configuration initiale de plancher (rez-de-chaussée et étage), apporte un effet diaphragme limitant le déplacement horizontal du portique 1 (en phase de fonctionnement) et transmettant les charges horizontales sollicitant ce portique aux murs de cloisonnement intérieurs en BA. C'est l'ensemble de ces hypothèses qui permet de modéliser le portique 1, en phase de fonctionnement, comme sur la Figure A.118 ci-dessous.

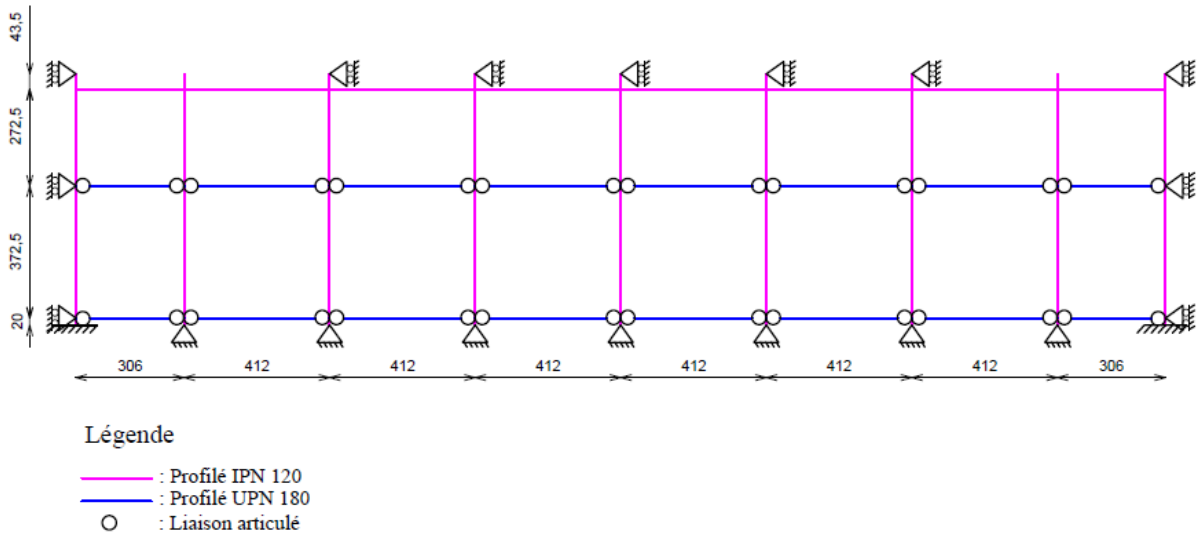


Figure A.118 : Schéma statique du Portique 1 (phase de fonctionnement)

A.2.2.2.3 Portiques 2 et 3

Afin de prendre en compte le bénéfice qu'apportent les jarrets aux extrémités de membrures de fermes sur la stabilité des éléments porteurs de la structure du bâtiment du palais de justice, les membrures de fermes sont considérées comme parties intégrantes des portiques selon qu'elles se trouvent dans leurs plans. Aussi, l'influence de cette présence des jarrets permet de considérer le point de jonction entre membrures de fermes et poteaux externes de portiques comme rigide.

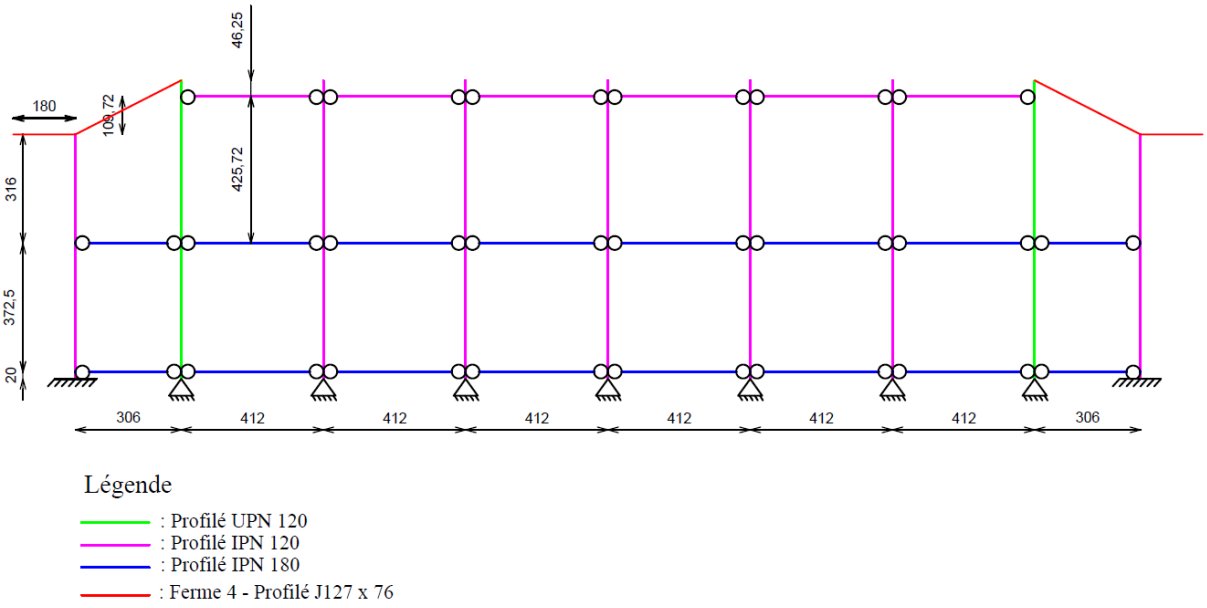


Figure A.119 : Schéma statique du portique 2 (phase de construction)

Note : Pour le portique 3, le point de rencontre des 5 membrures (Figure A.120) est considéré, dans la modélisation, comme un appui simple fixe du fait de la somme de rigidité de ces membrures en ce point.

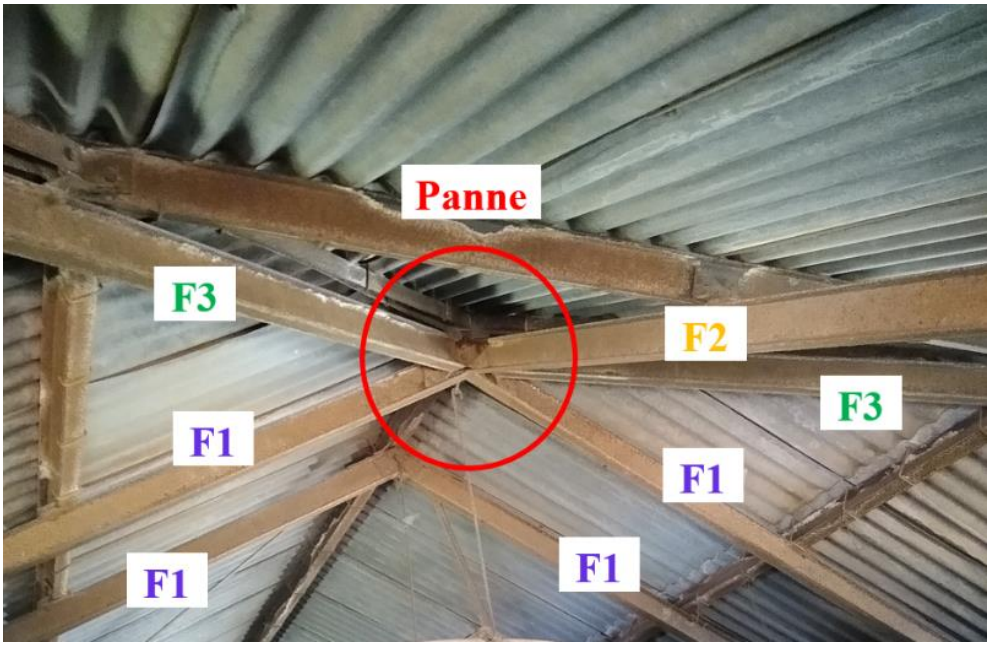


Figure A.120 : Point de rencontre de 5 membrures encerclé en rouge

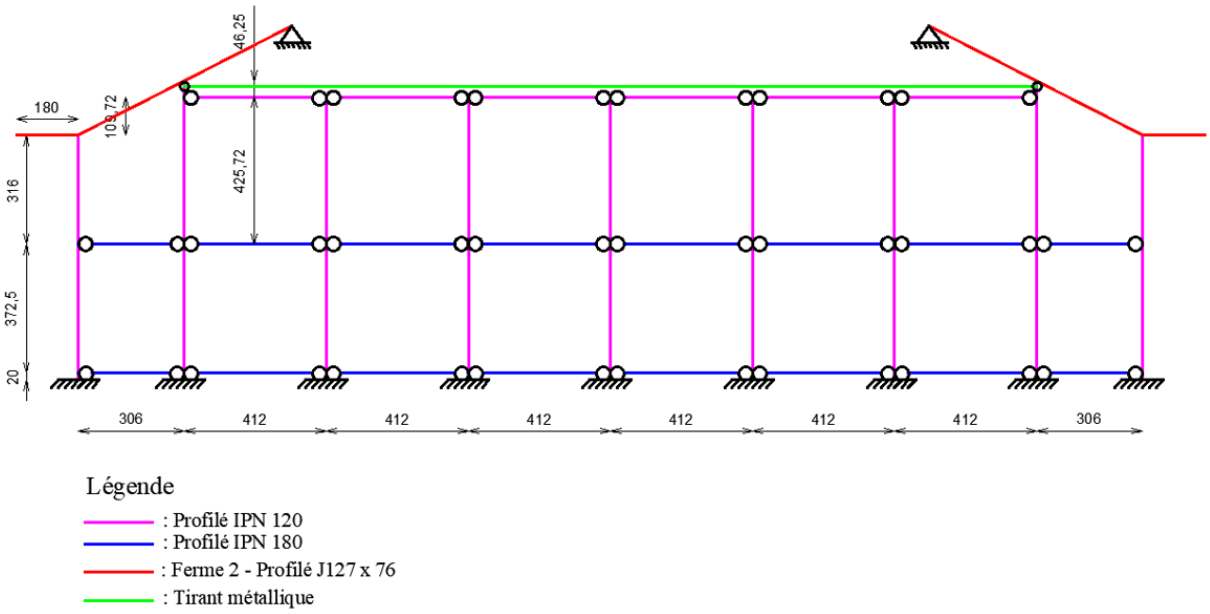


Figure A.121 : Schéma statique portique 3 (phase de construction)

Comme dit au §A.2.2.3.3, seul le portique externe (portique 1) est analysé, dans son entièreté, en phase de fonctionnement du fait de la présence des murs de contreventement en BA reprenant la quasi-totalité des déplacements et des charges sollicitant les deux autres portiques. Pour les portiques 2 et 3, seuls les poteaux d'extrémité et les poutres de la véranda (voir Figure A.121) au niveau de ces deux portiques seront vérifiées aux ELU et ELS vu l'absence des murs au niveau de la véranda dans la configuration initiale de la structure. Les charges appliquées sur les deux portiques étant proches, il sera considéré, pour l'analyse de cette portion des portiques 2 et 3 en phase de fonctionnement, les charges appliquées sur le portique 2.

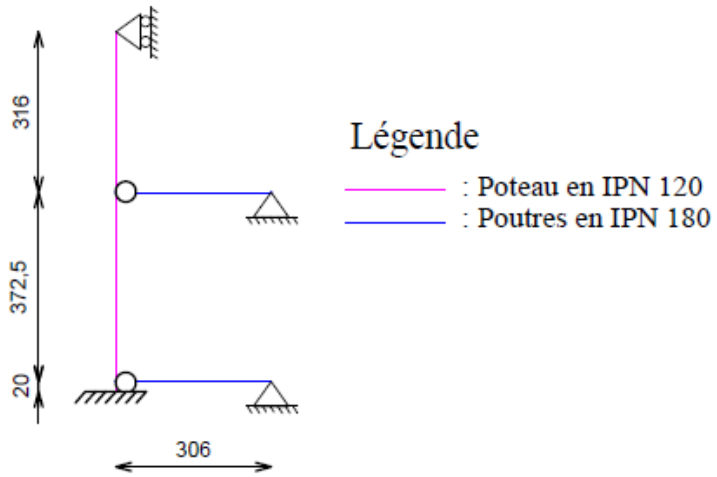


Figure A.122 : Schéma statique de la portion des portiques 2 et 3 (phase de fonctionnement)

Rappelons que pour cette annexe, deux phases d'étude sont considérées. La première est la phase de construction, situation où il n'y avait à priori aucun élément de contreventement, et la seconde est la phase de fonctionnement, situation où la structure est contreventée par les murs en béton. La phase de construction tient aussi compte de la présence des éléments porteurs de la toiture (à l'exception des tôles). C'est ainsi qu'il est fait, au §A.2.2.3.1, l'évaluation des réactions d'appui de différentes fermes sous chargement des pannes pour ne pas prendre en compte la présence des tôles.

Ainsi, les étapes de l'étude complète de ces portiques sont :

- au §A.2.2.3, il a été fait l'évaluation des différentes charges sollicitant ces portiques ;
- les analyses et vérifications (aux ELS et ELU) de ces portiques et de leurs éléments porteurs via le logiciel Ossa2d, ont suivies au §A.2.2.4.

A.2.2.3 Evaluation des charges sur les portiques

A.2.2.3.1 Réactions d'appui des fermes sous charges permanentes

Les membrures (arbalétriers) de ces fermes sont en profilé J127x76 (profilé en acier dont le poids volumique est de : 78,5 kN/m^3). Le poids propre de ce profilé est G_{Ek1} = 0,16 kN/m, et les réactions d'appui du chargement correspondant sont calculées dans la partie analyses des fermes (cf. §A.2.1.6.2 au §A.2.1.6.7). Pour cette partie, il n'est évalué que les réactions d'appui des fermes sous chargement du Tableau A.38 ci-dessous qui donne les valeurs des réactions d'appui de poids propre des pannes sur les fermes. Ceci est fait pour exclure la présence des tôles dans les analyses de portiques en phase de construction.

La « ferme 2 » étant partie intégrante du portique 3, les charges des pannes lui sont directement appliquées dans l'analyse du portique 3 - il n'est donc pas fait les calculs de réactions d'appui pour ce cas.

Ainsi, les réactions d'appui des fermes issues des chargements des pannes seules seront additionnées aux réactions d'appui des autres charges permanentes sur les fermes (à l'exception des charges des tôles) trouvées dans la partie analyses des fermes.

Tableau A.38 : Réactions d'appui des pannes sous poids propre

Pannes IPN 120	Réactions d'appui pannes seules (en kN)		
	R_M	R_D	R_G
P_1	0,572	0,171	0,171
P_2	0,572	0,171	0,171
P_3	0,471	0,186	0,019
P_4	0,572	0,171	0,171
P_5	1,116	0,175	-0,804
P_6	0,572	0,171	0,171
P_7	0,490	0,184	0,082
P_8	0,572	0,171	0,171
P_9	0,523	0,182	-0,137
P_{10}	0,572	0,171	0,171
P_{11}	0,433	0,130	0,130
P_{12}	0,368	0,140	0,056
P_{13}	0,689	0,133	-0,446
P_{14}	0,234	0,070	0,070
P_{I1}	0,000	0,270	0,270

Ferme 1-A : Charges provenant des Pannes : $G_{Ek3} = R\ (\sum g_{Ek1})$ - (cf. Tableau A.38 et Figure A.37)

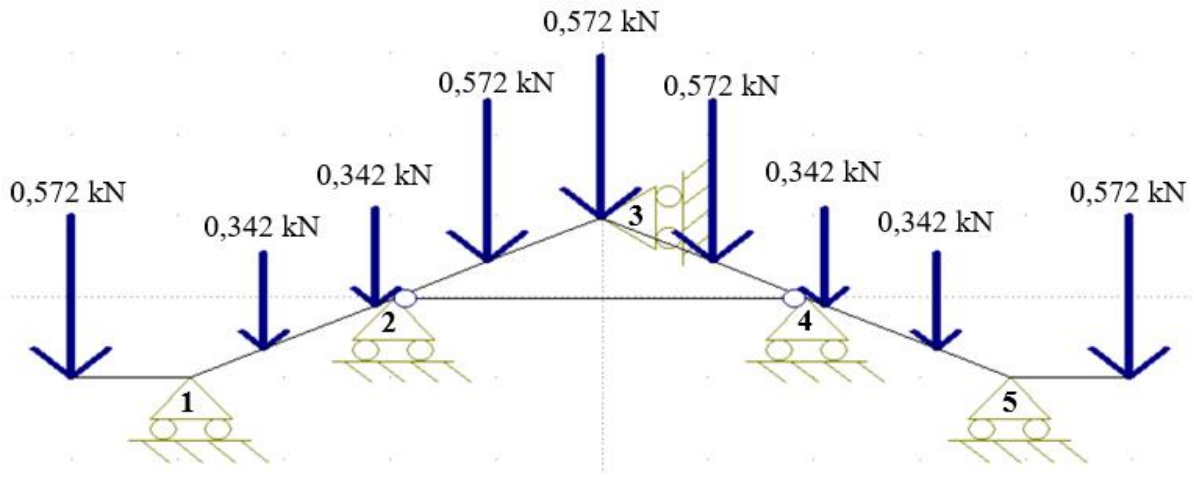


Figure A.123 : Charges des pannes sur la ferme 1-A

Ferme 1-B : Charges provenant des Pannes : $G_{Ek3} = R\ (\sum g_{Ek1})$ - (cf. Tableau A.38 et Figure A.48)

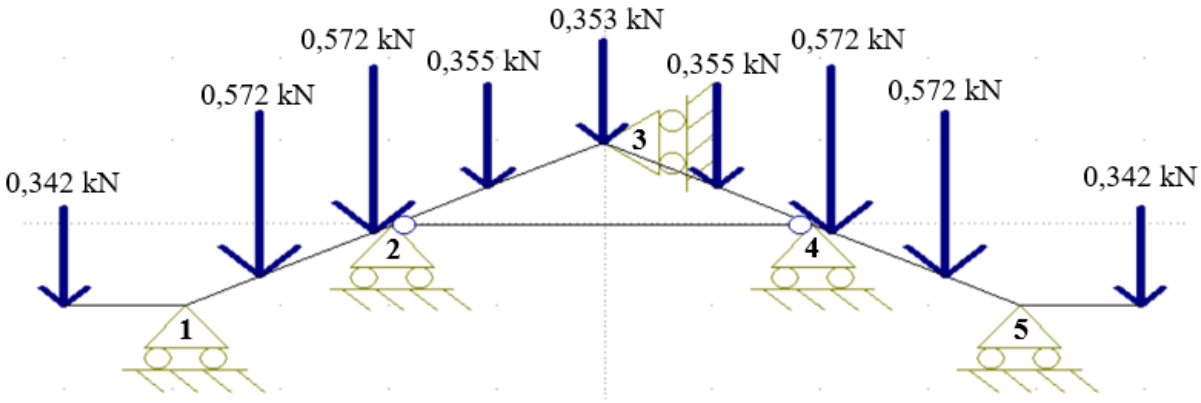


Figure A.124 : Charges des pannes sur la ferme 1-B

Ferme 1-C : Charges provenant des Pannes : $G_{Ek3} = R\ (\sum g_{Ek1})$ - (cf. Tableau A.38 et Figure A.57)

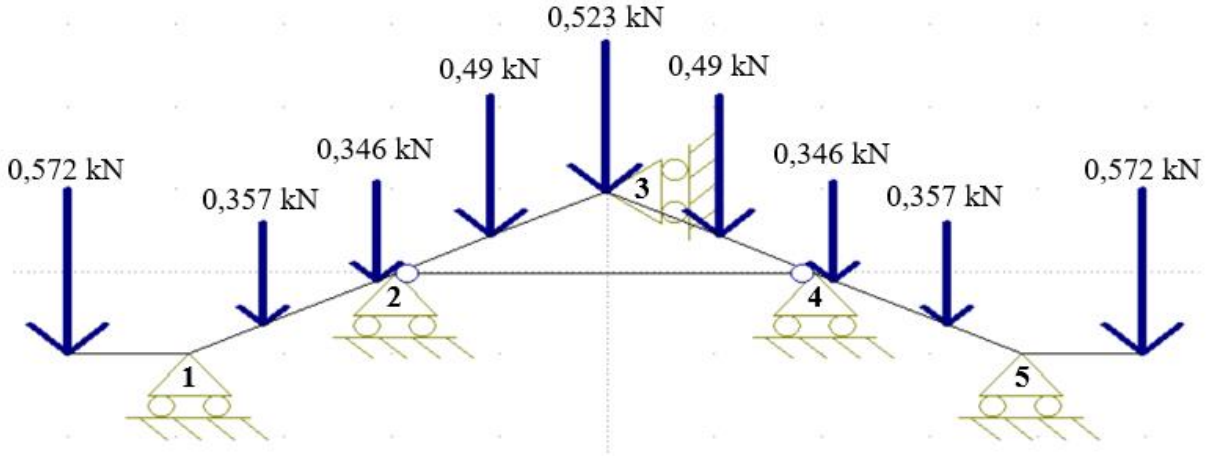


Figure A.125 : Charges des pannes sur la ferme 1-C

Ferme 3 : Charges provenant des Pannes : $G_{Ek3} = R\ (\sum g_{Ek1})$ - (cf. Tableau A.38 et Figure A.78)

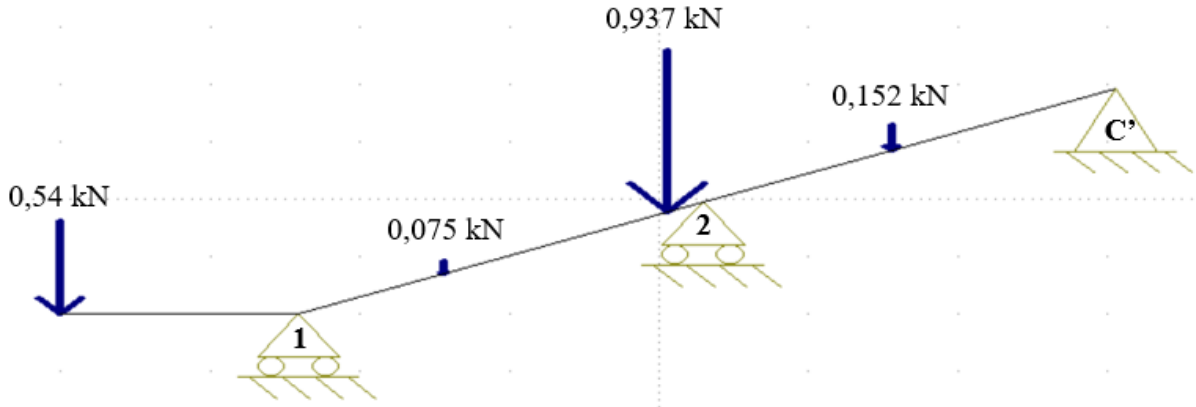


Figure A.126 : Charges des pannes sur la ferme 3

Ferme 4 : Charges provenant des Pannes : $G_{Ek3} = R\ (\sum g_{Ek1})$ - (cf. Tableau A.38 et Figure A.89)

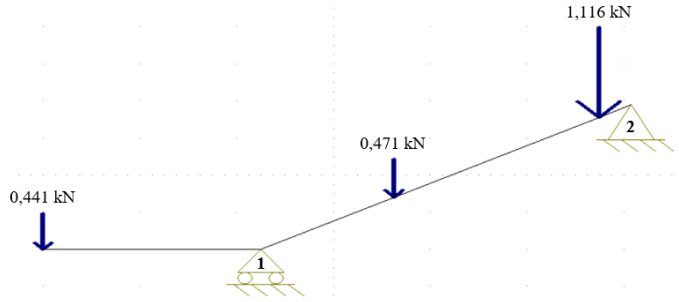


Figure A.127 : Charges des pannes sur la ferme 4

Tableau A.39 : Résumé des réactions d'appui des fermes sous chargement des pannes seules

Charges permanentes	Réactions d'appui en kN			
Ferme1-A (F1-A)	V_1	V_2	V_4	V_5
G_{Ek3}	1,15	1,03	1,03	1,15
Ferme1-B (F1-B)	V_1	V_2	V_4	V_5
G_{Ek3}	0,91	1,11	1,11	0,91
Ferme1-C (F1-C)	V_1	V_2	V_4	V_5
G_{Ek3}	1,16	0,86	0,86	1,16
Ferme 3 (F3)	V_1	V_2	$V_{C'}$	$H_{C'}$
G_{Ek3}	1,01	0,6	0,09	0
Ferme 4 (F4)	V_1	V_2	H_2	
G_{Ek3}	1,1	0,93	0	

Tableau A.40 : Résumé des réactions d'appui des fermes dues aux charges permanentes à considérer sur les portiques en phase de construction

Charges permanentes	Réactions d'appui en kN			
Ferme1-A (F1-A)	V_1	V_2	V_4	V_5
$G_{Ek1} + G_{Ek3} + G_{Ek4}$	1,69	3,10	3,10	1,69
Ferme1-B (F1-B)	V_1	V_2	V_4	V_5
$G_{Ek1} + G_{Ek3} + G_{Ek4}$	1,49	2,61	2,61	1,49
Ferme1-C (F1-C)	V_1	V_2	V_4	V_5
$G_{Ek1} + G_{Ek3}$	1,78	1,72	1,72	1,78
Ferme 3 (F3)	V_1	V_2	$V_{C'}$	$H_{C'}$
$G_{Ek1} + G_{Ek3}$	1,87	1,38	0,41	0
Ferme 4 (F4)	V_1	V_2	H_2	Observation
$G_{Ek1} + G_{Ek3}$	1,77	1,12	0	Portique 1 et 2
* G_{Ek3}	1,10	0,93	0	Portique 2

Note :

- pour les ferme 1-A et ferme 1-B, G_{Ek4} : renvoie à la prise en compte de la présence de la lucarne.
- * : pour ce cas, les fermes font parties intégrantes du portique, nous ne prendrons donc pas en compte le poids propre des fermes situées dans le plan du portique analysé.
- Pour la phase de fonctionnement, on se reportera aux réactions d'appui des fermes trouvées lors de leurs analyses (du §A.2.1.6.2 au §A.2.1.6.7).

A.2.2.3.2 Charges sur les Portiques

A.2.2.3.2.1 Portique 1

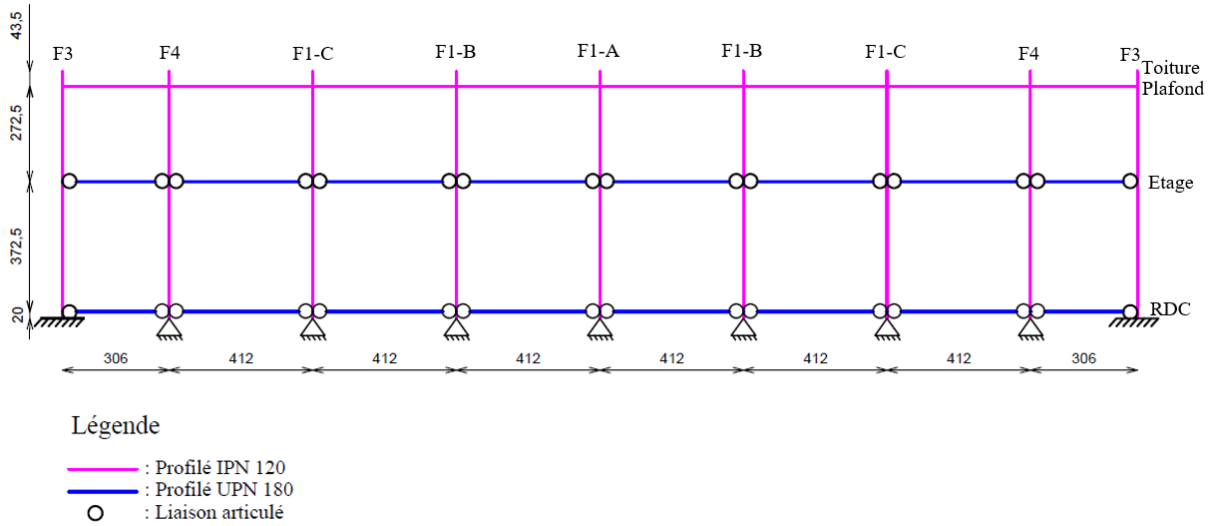


Figure A.128 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 1

Charges provenant de la toiture

Au regard de la Figure A.128 ci-dessus, des valeurs de réactions d'appui du Tableau A.40 et de celles obtenues lors des analyses des fermes (du §A.2.1.6.2 au §A.2.1.6.7), les valeurs des charges de la toiture à reporter aux têtes des poteaux sont données au Tableau A.41 ci-dessous :

Tableau A.41 : Report des charges des fermes sur le portique 1

Fermes	Charges verticales (en kN)				
	Charges permanentes (G_{Ek})	Charges permanentes (G_{Ek}) - Tôles	Charges variables (Q_{Ek})	Charges de vent (W_{Ek1})	Charges de vent (W_{Ek2})
F1-A	2,73	1,69	6,93	21,25	-26,47
F1-B	2,39	1,49	5,98	18,64	-22,46
F1-C	2,8	1,78	6,82	21,07	-26,06
F3	2,54	1,87	5,02	21,23	-23,76
F4	2,82	1,77	7,03	24,15	-27,95

A.2.2.3.2.2 Charges dues aux poids propres

- IPN 120 : 11,1 kg/m = 0,111kN/m
- UPN 180 : 22 kg/m = 0,22kN/m

Charges permanentes

a. Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC)

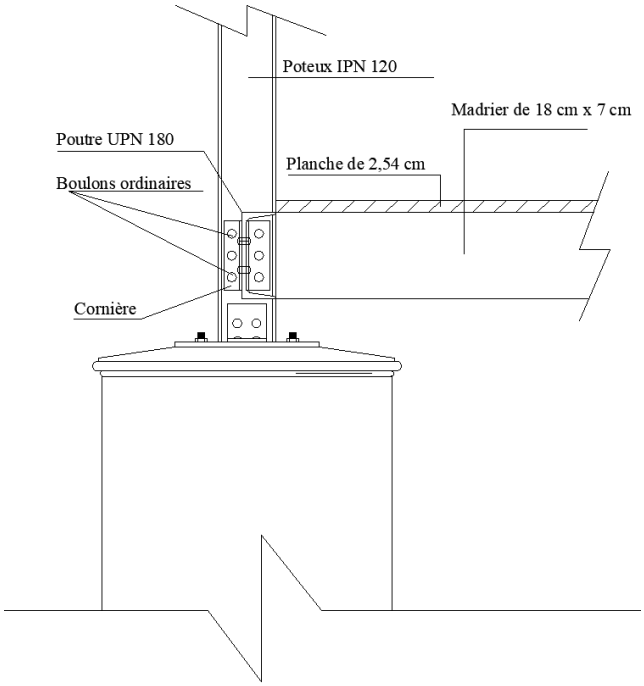


Figure A.129 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre UPN 180

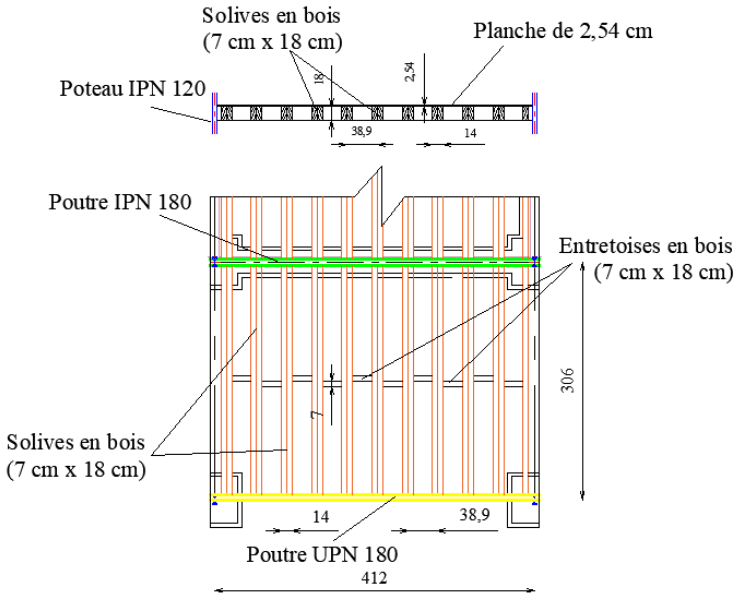


Figure A.130 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois (hypothèse : bois résineux de classe C18 (sapin Belge) de masse volumique moyenne = 3,8 kN/m^3)

- Charge pour 11 files de solive (transformée en charge par unité de longueur) : $\frac{0,18\text{ m x }0,07\text{ m x }2\text{ x }11\text{ x }3,06\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{4,12\text{ m x }2} = 0,391\text{ kN/m}$

- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : $\frac{0,0254\text{ m x }3,06\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{2} = 0,148\text{ kN/m}$

⇒ La charge due au plancher en bois sera de : $g_{Ek1} = 0,391 + 0,148 = 0,539\text{ kN/m}$

- Garde-corps (direction du portique) : $g_{Ek2} = 0,25\text{ kN/m}$
- Poutres transversales extrêmes en UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique (voir Figure A.112) : $\frac{3,06\text{ m x }0,22\text{ kN/m}}{2} = 0,34\text{ kN}$
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : $\frac{3,06\text{ m x }0,25\text{ kN/m}}{2} = 0,383\text{ kN}$

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau rez-de-chaussée sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,383 = 0,723\text{ kN}$

b. <u>Au niveau du plancher de l'étage</u>

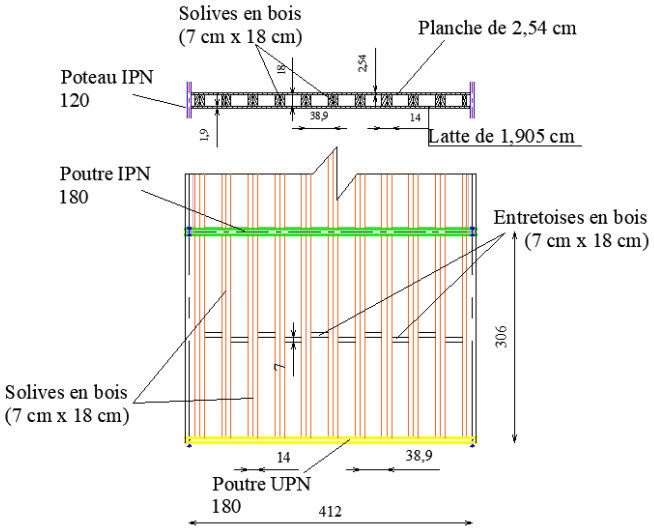


Figure A.131 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois (charges associées aux solives et planches identiques au plancher en bois du RDC)

- Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,18\text{ m x }0,07\text{ m x }2\text{ x }11\text{ x }3,06\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{4,12\text{ m x }2} = 0,391\text{ kN/m}$

- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : $\frac{0,0254\text{ m x }3,06\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{2} = 0,148\text{ kN/m}$

- Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905\text{ m x }3,06\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{2} = 0,111\text{ kN/m}$

⇒ La charge due au plancher en bois sera de : $g_{Ek1} = 0,391 + 0,148 + 0,111 = 0,65\text{ kN/m}$

- La charge du garde-corps et des éléments décoratifs : $g_{Ek2} = 0,5\text{ kN/m}$

- Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique (voir Figure 2.33) : $\frac{3,06 \text{ m x } 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,34 \text{ kN}$
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : $\frac{3,06 \text{ m x } 0,5 \text{ kN/m}}{2} = 0,765 \text{ kN}$

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau +1 sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,765 = 1,105 \text{ kN}$

c. Au niveau du plafond de la partie terrasse

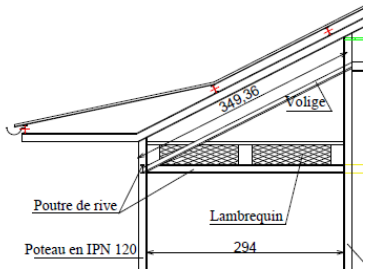


Figure A.132 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - Dimensions en [cm]

- Voligeage en bois (charges associées aux solives et lattes) :

- Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,06 \text{ m x } 0,06 \text{ m x } 11 \text{ x } 3,494 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{4,12 \text{ m x } 2} = 0,064 \text{ kN/m}$
- Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905 \text{ m x } 3,494 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,126 \text{ kN/m}$

⇒ La charge due au voligeage en bois sera de : $g_{Ek1} = 0,064 + 0,126 = 0,19 \text{ kN/m}$

- Pour le cadre en métal déployé, on prend : $g_{Ek2} = 0,10 \text{ kN/m}$
- Charge du voligeage transversal en bois sur les poteaux extérieurs du portique : $G_{Ek1} = 0,19 \text{ kN/m x } 3,06 \text{ m}/2 = 0,291 \text{ kN}$
- Poutres transversales IPN 120 connectées aux poteaux extérieurs du portique (Figure A.113) : $(3,06 \text{ m x } 0,111 \text{ kN/m})/2 = 0,17 \text{ kN}$
- Cadre en métal déployé (direction perpendiculaire au portique) : $(3,06 \text{ m x } 0,10 \text{ kN/m})/2 = 0,153 \text{ kN}$

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau du plafond sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek2} = 0,17 + 0,153 = 0,323 \text{ kN}$

Charges variables

La charge variable q_k à considérer aux niveaux des planchers du RDC et de l'étage sera (conformément à l'EN 1991-1-1) de :

2 kN/m^2, bâtiment d'habitation (catégorie A) - configuration d'origine. Ainsi, la charge à appliquer sur les poutres du portique sera de : $q_{Ek} = \frac{3,06 \text{ m x } 2 \text{ kN/m}^2}{2} = 3,06 \text{ kN/m}$

Note : la charge variable n'est à considérer qu'en phase de fonctionnement.

Charges de vent

Les panneaux du portique n'étant pas rempli transversalement (aucun remplissage entre colonnes) pour cette partie de la structure (partie véranda - voir Figure A.1), la charge horizontale du vent, directement appliquée sur le portique, ne sera pas considérée dans le calcul (pas de transfert de la charge du vent au portique pour les phases de montage et de fonctionnement initial du bâtiment).

A.2.2.3.2.3 Portique 2

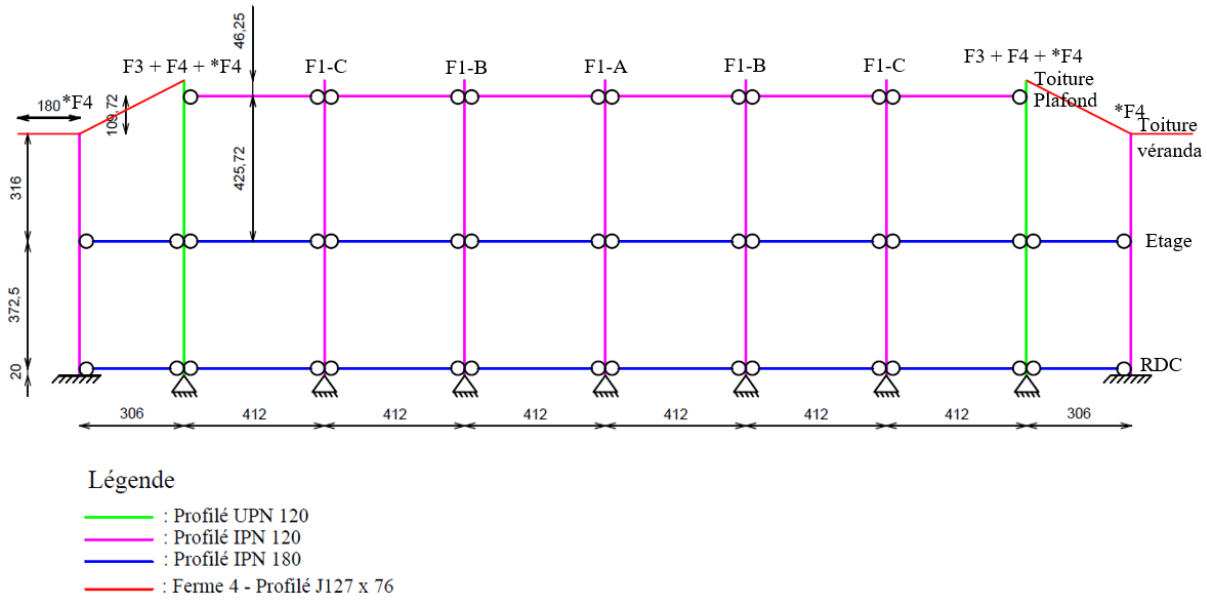


Figure A.133 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 2 - phase de construction

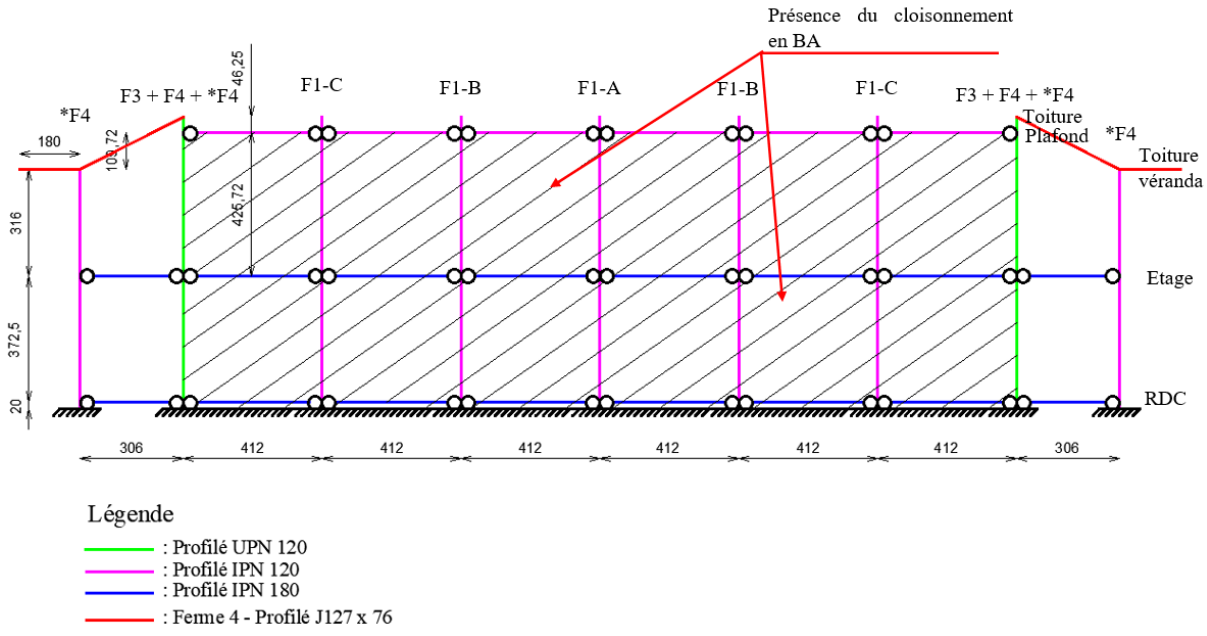


Figure A.134 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 2 - phase de fonctionnement

Note : En phase de fonctionnement, les murs de cloisonnement bloquent tous mouvements de rotation à la base des poteaux internes du portiques 2. Ces liaisons sont donc considérées comme

encastrées. Cette présence des murs de cloisonnement conduit à réduire l'étude de l'ensemble du portique à l'étude d'une portion du portique comme vu ci-dessus (§ A.2.2.2.3).

Charges provenant de la toiture

Même procédure que pour le portique 1

Tableau A.42 : Report des charges des fermes sur le portique 2

Fermes	Charges verticales (en kN)					
	Charges permanentes (G_{Ek})	Charges permanentes (G_{Ek}) - Tôles	Charges Pannes (G_{Ek3})	Charges variables (Q_{Ek})	Charges du vent (W_{Ek1})	Charges du vent (W_{Ek2})
F1-A	3,61	3,1	-	3,42	6,09	-5,82
F1-B	3,69	2,61	-	7,24	14,44	-17,63
F1-C	2,75	1,72	-	6,87	12,45	-18,63
[F3 + F4 +*F4] (2)	3,07	3,43	-	8,21	6,82	-9,48
* F4 (1)	2,15	-	1,10	7,03	24,15	-27,95

(1), (2) : positions des appuis de fermes (voir Figure A.95 et Tableau A.40)

* : une des Fermes 4 dont le poids propre est pris en compte dans l'analyse du portique (cf. Figure A.11 et Figure A.133)

Charges dues aux poids propres

- J 127x76 — 16 kg/m = 0,16 kN/m
- IPN 120 : — 11,1 kg/m = 0,111 kN/m
- UPN 120 : — 13,4 kg/m = 0,134 kN/m
- IPN 180 : — 21,9 kg/m = 0,219 kN/m

Charges permanentes

a. Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC)

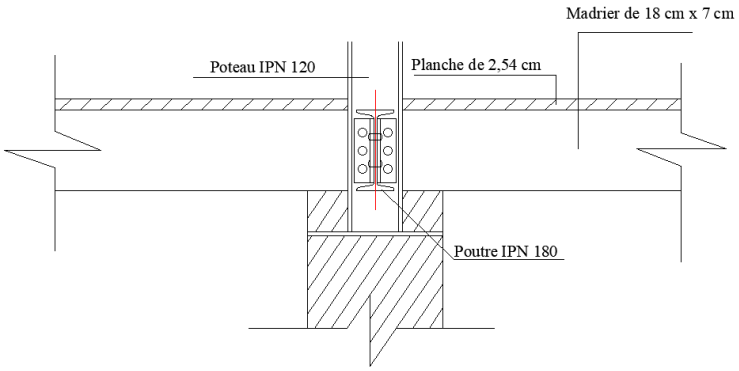


Figure A.135 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre IPN 180

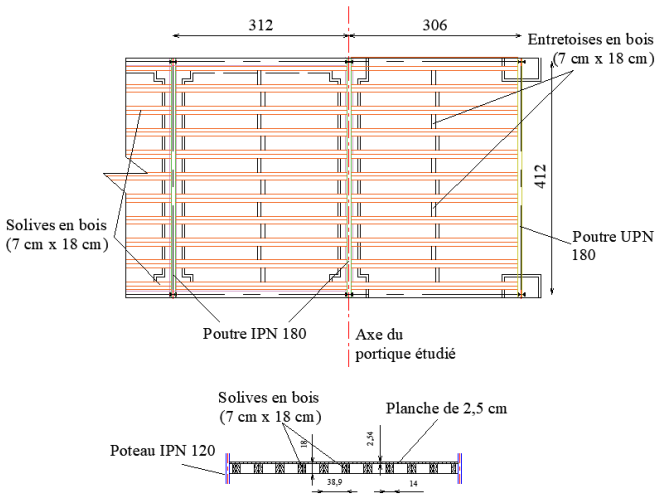


Figure A.136 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois C18 ($\gamma = 3{,}8$ kN/m^3)

- Largeur d'influence entre axes : (3,06 m +3,12 m) /2 = 3,09 m
- Largeur d'influence entre nus des murs : (3,06 m +3,12 m – 0,12 m) /2 = 3,03 m
- Charge pour 11 files de solive : $\frac{0{,}18 \text{ m x } 0{,}07 \text{ m x } 2 \text{ x } 11 \text{ x } 3{,}09 \text{ m x } 3{,}8 \text{ kN/m}^3}{4{,}12 \text{ m}} = 0{,}79$ kN/m
- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : 0,0254 m x 3,03m x 3,8 kN/m^3= 0,292 kN/m

⇒ La somme des charges linéaires vaut : g_{Ek1}= 0,79 + 0,292 = 1,082 kN/m

- Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique : 3,09 m x 0,22 kN/m= 0,68 kN
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : 3,09 m x 0,25 kN/m= 0,773 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau rez sur les poteaux extérieurs vaut : G_{Ek1} = 0,68 + 0,773 =1,453 kN

b. <u>Au niveau du plancher de l'étage</u>

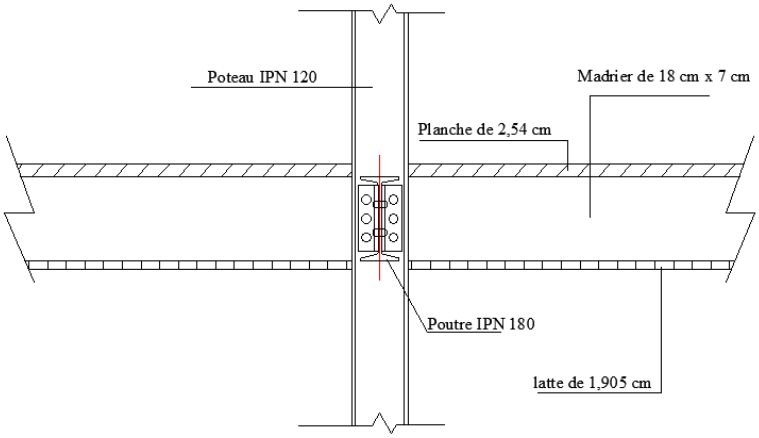


Figure A.137 : Vue de la liaison plancher étage et poutre IPN 180

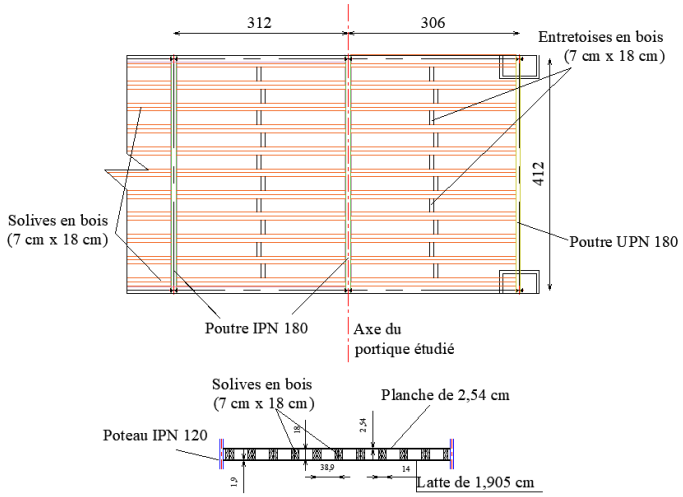


Figure A.138 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois C18 ($\gamma = 3{,}8$ kN/m^3)

- Largeur d'influence entre axes : (3,06 m +3,12 m) /2 = 3,09 m
- Largeur d'influence entre nus des murs : (3,06 m +3,12 m – 0,12 m) /2 = 3,03 m
- Charge pour 11 files de solive : $\frac{0{,}18 \text{ m} \times 0{,}07 \text{ m} \times 2 \times 11 \times 3{,}09 \text{ m} \times 3{,}8 \text{ kN/m}^3}{4{,}12 \text{ m}} = 0{,}79$ kN/m
- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : 0,0254 m x 3,03 m x 3,8 kN/m^3= 0,292 kN/m
- Charge de lattes de (3/4)''(1,905 cm) : 0,01905 m x 3,03 m x 3,8 kN/m^3= 0,219 kN/m

⇒ La somme des charges linéaires vaut : $g_{Ek2} = 0{,}79 + 0{,}292 + 0{,}219 = 1{,}301$ kN/m

- Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique : 3,09 m x 0,22 kN/m= 0,68 kN
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : 3,09 m x 0,5 kN/m= 1,545 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau +1 sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek2} = 0{,}68 + 1{,}545 = 2{,}225$ kN

c. <u>Au niveau du plafond de la partie intérieure</u>

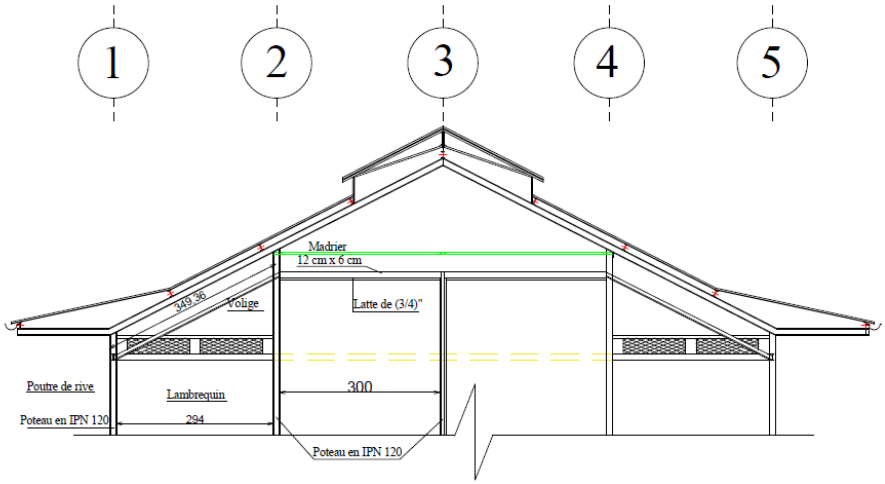


Figure A.139 : Vue des éléments constitutifs du plafond de l'étage

- Voligeage en bois (charges associées aux solives et lattes) - Partie véranda :

- Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,06\text{ m x }0,06\text{ m x }11\text{ x }3,494\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{4,12\text{ m x }2} = 0,064$ kN/m
- Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905\text{ m x }3,494\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{2} = 0,126$ kN/m
- La somme de charges du voligeage en bois vaut : $0,064 + 0,126 = 0,19$ kN/m

- Plafond en bois (charges associées aux solives et lattes) - Partie centrale :

- Madriers de plafond (12x6) cm : $\frac{0,12\text{m x }0,06\text{m x }11\text{ x }3,12\text{m x }3,8\text{kN/m}^3}{4,12\text{m x }2} = 0,114$ kN/m
- Charge des lattes de (3/4)'' : $\frac{0,01905\text{ m x }(3,12-0,12)\text{ m x }3,8\text{ kN/m}^3}{2} = 0,109$ kN/m
- La somme de charges du plafond en bois vaut : $0,114 + 0,109 = 0,223$ kN/m

⇒ La somme des charges linéaires vaut : $g_{Ek3} = 0,19 + 0,223 = 0,413$ kN/m

- Largeur d'influence : (3,06 m + 3,12 m) /2 = 3,09 m

- Poutres transversales IPN 120 connectées aux poteaux extérieurs du portique (Figure A.113) : 3,09m x 0,111 kN/m = 0,34 kN
- Cadre en métal déployé (direction ⊥ au portique) : 3,09 m x 0,10 kN/m = 0,309 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau plafond sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek3} = 0,34 + 0,309 = 0,649$ kN

Charges variables

Même valeur de charge d'exploitation qu'au portique 1, bâtiment à usage d'habitation (catégorie A), ancienne configuration.

Ainsi, la charge à appliquer sur le portique 2 (largeur transversale = 3,09 m) serait de :

$q_k = (3,09 - 0,12)\text{ m x }2\text{ kN/m}^2 = 5,94$ kN/m

Charges du vent

Pour la charge de vent, deux phases sont à considérer :

a. Phase de construction

Lors de la construction, il n'y avait pas la présence des éléments présentant une prise au vent significative. De ce fait, la charge du vent ne sera pas prise en compte dans le calcul du portique.

b. Phase de fonctionnement

Pour la phase de fonctionnement, la charge de vent, comme les autres charges de la partie intérieure du bâtiment, est totalement reprise par les murs intérieurs en BA jouant le rôle de noyau central et transmettant les charges aux fondations. Pour cette situation, la charge de vent, horizontale sur le portique, ne sera pas non plus considérée dans l'analyse de ce dernier.

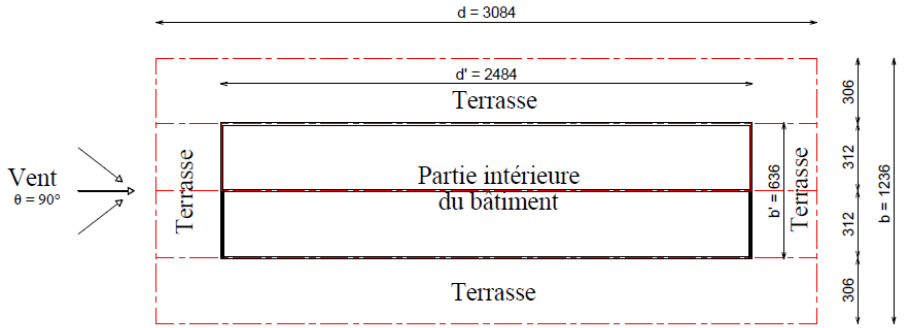


Figure A.140 : Schéma en plan de l'action du vent sur le bâtiment du palais de justice- Dimensions en [cm]

A.2.2.3.2.4 Portique 3

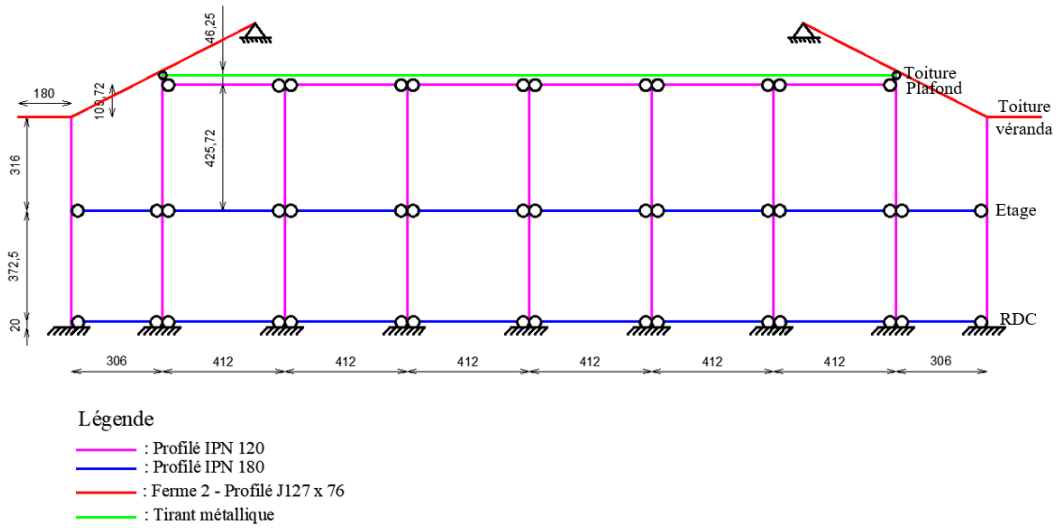


Figure A.141 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 3 (phase de construction)

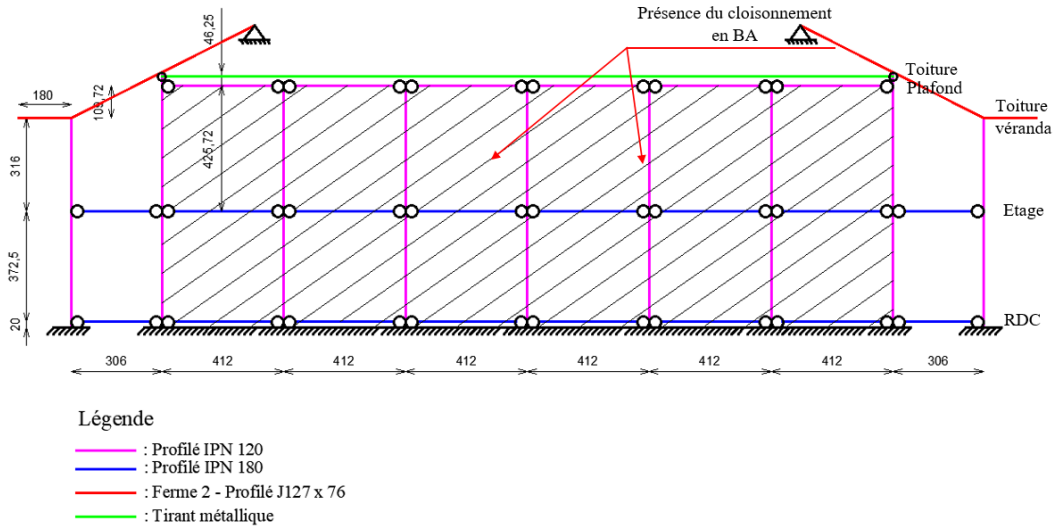


Figure A.142 :Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 3 (phase de fonctionnement)

Charges provenant de la toiture

Comme il a été dit ci-haut (cf. A.2.1.6.5), la ferme 2 fait partie intégrante du portique 3. De ce fait, les charges appliquées sur les fermes 2 au moment de leur analyse seront réappliquées sur ces fermes dans l'analyse du portique 3 (Il ne sera donc pas reporté les réactions de la ferme 2 sur le portique 3). L'exemple de l'application des charges provenant des pannes et appliquées sur les fermes 2 est donné à la Figure A.143 ci-dessous.

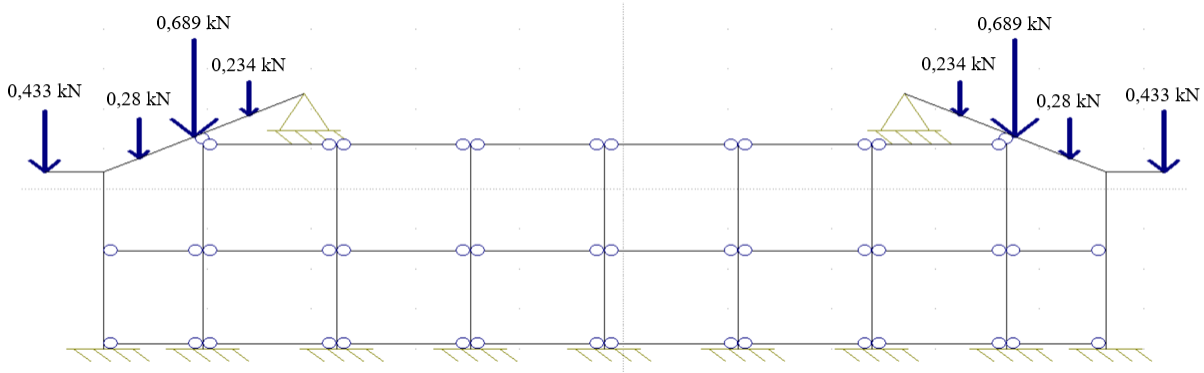


Figure A.143 : Charges des pannes sur les fermes 2 comme partie intégrante du portique 3

Charges dues aux poids propres

- J 127x76 : 16 kg/m = 0,16 kN/m
- IPN 120 : 11,1 kg/m = 0,111kN/m
- IPN 180 : 21,9 kg/m = 0,219kN/m

Charges permanentes

a. Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC)

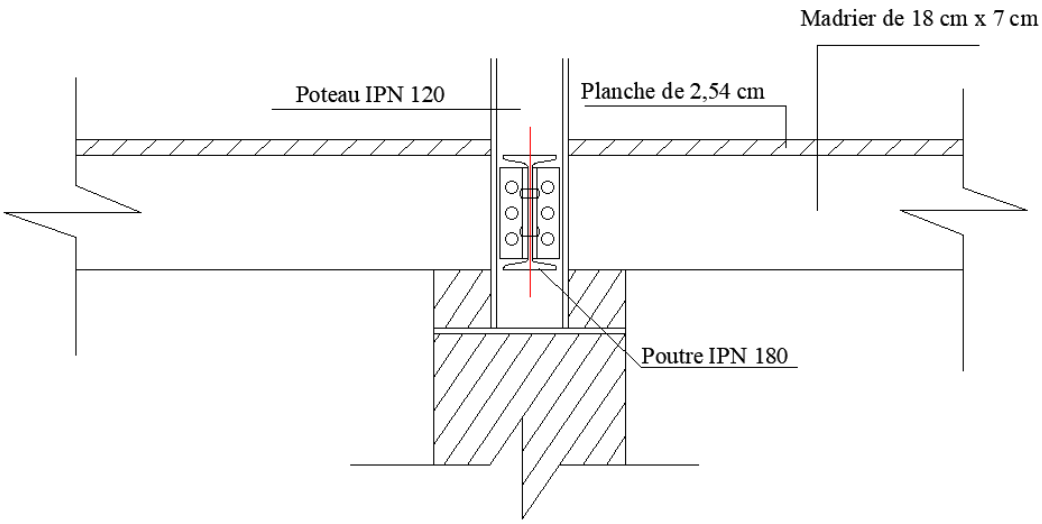


Figure A.144 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre IPN 180

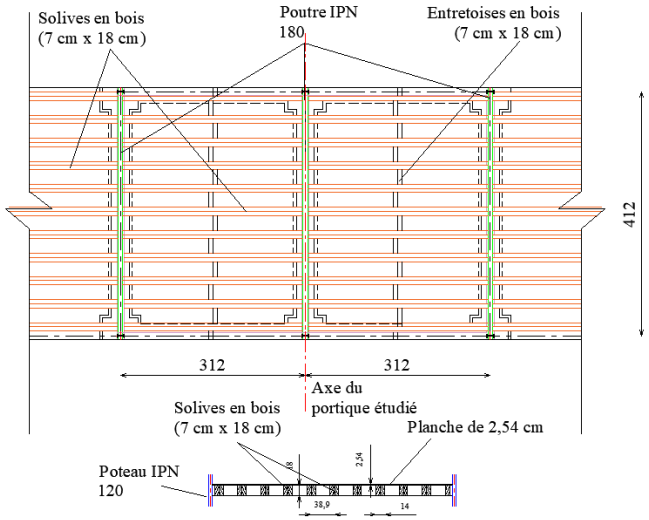


Figure A.145 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois C18 $\gamma = 3,8$ kN/m^3

- Largeur d'influence entre axes : (3,12 m +3,12 m) /2 = 3,12 m
- Largeur d'influence entre nus des murs : (3,12 m +3,12 m – 0,12 m) /2 = 3,06 m
- Charge pour 11 files de solive : $\frac{0,18 \text{ m x } 0,07 \text{ m x } 2 \text{ x } 11 \text{ x } 3,12 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{4,12 \text{ m}} = 0,798$ kN/m
- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : 0,0254 m x 3,06 m x 3,8 kN/m^3= 0,295 kN/m

⇒ La somme des charges linéaires vaut : g_{Ek1}= 0,798 + 0,301 = 1,099 kN/m

- Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique : 3,12 m x 0,22 kN/m = 0,686 kN
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : 3,12 m x 0,25 kN/m= 0,78 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau rez sur les poteaux extérieurs vaut : G_{Ek1} = 0,686 + 0,78 = 1,466 kN

b. <u>Au niveau du plancher de l'étage</u>

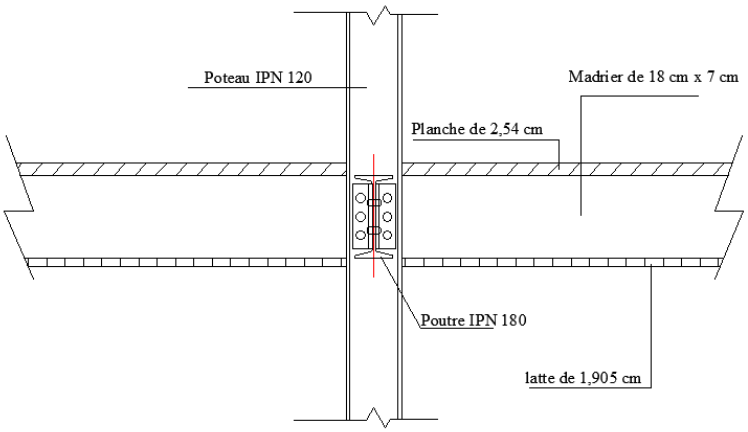


Figure A.146 : Vue en élévation de la liaison plancher étage et poutre IPN 180

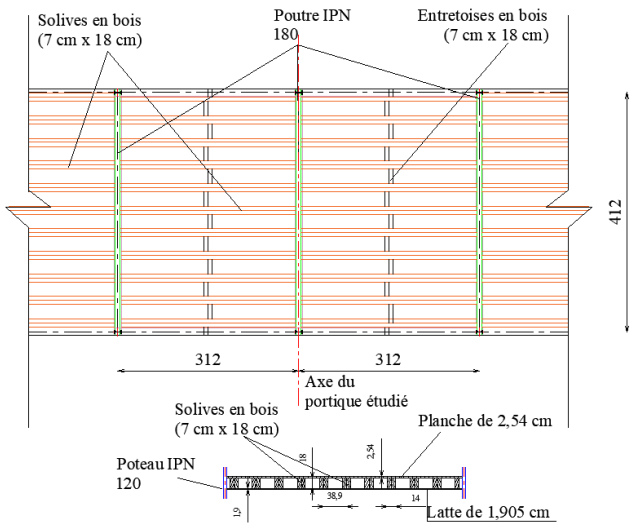


Figure A.147 : Vue en plan des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm]

- Plancher en bois C18 $\gamma = 3{,}8$ kN/m^3

- Largeur d'influence entre - axe : (3,12 m +3,12 m) /2 = 3,12 m
- Largeur d'influence entre - nus des murs : (3,12 m +3,12 m – 0,12 m) /2 = 3,06 m
- Charge pour 11 files de solive : $\frac{0{,}18 \text{ m} \times 0{,}07 \text{ m} \times 2 \times 11 \times 3{,}12 \text{ m} \times 3{,}8 \text{ kN/m}^3}{4{,}12 \text{ m}} = 0{,}797$ kN/m
- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : 0,0254 m x 3,06 m x 3,8 kN/m^3= 0,295 kN/m
- Charge de lattes de (3/4)''(1,905 cm) : 0,01905 m x 3,06 m x 3,8 kN/m^3= 0,221 kN/m

⇒ La somme de charges linéaires vaut : $g_{Ek2} = 0{,}797 + 0{,}295 + 0{,}221 = 1{,}313$ kN/m

- Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux extérieurs du portique : 3,09 m x 0,22 kN/m= 0,68 kN
- Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : 3,09 m x 0,5 kN/m= 1,545 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau +1 sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek2} = 0{,}68 + 1{,}545 = 2{,}225$ kN

c. <u>Au niveau du plafond de la partie intérieure</u>

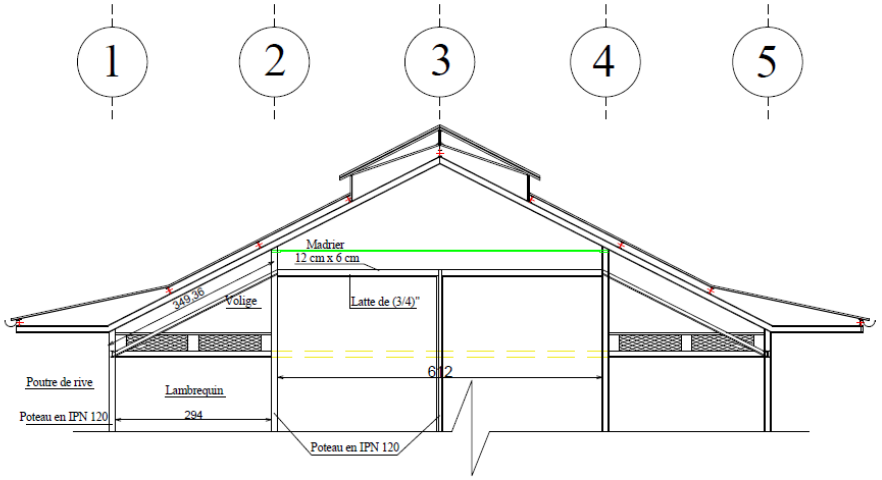


Figure A.148 : Vue des éléments constitutifs du plafond de l'étage

- Plafond en bois (charges associées aux solives et lattes)-Partie centrale :

- Madriers de plafond (12x6) cm : $\frac{0,12m \times 0,06m \times 11 \times 3,12m \times 3,8kN/m^3}{4,12m} = 0,228$ kN/m

- Charge de lattes de (3/4)'' : $\frac{0,01905\ m \times (3+3)\ m \times 3,8\ kN/m^3}{2} = 0,217$ kN/m

⇒ La somme de ces charges vaut : $g_{Ek3} = 0,399 + 0,217 = 0,616$ kN/m

- Largeur d'influence : (3,12 m + 3,12 m) /2 = 3,12 m

- Poutres transversales IPN 120 connectées aux poteaux extérieurs du (Figure A.113) : 3,12m x 0,111kN/m = 0,346 kN
- Cadre en métal déployé (direction ⊥ au portique) : 3,12 m x 0,10 kN/m = 0,312 kN

⇒ La somme des charges concentrées appliquées au niveau plafond sur les poteaux extérieurs vaut : $G_{Ek3} = 0,34 + 0,312 = 0,652$ kN

Charges variables

Même démarche qu'au portique 1, bâtiment d'habitation (catégorie A), ancien usage ; Ainsi, la charge à appliquer sur le portique 2 (largeur transversale = 3,12 m) serait de : q_k = (3,12 - 0,12) m x 2 kN/m^2= 6 kN/m (Catégorie A)

A.2.2.3.2.5 Charges du vent : Idem pour le portique 2

A.2.2.3.3 Remarque :

Il sied de rappeler que la deuxième phase d'analyse de la structure dans son état initial est la phase de fonctionnement qui est celle où la structure est complètement finie et exploitée (prise en compte, dans les combinaisons, des charges variables q_k pour cette configuration). Seul le portique 1 est analysé dans son entièreté, pour cette phase, vu l'absence des murs de remplissage au niveau des vérandas. Pour les deux autres portiques, seules leurs parties externes, au niveau de la véranda, sont analysées vue que l'ensemble des charges du reste des portiques sont reprises par les murs porteurs.

A.2.2.3.4 Imperfections d'ossature

Les portiques étant non contreventés en phase de construction et leurs poutres étant articulées à leurs extrémités, la structure présente une faible rigidité transversale et devrait être classée comme une structure à nœuds transversalement déplaçables. Il y a donc lieu de prendre en compte un défaut initial global d'aplomb dans les calculs. Dans le cas présent, nous le prendrons en compte via la définition de charge horizontal équivalente conformément aux recommandations de l'EN 1993-1-1 (§5.3.2). Les imperfections locales en revanche seront prises en compte via la procédure de vérification des différents éléments de l'ossature.

La charge horizontale équivalente H=VØ, qui constitue une force additionnelle à la charge de gravité, appliquée à un étage dépend du défaut d'aplomb Ø et de la résultante de toutes les forces verticales V de calcul appliquées au niveau du même étage. Ces charges horizontales équivalentes sont affectées des mêmes coefficients de pondération que les charges verticales correspondantes lors des combinaisons de charges.

$\emptyset = \alpha_h \alpha_m \emptyset_0$

Avec :

- $\alpha_m = \sqrt{0{,}5(1+\frac{1}{m})} \leq 1$
- $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$ mais $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ et
- $\emptyset_0 = \frac{1}{200} = 0{,}005$

Pour le cas des portiques de notre structure :

- m = 9, nombre des poteaux/étage/portique ;
- h_1 = 7,085 m, pour les portiques de façade (portique 1) et pour les poteaux externes des portiques intermédiaires et du portique central ;
- h_2= 8,645 m, pour les portiques intermédiaires (portique 2) et pour les poteaux des files B et H (voir Figure A.112 et Figure A.141) du portique central
- h_3 = 8,182 m, pour le portique central (Portique 3).

- α_m= 0,745 ; α_{h1}= 0,751, α_{h2}= 0,68, α_{h3}= 0,700 ➔ $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$;
  ➔ $\emptyset_1$ = 0,0028, $\emptyset_2$ = 0,0025, $\emptyset_3$ = 0,0026

Ainsi, pour des raisons sécuritaires, $\emptyset_1$ = 0,0028 est pris pour tous les portiques vu la présence des poteaux de hauteur h_1 sur tous les portiques.

Note : Les différents tableaux ci-dessous nous donnent les valeurs des charges horizontales équivalentes caractéristiques en fonction des résultantes des charges verticales caractéristiques par étage évaluées ci-haut et pour chaque portique. Pour le portique 3, il sera fait, premièrement, les calculs de la structure sous charges appliquées sur les fermes 2 (cf. Figure A.143) ; les valeurs d'efforts normaux obtenus au niveau des têtes des poteaux supportant ces fermes serviront à déterminer les charges horizontales équivalentes caractéristiques liées à ces charges appliquées sur les fermes 2. Ces charges horizontales équivalentes caractéristiques seront appliquées aux têtes des poteaux supportant une de ces fermes.

Tableau A.43 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 1 (voir §A.2.2.3.2.1)

Charges fondamentales	Etage	V_{Ek} (kN)	H_{Ek}= 0,0028 V_{Ek} (kN)
Poids propre éléments du portique 1			
G_{Ek}	Plafond	3,858	0,0108
G_{Ek}	Etage	9,507	0,0266
G_{Ek}	RDC	10,506	0,0294
Phase de construction (montage) éléments de structure			
G_{Ek} – charges Tôles	Toiture	15,490	0,0434
G_{Ek2}	Plafond	0,646	0,0018
g_{Ek2}	Plafond	3,084	0,0086
G_{Ek1}	Etage	2,210	0,0062
g_{Ek2}	Etage	15,420	0,0432
G_{Ek1}	RDC	1,446	0,0040
g_{Ek2}	RDC	7,710	0,0216
Phase de fonctionnement (ancienne utilisation)			
G_{Ek}	Toiture	23,828	0,0667
Q_{Ek}	Toiture	56,626	0,1586
W_{Ek1}	Toiture	191,438	0,5361
W_{Ek2}	Toiture	-226,935	-0,6355
G_{Ek1}	Plafond	0,582	0,0016
G_{Ek2}	Plafond	0,646	0,0018
g_{Ek1}	Plafond	5,860	0,0164
g_{Ek2}	Plafond	3,084	0,0086
G_{Ek1}	Etage	2,210	0,0062
g_{Ek1}	Etage	20,046	0,0561
g_{Ek2}	Etage	15,420	0,0432
q_{Ek}	Etage	94,370	0,2643
G_{Ek1}	RDC	1,446	0,0040
g_{Ek1}	RDC	16,623	0,0465
g_{Ek2}	RDC	7,710	0,0216
q_{Ek}	RDC	94,370	0,2643

Tableau A.44 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 2 (voir §A.2.2.3.2.3)

Charges fondamentales	Etage	V_{Ek} (kN)	H_{Ek}= 0,0028 V_{Ek} (kN)
Poids propre éléments du portique 2			
G_{Ek}	Toiture	0,39	0,0011
G_{Ek}	Toiture véranda	1,33	0,0037
G_{Ek}	Plafond	3,10	0,0087
G_{Ek}	Etage	10,76	0,0301
G_{Ek}	RDC	10,48	0,0293
Phase de construction (montage) éléments de structure			

G_{Ek} – charges Tôles	Toiture	18,61	0,0521
G_{Ek} – charges Tôles	Toiture véranda	2,20	0,0062
G_{Ek}	Plafond véranda	1,30	0,0036
G_{Ek}	Etage	4,45	0,0125
G_{Ek}	RDC	2,91	0,0081

Tableau A.45 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 3 (voir §A.2.2.3.2.4)

Charges fondamentales	Etage	V_{Ek} (kN)	H_{Ek}= 0,0028 V_{Ek} (kN)
Poids propre éléments du portique 3			
G_{Ek}	Toiture	1,16	0,0032
G_{Ek}	Toiture véranda	1,23	0,0035
G_{Ek}	Plafond	2,85	0,0080
G_{Ek}	Etage	10,76	0,0301
G_{Ek}	RDC	10,48	0,0293
Phase de construction (montage) éléments de structure			
G_{Ek} - pannes	Toiture	1,26	0,0035
G_{Ek} - pannes	Toiture véranda	1,81	0,0051
G_{Ek}	Plafond véranda	1,30	0,0037
G_{Ek}	Etage	4,45	0,0125
G_{Ek}	RDC	2,93	0,0082

Note :

- Pour des raisons de modélisation sur Ossa2d, certaines charges de poids propre des éléments de la toiture sont prises comme charges permanentes dans les analyses des portiques et non comme poids propre.
- Les valeurs en bleu gras sont trouvées après applications des charges gravitaires sur les fermes du portique 3
- les Portiques 2 et 3 étant considérés rigides en phase de fonctionnement, par suite de la présence des murs de contreventement en BA, il n'y a pas lieu de considérer, dans les calculs, le défaut initial d'aplomb. Les charges horizontales équivalentes ne sont donc pas calculées tant pour l'ancienne que pour la nouvelle utilisation.

A.2.2.3.5 Combinaisons d'actions

Les différentes combinaisons aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU) utilisées dans le cadre de ces vérifications sont définies conformément à l'EN 1990 et sont données aux tableaux ci-dessous (pour tous les portiques) :

- Pour toutes les phases de construction :
  ELS : G + H(G) et
  ELU : 1,35 G + 1,35 H(G)

- Phase de fonctionnement : Voir Tableau A.46 et Tableau A.47 ci-dessous

Tableau A.46 : Combinaisons d'actions à l'ELS

Comb 1	$G + H(G)$
Comb 2	$G + Q_t + H(G) + H(Q_t)$
Comb 3	$G + W_t + H(G) + H(W_t)$
Comb 4	$G + Q_{pl} + H(G) + H(Q_{pl})$
Comb 5	$G + Q_t + 0,6W_t + 0,7Q_{pl} + H(G) + H(Q_t) + 0,6H(W_t) + 0,7H(Q_{pl})$
Comb 6	$G + 0,7Q_t + W_t + 0,7Q_{pl} + H(G) + 0,7H(Q_t) + H(W_t) + 0,7H(Q_{pl})$
Comb 7	$G + 0,7Q_t + 0,6W_t + Q_{pl} + H(G) + 0,7H(Q_t) + 0,6H(W_t) + H(Q_{pl})$

Tableau A.47 : Combinaisons d'actions à l'ELU

Comb 1	$1,35G + 1,35H(G)$
Comb 2	$1,35G + 1,5Q_t + 1,35H(G) + 1,5H(Q_t)$
Comb 3	$1,35G + 1,5W_t + 1,35H(G) + 1,5H(W_t)$
Comb 4	$1,35G + 1,5Q_{pl} + 1,35H(G) + 1,5H(Q_{pl})$
Comb 5	$1,35G + 1,5Q_t + 0,9W_t + 1,05Q_{pl} + 1,35H(G) + 1,5H(Q_t) + 0,9H(W_t) + 1,05H(Q_{pl})$
Comb 6	$1,35G + 1,05Q_t + 1,5W_t + 1,05Q_{pl} + 1,35H(G) + 1,05H(Q_t) + 1,5H(W_t) + 1,05H(Q_{pl})$
Comb 7	$1,35G + 1,05Q_t + 0,9W_t + 1,5Q_{pl} + 1,35H(G) + 1,05H(Q_t) + 0,9H(W_t) + 1,5H(Q_{pl})$

Note :

- La notation G renvoie à toutes les charges permanentes et poids propre des éléments de la structure.
- La notation H() renvoie aux charges horizontales équivalentes aux charges verticales associées.
- Les notations Q_t et Q_{pl} renvoient respectivement à la charge d'exploitation de la toiture et à celle des planchers.
- La notation W_t renvoie aux différents cas de charge du vent (W_{Ek1} et W_{Ek2}) provenant de la toiture.

A.2.2.4 Analyses et vérifications des portiques

A.2.2.4.1 Chargements des portiques et analyses sur Ossa2d

Les charges à considérer sur ces portiques sont définies ci-dessus (§A.2.2.3) et les analyses sont faites via le logiciel Ossa2d dont les caractéristiques ont été définies au §A.1.4

A.2.2.4.2 Vérifications de la structure et de ses éléments

A.2.2.4.2.1 Etats-limites de service

Vérification des déplacements horizontaux des portiques aux ELS

Phase de construction :

a. Portique 1

Pour une analyse faite en considérant le schéma de la Figure A.117, on a pour résultats :

- Le déplacement horizontal maximum de tous les étages vaut : 1,4 mm (Comb 1- sans prendre en compte la présence des tôles), entre le rez-de-chaussée et l'étage, et est inférieur à la valeur admissible qui est de : $h_i/250 = 3725/250 = 14,9$ mm
- Le déplacement horizontal maximum de la structure tout entière vaut : 1,9 mm (Comb 1- sans prendre en compte la présence des tôles) et est inférieur à la valeur admissible qui est de : h/500 = 7085/500 = 14,17 mm

b. Portique 2

En considérant la Figure A.119, on a pour valeurs maximales de déplacement :

- Le déplacement horizontal maximum de tous les étages vaut : 2,2 mm (Comb 1), le rez-de-chaussée et l'étage, et est inférieur à la valeur admissible qui est de : $h_i/250 = 3160 / 250 = 12,64$ mm
- Le déplacement horizontal maximum de la structure tout entière vaut : 4,2 mm (Comb 1) et est inférieur à la valeur admissible qui est de : h/500 = 7085/500 = 14,17 mm.

c. Portique 3

En considérant la Figure A.121, on a pour valeurs maximales de déplacement :

- Le déplacement horizontal maximum de tous les étages (confort visuel) vaut : 0,4 mm (Comb 1), entre le rez-de chaussée et l'étage, et est inférieur à la valeur admissible qui est de : $h_i/250 = 3725/250 = 14,9$ mm
- Le déplacement horizontal maximum de la structure tout entière vaut : 0,6 mm (Comb 1) et est également inférieur à la valeur admissible qui est de : h/500 = 7085/500 = 14,17 mm

Phase de fonctionnement (portique 1) :

Comme il est dit au §A.2.2.2.2, la présence des membrures de fermes et des planchers liés aux poteaux du portique 1 contribuent à stabiliser l'ossature par effet diaphragme. De ce fait, tous les déplacements horizontaux sont nuls.

Vérification des poutres aux ELS

La vérification des poutres aux ELS est illustrée ci-dessous pour quelques cas représentatifs. Ces vérifications ont été réalisées pour l'ensemble des poutres présentes dans les trois portiques. Ces vérifications sont faites en phase de fonctionnement vu qu'elle présente des valeurs plus contraignantes en termes de flèches

a. Poutre IPN 180 au niveau de la véranda (Figure A.112 et Figure A.122)

✓ Flèche

Pour une poutre isostatique simplement appuyée aux extrémités et sollicitée par une charge uniformément répartie, l'expression de la flèche est :

$$w = \frac{5\,pl^4}{384\,EI_y}$$

Cependant, les valeurs des flèches considérées dans le présent paragraphe sont celles trouvées dans Ossa2d. La flèche sous actions permanentes (poids propre y compris) vaut : $w_1 = 0,6$ mm

(Portion du portique 2 et 3 - plancher étage) et celle sous actions variables (p = 5,94 kN/m) vaut : w_3 = 2,4 mm. La flèche maximale vaudra donc : $w_{max}= w_1 + w_3$ = 3,0 mm.

La valeur limite de la flèche $w_{lim,3}$ sous actions variables est : $w_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{3060}{300}$ = 10,2 mm

La flèche w_3 est inférieure à la valeur limite : 2,4 mm < 10,2 mm

La valeur limite de la flèche totale $w_{lim,\,max}$ est : $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{3060}{250}$ = 12,24 mm

La flèche maximale w_{max} est inférieure à la valeur admissible : 3,0 mm < 12,24 mm

Conclusion : Les flèches calculées sont toutes inférieures aux flèches admissibles, la vérification aux ELS de la poutre IPN 180 est satisfaite en termes de flèche.

- ✓ Vibrations

De même que les flèches, les vibrations des poutres de planchers accessibles au public doivent être vérifiées aux états limites de service (selon l'Eurocode 3). En ce qui concerne les planchers sur lesquels les personnes marchent normalement (bureaux, habitations), il convient de ne pas avoir une fréquence propre fondamentale f inférieure à 3 Hz. Cette condition est satisfaite si la flèche totale instantanée est inférieure à 28 mm. Pour la poutre IPN 180 :

$$w_{max} = 3,0 \text{ mm} < \text{à } 28 \text{ mm}$$

Cependant, la fréquence naturelle de vibration d'une poutre simplement appuyée chargée uniformément peut également être estimée via la formule suivante :

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}}$$

où :

- E est le module d'élasticité de la poutre en N/m^2 : $E = 2,1.10^{11}$ N/m^2
- μ est le coefficient dépendant de l'allure de la déformée modale de l'élément considéré : μ = 9,87
- I_y est le moment d'inertie de la section transversale en m^4 : $I_y = 1450.10^{-8} m^4$
- L est la longueur de l'élément considéré. : L= 3,06 m
- m est la masse liée au poids propre de l'élément et au poids du plancher qu'il supporte en kg/m : m = 1,313 + 0,219 = 1,532 kN/m = 153,2 kg/m

Ainsi :

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9,87}{2\pi}\sqrt{\frac{2,1.10^{11} \text{ x } 1450.10^{-8}}{153,2 \text{ x } 3,06^4}} = 23,652 \text{ Hz}$$

$f_{(HZ)}$ = 23,652 Hz > 3 Hz (la poutre IPN 180 satisfait le critère de vibration).

b. <u>Poutre UPN 180 du portique au niveau de la véranda (portique 1- Figure A.112)</u>

En suivant les mêmes procédures et étapes de calcul que précédemment, les vérifications aux ELS de la poutre UPN 180 donnent :

- ✓ Flèche

w_1 = 2 mm (plancher étage) ; w_3 = 4,3 mm ; $w_{max}= w_1 + w_3$ = 6,3 mm

La valeur limite de la flèche $w_{lim,3}$ sous actions variables : $w_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{4120}{300}$ = 13,73 mm

La flèche w_3 est inférieure à la valeur admissible : 2 mm < 13,73 mm

La valeur limite de la flèche totale $w_{lim,\,max}$ est : $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{4120}{250}$ = 16,48 mm

La flèche w_{max} est inférieure à la valeur admissible : 6,3 mm < 16,48 mm
Conclusion : Critère de flèche satisfait.

- ✓ Vibrations

Pour ce cas, w_{max} = 6,3 mm < à 28 mm (condition satisfaite).
Calcul de la fréquence naturelle de vibration :

- $E = 2{,}1.10^{11}$ N/m^2
- $\mu = 9{,}87$
- $I_y = 1350.10^{-8}$m^4
- L= 4,12 m
- m = 1,15 + 0,22 = 1,37 kN/m = 137 kg/m

Ainsi :

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9{,}87}{2\pi}\sqrt{\frac{2{,}1.10^{11} \text{ x } 1350.10^{-8}}{137 \text{ x } 4{,}12^4}} = 13{,}312 \text{ Hz}$$

$f_{(HZ)}$ = 13,312 Hz > 3 Hz (la poutre UPN 180 satisfait le critère de vibration).

c. Poutre de plafonds en IPN 120 au niveau des vérandas (portique 1-Figure 2.34)

Même démarche que pour les deux premières :

- ✓ Flèche

w_1 = 0,7 mm ; w_3 = 0 mm (pas des charges variables) ; $w_{max} = w_1$ = 0,7 mm
La valeur limite de la flèche totale $w_{lim,\,max}$ est : $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{4120}{250}$ = 16,48 mm
La flèche w_{max} est inférieure à la valeur admissible : 0,7 mm < 16,48 mm (Critère satisfait).

- ✓ Vibrations

Pour ce cas, w_{max} = 0,7 mm < à 28 mm (condition satisfaite).
Calcul de la fréquence naturelle de vibration :

$E = 2{,}1.10^{11}$ N/m^2 ; $\mu = 9{,}87$; $I_y = 328.10^{-8}$m^4 ; L= 4,12 m ;
m = 0,274 + 0,111 = 0,385 kN/m = 38,5 kg/m

Ainsi :

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9{,}87}{2\pi}\sqrt{\frac{2{,}1.10^{11} \text{ x } 328.10^{-8}}{38{,}5 \text{ x } 4{,}12^4}} = 12{,}38 \text{ Hz}$$

$f_{(HZ)}$ = 12,38 Hz > 3 Hz (la poutre IPN 120 satisfait au critère de vibration).

A.2.2.4.2.2 Etats-limites ultimes

Principe de classification des portiques

La classification des portiques, pour une combinaison de cas de charge donnée, aux ELU, s'est appuyée sur la détermination de la valeur de α_{cr}, calculée à l'aide du logiciel Ossa2d, qui est le rapport entre la charge critique d'instabilité élastique linéaire F_{cr} de la structure relative au premier mode d'instabilité latérale globale et de la charge verticale totale F_{Ed} de calcul agissant sur la structure : $\alpha_{cr} = F_{cr} / F_{Ed}$.
Ainsi, en conformité avec l'Eurocode 3 (EN1993-1-1) :

- Si α_{cr} est supérieure ou égale à 10 ($\alpha_{cr} \geq 10$), la structure est considérée comme étant une structure rigide, sous une combinaison de charge bien définie, et les effets du 2nd ordre globaux peuvent être négligés dans le processus d'analyse globale et de vérification de la structure.
- Si, en revanche, α_{cr} est inférieure à 10 ($\alpha_{cr} < 10$), la structure est souple (ou structure à nœuds transversalement déplaçables), pour une combinaison de charge donnée, et les effets du second ordre doivent être incorporés dans l'analyse et/ou la vérification de la structure.

  Pour ce deuxième cas, la structure se vérifie de deux manières :

  - soit en déterminant les efforts internes réels au second ordre (effort normal et moment de flexion) et en vérifiant la colonne au flambement avec une longueur de flambement déterminée comme si la structure était à nœuds fixes ;
  - soit en négligeant les effets du second ordre globaux dans la détermination des efforts internes, mais en déterminant la longueur de flambement de la colonne à nœuds mobiles en translation, ce qui revient à pénaliser la longueur de flambement. C'est cette façon de faire qui sera exploitée dans la présente annexe pour les valeurs de $\alpha_{cr} < 10$.

Caractéristiques géométriques des profilés IPN 120 et UPN 120

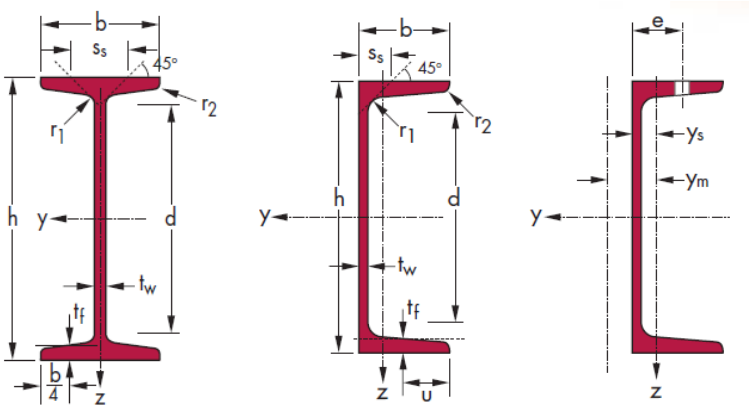


Figure A.149 : Section des profilés IPN et UPN

Tableau A.48 : Propriétés géométriques et mécaniques des profilés IPN 120 et UPN 120

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)
IPN120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	6,63
UPN120	120	55	7	9	9	4,5	8,8
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	W_{ply}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)	f_y(N/mm^2)	A(cm^2)
IPN120	21,5	2,71	$0,69.10^3$	63,6	12,4	235	14,2
UPN120	43,2	4,15	$0,90.10^3$	72,6	21,2	235	17
Profilé	d(mm)	I_y(cm^4)	classe				
IPN120	92,4	328	1				
UPN120	82	364	1				

Note : les inerties utilisées dans l'analyse sur Ossa2d, pour les poteaux en IPN 120 et UPN 120, sont les inerties suivant l'axe faible.

Analyse de la structure en phase de construction :

L'analyse des différents portiques de la structure du bâtiment étudié a consisté, pour les différentes phases de construction, à la détermination de la valeur de α_{cr}, définie ci-dessus, sous la combinaison de charges de montage (construction) aux ELU. Ces valeurs de α_{cr} permettent de déterminer les longueurs de flambement des poteaux et d'ensuite vérifier leur résistance et leur stabilité.

Note : les valeurs propres α_{cr}, données ci-dessous, sont celles liées au premier mode (la plus petite valeur de α_{cr}) d'instabilité latérale globale de la structure. elles sont trouvées pour un chargement sous poids propre du portique et des éléments de la toiture à l'exception des tôles.

a. Portique 1 : $\alpha_{cr} = 1{,}38$

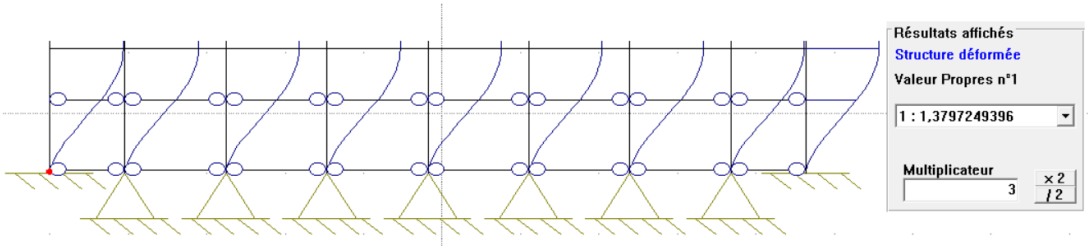


Figure A.150: Premier mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 1)

b. Portique 2 : $\alpha_{cr} = 1{,}027$

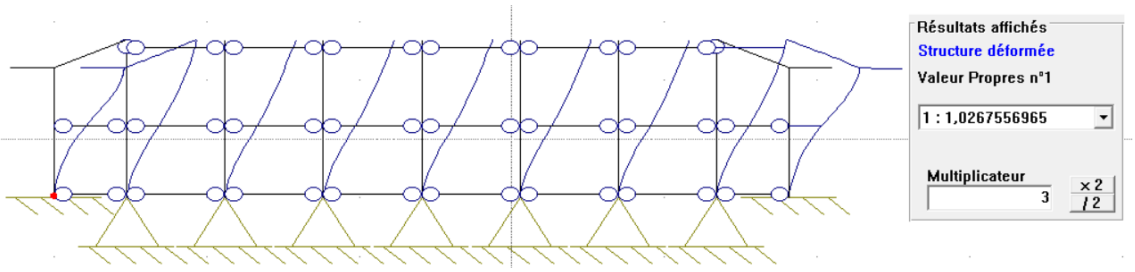


Figure A.151 : Mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 2)

c. Portique 3 : $\alpha_{cr} = 6{,}587$

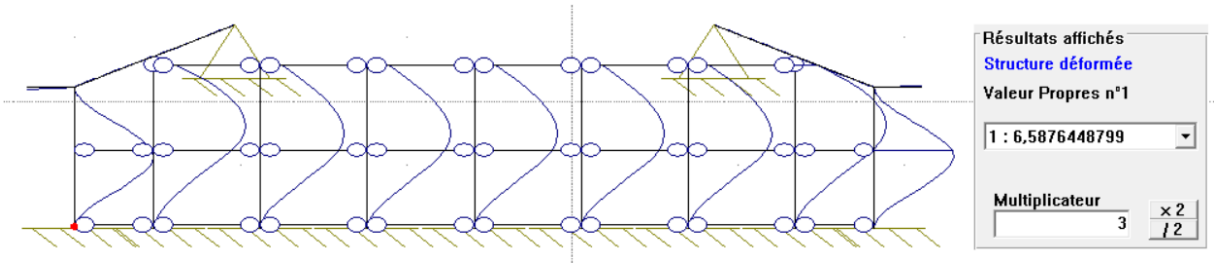


Figure A.152 : Mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 3)

Vérification des poteaux de la structure en phase de construction aux ELU

Après analyses des portiques sur Ossa2d, il a été constaté que les valeurs des moments fléchissant sur les poteaux sont faibles, variant entre 1/100^{ième} et 1/10^{ième} de kNm, et que seuls les efforts normaux sont pris en compte dans les vérifications de ces poteaux. Ainsi, les

vérifications, aux ELU, de résistance et de stabilité des poteaux de ces portiques, sont faites de la manière suivante :
Connaissant la valeur de α_{cr} pour une combinaison de charges, on calcule la charge critique d'Euler de cette barre : $N_{cr} = \alpha_{cr}. N_{Ed}$ avec N_{Ed} : l'effort normal maximum sollicitant les barres (poteaux) pour la combinaison de charges liées à la valeur propre (α_{cr}) trouvée ci-dessus dans les analyses via Ossa2d.

- Cette valeur de la charge critique permet ensuite de déterminer la longueur de flambement réelle de la barre : $L_{cr}= \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_{cr}}}$
- L_{cr} trouvé, on détermine l'élancement de la barre considérée suivant l'axe de faible inertie : $\lambda_z= \frac{L_{cr,z}}{i_z}$
- L'élancement limite vaut : $\lambda_1= \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$ où : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$
- On calcule l'élancement réduit : $\bar{\lambda}_z= \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$
- On détermine les paramètres d'imperfection α en fonction des courbes européennes de flambement. On prendra α = 0,34 (courbe b) pour les profilés en IPN120 (S235) suivant l'axe z-z et α = 0,49 (courbe c) pour les profilés en UPN 120 (S235).
- On détermine le coefficient ϕ_z

$$\phi_z = 0{,}5\,(1+\alpha(\bar{\lambda}_z - 0{,}2)+\bar{\lambda}_z^{\,2})$$

- On détermine le coefficient de réduction χ_z

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^{\,2} - \bar{\lambda}_z^{\,2}})}$$

- On détermine la résistance ultime au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min}\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec β_A=1 pour les sections de classe 1

- C'est cette valeur de $N_{b,Rd}$ (la résistance ultime de l'élément) comparée à la sollicitation maximale N_{Ed} qui permet de dire si le portique est stable ou non.

Conclusions :

Ces vérifications sont présentées au Tableau A.49 ci-dessous. Comme il peut être constaté, les résistances au flambement des poteaux $N_{b,Rd}$, dans le cas de la combinaison de charges prenant en compte le poids propre de la structure ainsi que le poids propre des éléments de la toiture (à l'exception des tôles) sont suffisantes par rapport aux sollicitations N_{Ed}, et ce, pour les portiques 1 et 3. Pour le portique 2, le taux de chargement étant d'environ 103%, on peut considérer que ce portique était stable en phase de construction.

Tableau A.49 : Vérification de la stabilité des poteaux (Phase de construction)

Portique	α_{cr}	Type d'analyse	Profilé	Tronçon	L (m)	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)
Portique 1	1,380	1er ordre	IPN 120	TT	7,09	11,27	15,56	5,35
Portique 2	1,027	1er ordre	IPN 120	TT	8,65	10,28	10,55	6,50
Portique 3	6,587	1er ordre	IPN 120	TT	7,09	9,91	65,27	2,61
Portique	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Portique 1	0,76	435,15	93,90	4,63	0,34	11,99	0,043	14,48
Portique 2	0,75	528,29	93,90	5,63	0,34	17,25	0,030	9,94
Portique 3	0,37	212,42	93,90	2,26	0,34	3,41	0,168	55,99

TT : tous les tronçons

Analyse de la structure en phase de fonctionnement

L'analyse des portiques, en phase de fonctionnement, se fera de la même manière qu'en phase de construction. Les combinaisons de charges, aux ELU, à prendre en compte, pour la phase de fonctionnement, sont celles du Tableau A.47 (§A.2.2.3.5).

Note : les poteaux étant de même section (IPN 120), les valeurs propres, par étage, sont multipliées par les sollicitations maximales, par étage, pour une combinaison donnée, afin de se mettre dans des conditions conservatives de vérification.

a. Portique 1 :

- Sous combinaison 1 :

α_{cr} = 11,46 (rotation unitaire au nœuds 21 entre le rez-de-chaussée et l'étage) - la structure est rigide sous cette combinaison des charges.

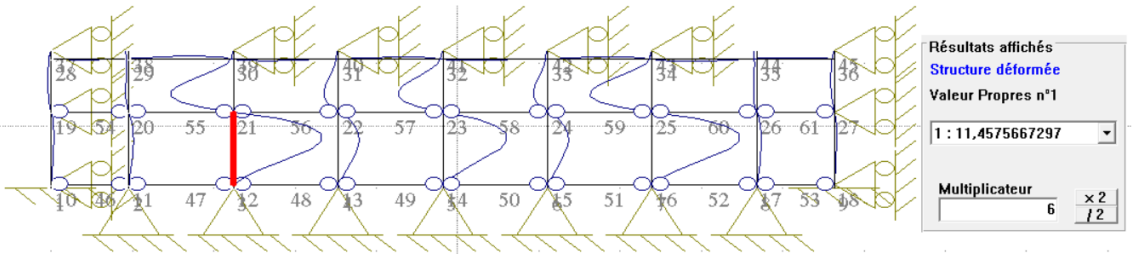


Figure A.153 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1

- Sous combinaison 2 :

α_{cr} = 5,941 (rotation unitaire au nœuds 23 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

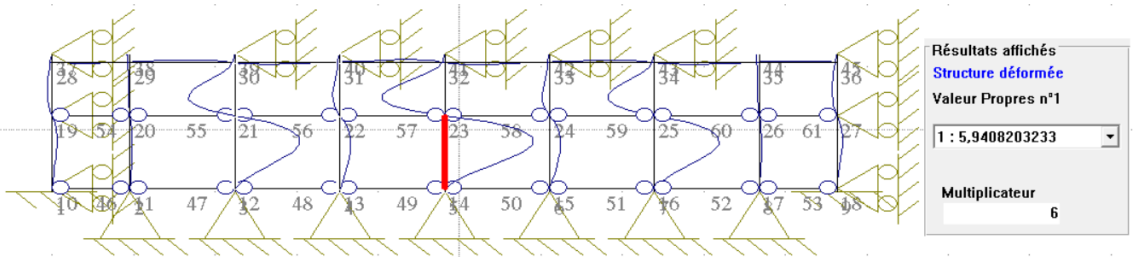


Figure A.154 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2

- Sous combinaison 3 :

α_{cr} = 2,861 (rotation unitaire aux nœuds 19 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

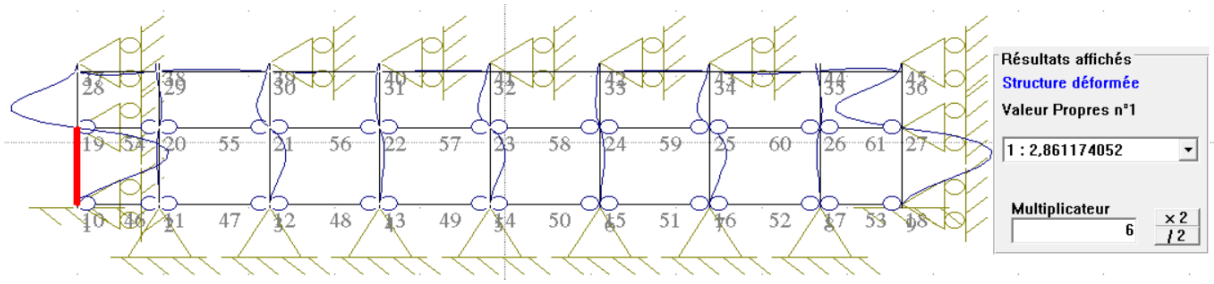


Figure A.155 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3

- Sous combinaison 4 :

α_{cr} = 5,680 (rotation unitaire au nœuds 23 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

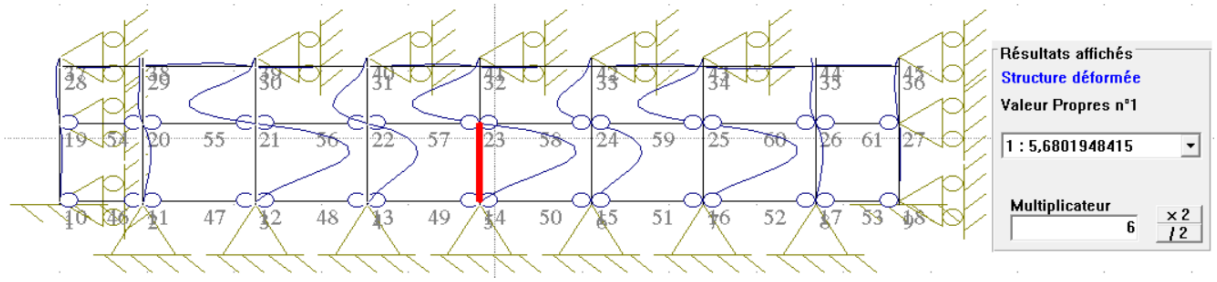


Figure A.156 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4

- Sous combinaison 5 :

α_{cr} = 2,63 (rotation unitaire au nœuds 23 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

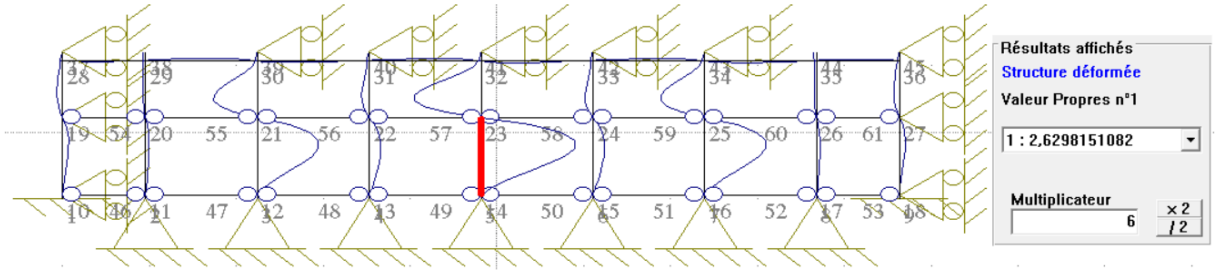


Figure A.157 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5

- Sous combinaison 6 :

α_{cr} = 2,192 (rotation unitaire au nœuds 23 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

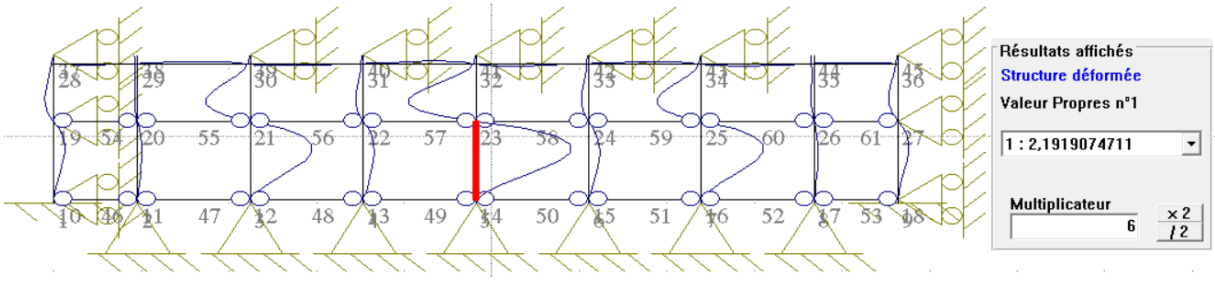


Figure A.158 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6

- Sous combinaison 7 :

α_{cr} = 2,616 (rotation unitaire au nœuds 23 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

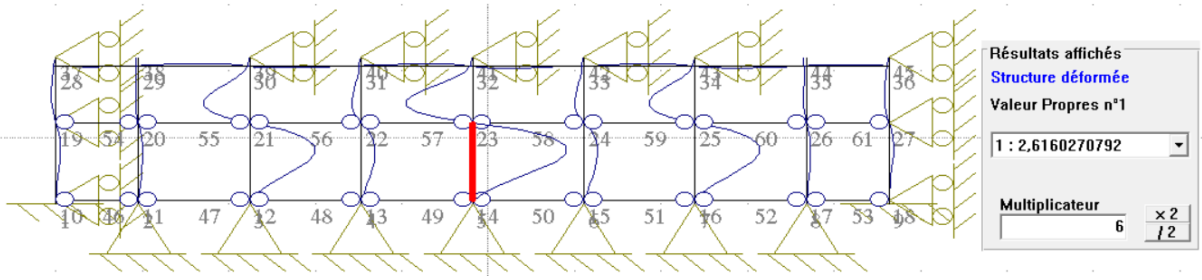


Figure A.159 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7

b. <u>Portiques 2 et 3 :</u>

Pour les portions des portiques [2(4) et 3], les poteaux sont disposés, dans le plan, de manière à exploiter leur inertie selon l'axe fort (y-y). Cependant, comme les conditions d'appui et l'inertie sont plus défavorables suivant l'axe faible du poteau, les vérifications sont faites en considérant les caractéristiques géométriques de la section du poteau suivant cet axe.

- Sous combinaison 1 :

α_{cr} = 15,245 - la structure est rigide sous cette combinaison des charges.

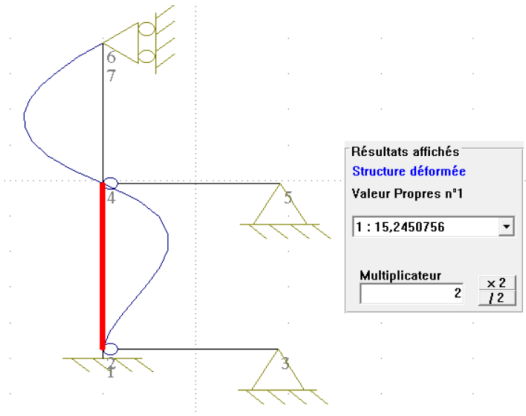


Figure A.160 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1

- Sous combinaison 2 :

α_{cr} = 6,246

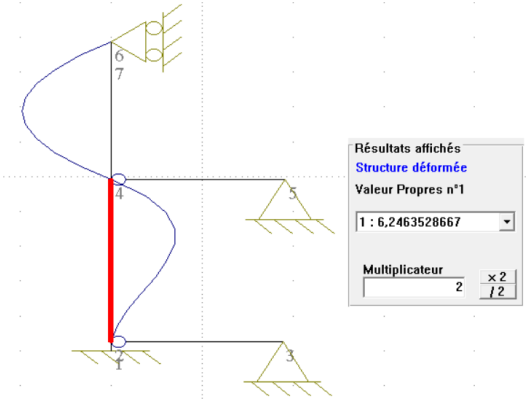


Figure A.161 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2

- Sous combinaison 3 :

$\alpha_{cr} = 1{,}536$

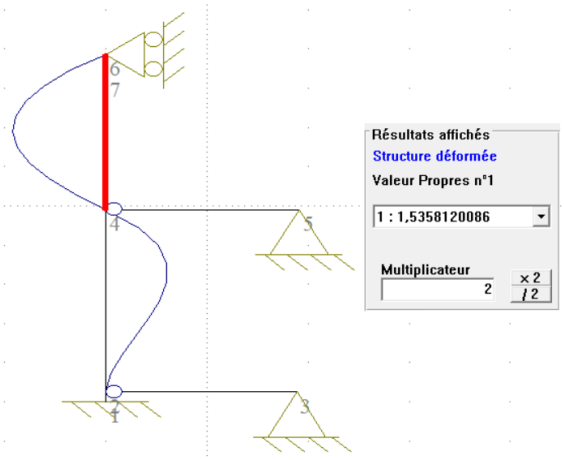


Figure A.162 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3

- Sous combinaison 4 :

$\alpha_{cr} = 7{,}017$

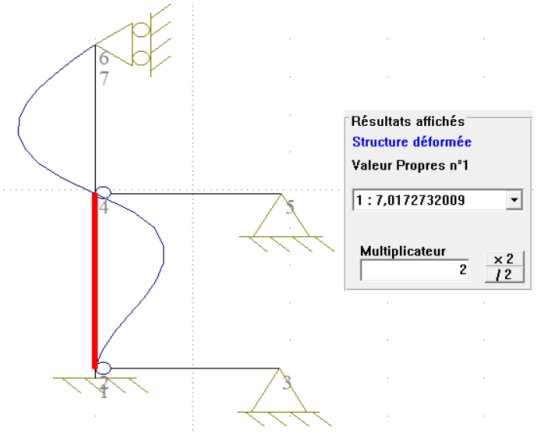


Figure A.163 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4

- Sous combinaison 5 :

$\alpha_{cr} = 1{,}794$

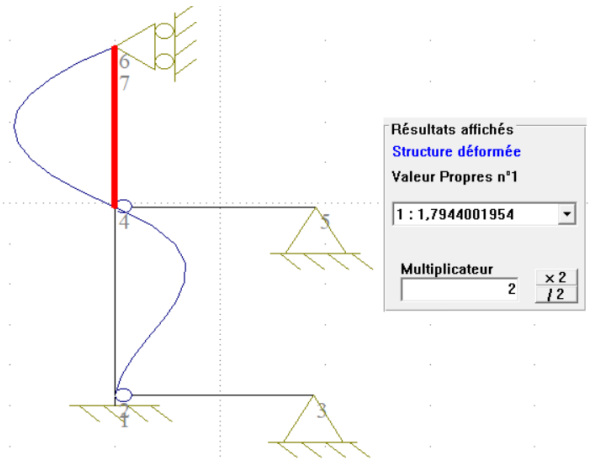


Figure A.164 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5

- Sous combinaison 6 :

$\alpha_{cr} = 1{,}289$

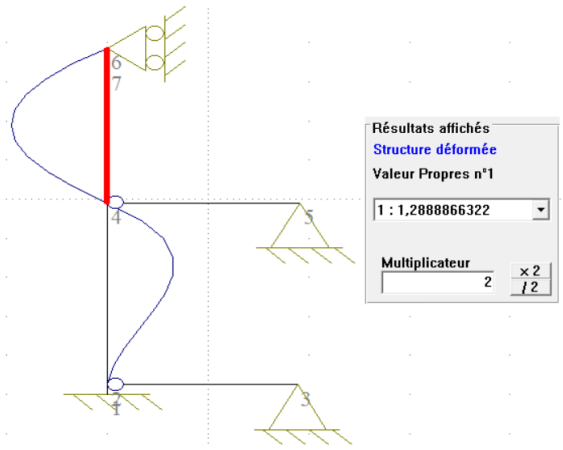


Figure A.165 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6

- Sous combinaison 7 :

$\alpha_{cr} = 1{,}825$

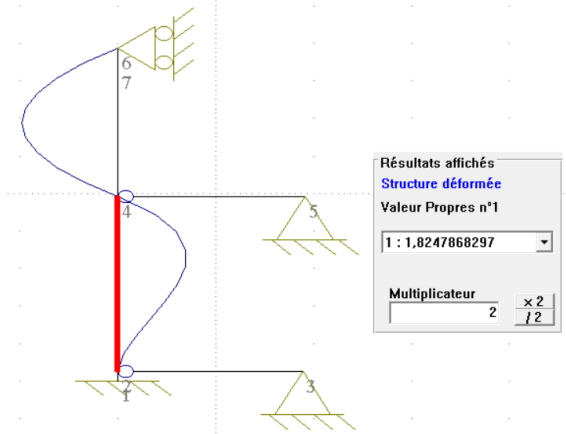


Figure A.166 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7

Vérification des poteaux de la structure en phase de fonctionnement aux ELU

Note : La procédure de vérification à suivre est similaire à celle de la phase de construction présentée ci-dessus.

Conclusion :

Les différentes vérifications aux ELU, pour la phase de fonctionnement, sont présentées aux Tableau A.50 et Tableau A.51 ci-dessous et ont montré, avec les conditions d'appui adoptées par suite de considération de l'effet diaphragme des planchers en bois et de la présence des contreventements en toiture, que l'ensemble de la structure satisfait au critère de résistance et de stabilité.

$$N_{b,\,Rd} = \frac{\chi_{min}\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} > N_{Ed}$$

Tableau A.50 : Vérification de la stabilité des poteaux /Portique 1 (Phase de fonctionnement)

Tronçon	comb	Type d'analyse	Profilé	L (m)	α_{cr}	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Etage + console	1	1er ordre	IPN 120	2,725	11,46	6,520	74,700	2,442	0,90	198,570	93,9	2,11	0,34	3,061	0,190	63,258
rez-de-chaussée	1	1er ordre	IPN 120	3,75	11,46	14,698	168,399	1,627	0,44	132,252	93,9	1,41	0,34	1,697	0,378	126,190
Etage + console	2	1er ordre	IPN 120	2,725	5,941	16,782	99,697	2,114	0,78	171,883	93,9	1,83	0,34	2,453	0,245	81,694
rez-de-chaussée	2	1er ordre	IPN 120	3,75	5,941	24,960	148,280	1,734	0,47	140,939	93,9	1,50	0,34	1,848	0,342	114,087
Etage + console	3	1er ordre	IPN 120	2,725	2,861	41,973	120,089	1,926	0,71	156,611	93,9	1,67	0,34	2,140	0,287	95,839
rez-de-chaussée	3	1er ordre	IPN 120	3,75	2,861	46,854	134,054	1,823	0,49	148,229	93,9	1,58	0,34	1,980	0,315	105,068
Etage + console	4	1er ordre	IPN 120	2,725	5,680	6,523	37,051	3,468	1,27	281,950	93,9	3,00	0,34	5,484	0,099	33,125
rez-de-chaussée	4	1er ordre	IPN 120	3,75	5,680	33,612	190,915	1,528	0,41	124,209	93,9	1,32	0,34	1,566	0,416	138,840
Etage + console	5	1er ordre	IPN 120	2,725	2,630	38,030	100,010	2,111	0,77	171,614	93,9	1,83	0,34	2,447	0,245	81,917
rez-de-chaussée	5	1er ordre	IPN 120	3,75	2,630	57,311	150,716	1,719	0,46	139,796	93,9	1,49	0,34	1,827	0,346	115,593
Etage + console	6	1er ordre	IPN 120	2,725	2,192	49,355	108,181	2,030	0,74	165,005	93,9	1,76	0,34	2,309	0,263	87,676
rez-de-chaussée	6	1er ordre	IPN 120	3,75	2,192	66,937	146,719	1,743	0,47	141,687	93,9	1,51	0,34	1,861	0,339	113,116
Etage + console	7	1er ordre	IPN 120	2,725	2,616	34,871	91,222	2,210	0,81	179,690	93,9	1,91	0,34	2,622	0,226	75,580
rez-de-chaussée	7	1er ordre	IPN 120	3,75	2,616	59,868	156,614	1,687	0,45	137,138	93,9	1,46	0,34	1,781	0,357	119,193

Tableau A.51 : Vérification de la stabilité du poteau d'extrémité Portiques 2 et 3 (Phase de fonctionnement)

Tronçon	comb	Type d'analyse	Profilé	L (m)	α_{cr}	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Etage + console	1	1er ordre	IPN 120	3,16	15,24	3,378	51,498	2,942	0,93	239,155	93,9	2,55	0,34	4,142	0,135	45,038
rez-de-chaussée	1	1er ordre	IPN 120	3,725	15,24	10,082	153,699	1,703	0,46	138,433	93,9	1,47	0,34	1,803	0,352	117,422
Etage + console	2	1er ordre	IPN 120	3,16	6,246	13,923	86,963	2,264	0,72	184,037	93,9	1,96	0,34	2,720	0,217	72,454
rez-de-chaussée	2	1er ordre	IPN 120	3,725	6,246	20,627	128,836	1,860	0,50	151,201	93,9	1,61	0,34	2,036	0,305	101,663
Etage + console	3	1er ordre	IPN 120	3,16	1,536	39,603	60,830	2,707	0,86	220,046	93,9	2,34	0,34	3,610	0,157	52,498
rez-de-chaussée	3	1er ordre	IPN 120	3,725	1,536	46,307	71,127	2,503	0,67	203,496	93,9	2,17	0,34	3,183	0,181	60,523
Etage + console	4	1er ordre	IPN 120	3,16	7,017	3,378	23,703	4,336	1,37	352,507	93,9	3,75	0,34	8,151	0,065	21,689
rez-de-chaussée	4	1er ordre	IPN 120	3,725	7,017	23,714	166,403	1,636	0,44	133,043	93,9	1,42	0,34	1,711	0,375	125,023
Etage + console	5	1er ordre	IPN 120	3,16	1,794	35,658	63,970	2,639	0,84	214,577	93,9	2,29	0,34	3,465	0,165	54,968
rez-de-chaussée	5	1er ordre	IPN 120	3,725	1,794	51,905	93,117	2,188	0,59	177,852	93,9	1,89	0,34	2,582	0,231	76,958
Etage + console	6	1er ordre	IPN 120	3,16	1,289	46,985	60,563	2,713	0,86	220,531	93,9	2,35	0,34	3,623	0,157	52,287
rez-de-chaussée	6	1er ordre	IPN 120	3,725	1,289	65,958	85,019	2,289	0,61	186,129	93,9	1,98	0,34	2,768	0,213	71,016
Etage + console	7	1er ordre	IPN 120	3,16	1,825	32,495	59,302	2,741	0,87	222,863	93,9	2,37	0,34	3,686	0,154	51,289
rez-de-chaussée	7	1er ordre	IPN 120	3,725	1,825	52,831	96,416	2,150	0,58	174,783	93,9	1,86	0,34	2,515	0,238	79,343

Vérification des résistances et des stabilités des poutres aux ELU

- Poutre de planchers en IPN 180 (Figure A.112)

Les poutres IPN 180 sont localisées, dans le bâtiment, au niveau de planchers du rez-de-chaussée et de l'étage comme éléments de poutre pour les portiques 2 et 3. Elles sont simplement articulées à leurs extrémités et ne reprennent, pour celles situées au niveau des vérandas, que des charges verticales supposées linéaires et uniformes le long de la poutre (l'effort axial provenant de la prise en compte du défaut initial d'aplomb est à négliger). En phase de fonctionnement, elles sont maintenues latéralement par des solives en bois, posées sur toutes leurs longueurs, qui empêche le déversement de leurs semelles supérieures comprimées. Pour les poutres, de la partie intérieure du bâtiment, qui reposent directement sur les murs en maçonnerie de béton servant de contreventement et reprenant la quasi-totalité des charges verticales, les vérifications de résistance et de stabilité au déversement ne sont pas nécessaires.

Classification de la section transversale du profilé IPN 180

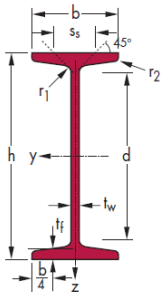


Figure A.167 : Section IPN 180

Tableau A.52 : Propriétés géométrique et mécanique du profilé IPN 180

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)
IPN180	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	13,35
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	W_{ply}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)	f_y(N/mm^2)	A(cm^2)
IPN180	81,3	9,58	5,92.10^3	187	33,2	235	27,9
Profilé	d(mm)	I_y(cm^4)	E (N/mm^2)				
IPN180	142,4	1450	2,1. 10^5				

✓ Classification de section en flexion : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{0,5\,(b-t_w-2r_1)}{t_f} = \frac{30,65}{10,4} = 2,95 < 9\varepsilon = 9$ (Profilé de classe 1)

Ame : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{142,4}{6,9} = 20,64 < 72\varepsilon = 72$ (Profilé de classe 1)

Tous les éléments sont de classe 1, ➔ section de classe 1 en flexion

✓ Vérification du voilement par cisaillement de l'âme

$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$, avec η=1,20 pour la nuance d'acier S235.

Ici, $\frac{h_w}{t_w} = 23,07 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = 60$ (pas de voilement par cisaillement de l'âme)

Avec $h_w = h - 2t_f = 159,2$ mm

Vérification de la résistance en section de la poutre IPN 180 (partie véranda)

Les sollicitations maximales après analyses sur Ossa2d sont celles du plancher de l'étage (pour le portique 3) et ont pour valeurs :

- M_{Ed} = 0,346 kNm et V_{Ed} = 0,452 kN (Phase de construction - ossature métallique seule)
- M_{Ed} = 2,401 kNm et V_{Ed} = 3,14 kN (ouvrage fin prêt - ajout plancher en bois)
- M_{Ed} = 12,831 kNm et V_{Ed} = 16,772 kN (Phase de fonctionnement-combinaisons 4 et 7)

Résistance à l'effort tranchant

La résistance plastique à l'effort tranchant d'une section double T s'exprime de la manière suivante : $V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 181{,}13$ kN > V_{Ed} = 16,772 kN (Résistance suffisante)

De plus, $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,\,Rd}} = 0{,}093$. Comme ce rapport est inférieur à 0,5 ; on néglige l'effet du cisaillement sur le moment résistant.

Vérification de la résistance en section

Le moment plastique résistant est donné par la formule suivante :

$M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 43{,}945$ kNm > M_{Ed} = 12,831 kNm (Vérification satisfaite)

- Résumé des valeurs de vérification des autres poutres (IPN 120 et UPN 180)

Tableau A.53 : Propriétés mécaniques et géométriques des poutres IPN 120 et UPN 180

Profilés	h(mm)	b (mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)
IPN120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	6,63
UPN180	180	70	8	11	11	5,5	8,95
Profilés	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	W_{ply}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)	f_y(N/mm^2)	A(cm^2)
IPN120	21,5	2,71	0,69.10^3	63,9	12,4	235	14,2
UPN180	61,5	9,55	5,57.10^3	179	42,9	235	28
Profilés	d(mm)	I_y(cm^4)	Classe de section				
IPN120	92,4	328	1				
UPN180	133	1350	1				

Tableau A.54 : Valeurs de vérifications aux ELU des profilés IPN 120 et UPN 180

Profilés	$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$	$V_{pl,\,Rd} > V_{Ed}$	0,5 $V_{pl,\,Rd} > V_{Ed}$	$M_{ply,\,Rd} > M_{Ed}$
IPN 120	20,51 < 60	89,95 > 1,16	44,98 > 1,16	14,95 > 0,82
UPN180	19,75 < 60	204,87 > 13,26	102,44 > 13,26	42,065 > 13,662

Conclusions sur les poutres

De toutes les vérifications faites ci-dessus, on conclut que les éléments utilisés comme poutres dans le bâtiment du Palais de justice de Mbanza-Ngungu sont satisfaisants en termes de résistance et de stabilité pour reprendre les efforts qui leurs sont appliqués.

A.2.2.5 Vérifications des assemblages entre éléments de portiques

Comme mentionner ci-dessus (§A.2.2.2.2), les liaisons entre poutres et poteaux des portiques du bâtiment étudié sont, à ce stade, assimilées aux articulations (ce qui est surement l'hypothèse qui adoptée par les concepteurs de ces bâtiments). Cette considération conduit à ne les vérifier qu'au cisaillement vu que les poutres du bâtiment étudié ne sont sollicitées qu'en flexion (N_{Ed} = 0) et aux points de leurs liaisons avec les poteaux les moments sollicitant (M_{Ed}) sont nuls.

Pour les pieds de poteaux, deux modèles de liaison sont considérés comme vu au §A.2.2.2.1 ci-dessus. Les pieds de poteaux considérés encastrés sont, en règle générale, vérifiés à la fois au cisaillement et au moment de flexion tandis que les pieds de poteaux articulés ne sont vérifiés qu'au cisaillement. Pour la présente annexe, ses vérifications ne sont faites que pour les poteaux des portiques externes.

Les vérifications faites dans ce travail concernent les liaisons suivantes :

- Assemblage poutres de planchers (IPN 180 ou UPN 180) et poteaux IPN 120
- Assemblage pieds de poteaux

Note :

- Pour les éléments de la toiture, il n'était pas possible de prélever les mesures des éléments de liaison. Ces assemblages ne sont donc pas abordés dans ce travail.
- La présence des cadres en métal déployé sur les poutres supérieures IPN 120 des portiques externes a conduit à considérer la connexion entre les cadres et les poteaux comme étant parfaitement rigide (cadres comme poutres de rigidité infinie, du fait de leur hauteur et de leur forme, qui empêchent la rotation des extrémités des poteaux). De ce fait, il n'est donc pas nécessaire de procéder à l'étude de la liaison entre les poutres supérieures IPN 120 et poteaux IPN 120 étant donné l'hypothèse sus évoquée.

Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage sont données au Tableau A.55 ci-dessous basé sur les données du cahier des charges d'octobre 1913 (Poineau 2010) pour les rivets et d'autres éléments d'assemblage. Pour les boulons ordinaires, la classe de qualité « 4.6 » est adoptée vu que ses valeurs de résistance sont proches de celles des rivets.

Tableau A.55 : Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage

Matériaux	Limite d'élasticité (fy) en Mpa	Limite de rupture (fu) en Mpa	Allongement à rupture en %
Cornières et plaques d'assises	240	420	25
Rivets	200	380	28
Boulons ordinaires	240	400	22

Note : l'ancienne classe d'acier A240 est remplacée, dans la classification actuelle, par l'acier S235. Il est donc utilisé, pour les cornières de liaisons et les plaques d'assise (platine d'about), les valeurs de résistance données par la classification actuelle (acier S235).

A.2.2.5.1 Vérifications de la liaison poutre IPN 180/UPN 180 et poteau IPN 120

Cette annexe distingue 3 types d'assemblage poutre (IPN 180/UPN180) - poteau IPN 120 rencontré dans le bâtiment étudié. Ces assemblages sont encerclés en bleu à la Figure A.168 ci-dessous et symbolisés par A1, A2, A3. La présente annexe traite, pour faire simple, d'une portion (liaison poutre IPN 180 et pièce d'assemblage assimilée à une cornière) de l'assemblage A3 (Figure A.171) vu que l'effort tranchant (V_{Ed} = 16,772 kN) sollicitant cette poutre (portion des portiques intermédiaires - cf. p. 335-336) est supérieur à l'effort tranchant maximum au niveau des portiques externes. Cependant, une étude étendue sur les assemblages est faite à l'annexe D de cette thèse en considérant l'assemblage A1 qui est celui entre l'âme de la poutre UPN 180 et l'âme du poteau IPN 120 au moyen des cornières de liaison. Cet assemblage A1 est aussi, en principe, la seconde portion de l'assemblage A3 traité dans la présente annexe.

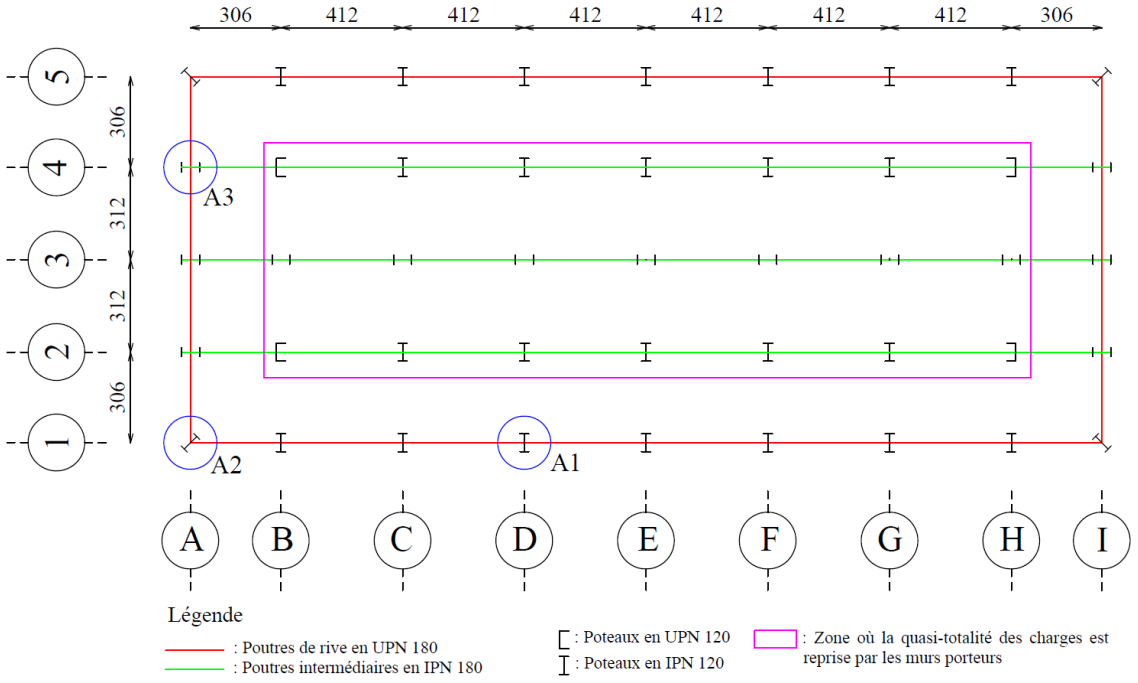


Figure A.168 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu

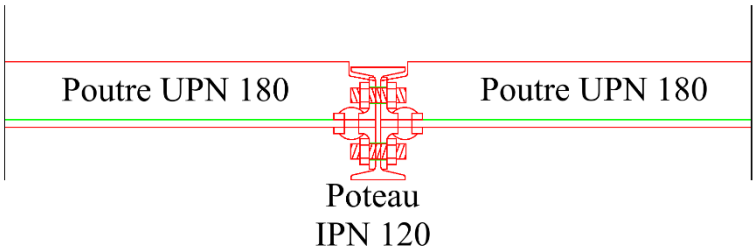


Figure A.169 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120

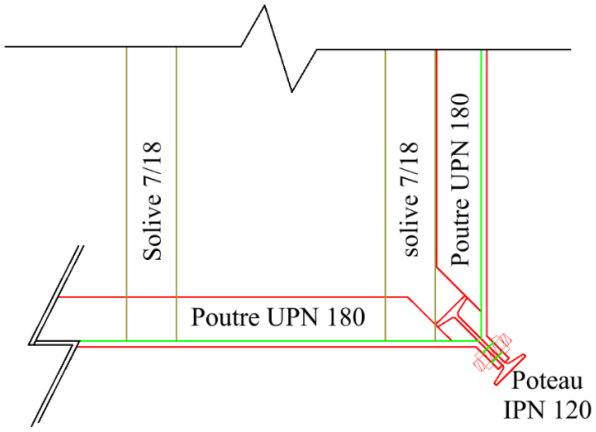


Figure A.170 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120

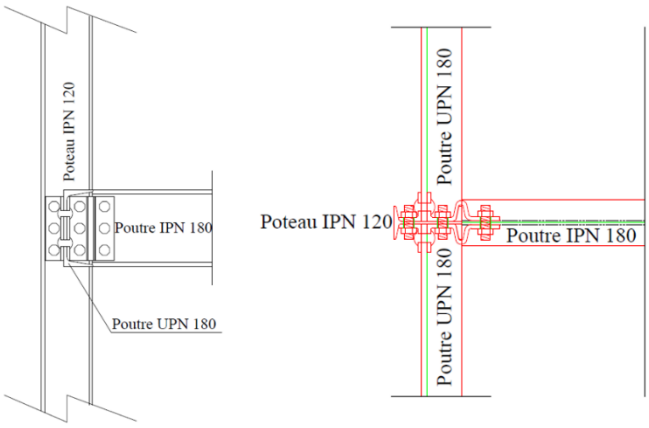


Figure A.171 : Schémas représentatif de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180

Note : L'organe d'assemblage, de 7 mm d'épaisseur, étant spécialement conçu pour cette liaison (assemblage A3), des adaptations sont faites pour les vérifications réalisées ci-dessous en simulant cet organe à une cornière dont les dimensions côtés poutre IPN 180 sont : l_z = 0,045m, t_p = 0,007 m et h_p = 0,15 m. Il s'agit d'un assemblage par boulons ordinaires de type M16 (d = 16 mm et d_0 = 18 mm). Pour les rivets placés de l'autre côté, les informations à tirer sont : diamètre de la tige des rivets d = 15 mm ; le diamètre de son trou est pris égal à : d_0 = 1,1d = 16,5 mm (les formules empiriques pour la détermination du diamètre du rivet et de son trou sont données au §2.3.3.3 du chapitre 2 de la présente thèse).

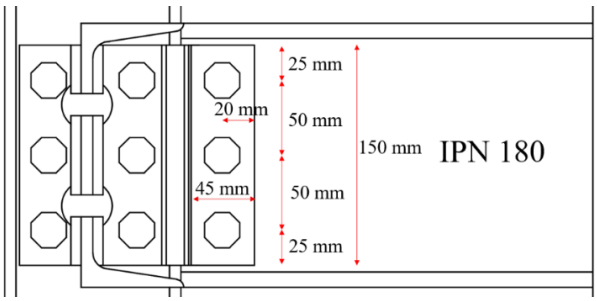


Figure A.172 : Données en mm de la portion d'assemblage A3

A.2.2.5.1.1 Vérifications des exigences en matière de rotation et de ductilité de l'assemblage

Exigences en matière de rotation

(1) $h_p \leq d_b$: $h_p = 0,15$ m > $d_b = 0,1424$ m (poutre IPN 180) ➔ critère non satisfait
(2) $\emptyset_{disponible} = t_p/h_e = 0,467$ rad > $\emptyset_{requis} = 0,006617$ rad (cf. Ossa2d) ➔ critère satisfait avec $h_e = h - g_v - h_p = (0,18 - 0,015 - 0,15) = 0,015$ m

Exigences en matière de ductilité

A. Boulons ordinaires M16 sur âme poteau IPN 120 et poutre IPN 180

$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{yp}}{f_{ub}}}$: $d / t_p = 0,016$ m / $0,007$ m = $2,286 < 2,8 (235/400)^{1/2} = 2,15$ ➔ Pas ok

$\frac{d}{t_w} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{yw}}{f_{ub}}}$: $d / t_w = 0,016$ m / $0,0051$ m = $3,14 > 2,8 (235/400)^{1/2} = 2,15$ ➔ ok (IPN 120)

$\frac{d}{t_w} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{yw}}{f_{ub}}}$: $d / t_w = 0,016$ m / $0,0069$ m = $2,32 > 2,8 (235/400)^{1/2} = 2,15$ ➔ ok (IPN 180)

B. Rivets (d =15 mm) sur âmes poutres (UPN 180)

$\frac{d}{t_p} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{yp}}{f_{ub}}}$: $d_b / t_p = 0,015$ m / $0,007$ m = $2,143 < 2,8 (235/380)^{1/2} = 2,2$ ➔ Pas ok

(UPN 180) : $\frac{d}{t_w} \geq 2,8 \sqrt{\frac{f_{yw}}{f_{ub}}}$: $d_b / t_w = 0,015$ m / $0,008$ m = $1,875 < 2,8 (235/380)^{1/2} = 2,2$ ➔ Pas ok

On peut voir que l'assemblage étudié ci-dessus n'est pas un assemblage parfaitement articulé vu qu'il ne satisfait pas les exigences en matière de rotation. L'exigence en matière de ductilité n'est pas non plus satisfaite (en termes de rapport suffisant entre le diamètre du boulon et l'épaisseur des plats boulonnés). Toutefois, comme il est dit précédemment, ces assemblages sont à ce stade assimilés aux articulations qui, sûrement, était l'hypothèse adoptée par les concepteurs de ce bâtiment vu qu'à l'époque de sa construction il n'existait pas des méthodes d'analyse semi-rigide des assemblages (les assemblages étaient considérés soit parfaitement rigide, soit parfaitement articulé).

A.2.2.5.1.2 Calcul de la résistance de l'assemblage à l'effort de cisaillement

Les vérifications ci-dessous se basent sur la méthode des composantes et sont réalisées en conformité avec la prénorme FprEN 1993-1-8:2023 (cf. Tableau 5.9).

Note : les différentes vérifications prennent en compte les deux plans de cisaillement vu qu'il s'agit d'un assemblage à double-cornière pour les liaisons « cornières-poteau » et « cornières-poutres ». Pour les liaisons « cornières - poteau IPN 120 » et « cornières - poutre UPN 180 », les vérifications sont faites dans l'annexe D du présent travail de thèse.

LIAISON POUTRE IPN 180 - CORNIERES

- Résistance des boulons au cisaillement

En ce qui concerne la résistance des boulons au cisaillement, les formules du Tableau 5.9 de la FprEN 1993-1-8:2023, en considérant que le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon, sont exploitées conformément au § B.3.4 de la même norme :

$$F_{v,\ Rd} = \frac{\alpha_v\ f_{ub}\ A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $\alpha_v = 0{,}6$ les boulons de classe 4.6 ; $\gamma_{M2} = 1{,}25$; $f_{ub} = 400$ Mpa ; $A_s = 157$ mm^2 (le boulon M16). ➔ $F_{v,\ Rd} = 30{,}144$ kN

➔ $V_{Rd\ 1} = 0{,}8\ n\ F_{v,Rd} = 0{,}8 \times 2 \times 30{,}144$ kN $= 48{,}2304$ kN (par rangée de boulons)

- Résistances des cornières en pression diamétrale

Comme pour le point précédent, la résistance de la cornière en pression diamétrale est déterminée conformément au Tableau 5.9 de la FprEN 1993-1-8:2023 :

la résistance de l'aile de la cornière en pression diamètre vaut : $F_{b,Rd} = \frac{k_m\ \alpha_b\ f_u\ d\ t_p}{\gamma_{M2}}$

- 1ère rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0{,}5)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((50/18)-0{,}5\ ;\ 3\text{x}400/360\ ;\ 3) = 2{,}278$

➔ $F_{b,Rd} = 73{,}472$ kN et $V_{Rd\ 2} = 2 \times F_{b,Rd} = 146{,}944$ kN

- 2ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0{,}5)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((50/18)-0{,}5\ ;\ 3\text{x}400/360\ ;\ 3) = 2{,}278$

➔ $F_{b,Rd} = 73{,}472$ kN et $V_{Rd\ 2} = 2 \times F_{b,Rd} = 146{,}944$ kN

- 3ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((e_1/d_0)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((25/18)\ ;\ 3\text{x}400/360\ ;\ 3) = 1{,}389$

➔ $F_{b,Rd} = 44{,}8$ kN et $V_{Rd\ 2} = 2 \times F_{b,Rd} = 89{,}6$ kN

- Résistances de l'âme de la poutre IPN 180 en pression diamétrale

La résistance en pression diamétrale des boulons sur l'âme de la poutre est trouvée, comme pour les cornières, par la formule suivante :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_m\ \alpha_b\ f_u\ d\ t_w}{\gamma_{M2}}$$

- 1ère rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((e_{1b}/d_0)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((\infty/18)\ ;\ 3\text{x}400/360\ ;\ 3) = 3$

➔ $V_{Rd\ 3} = F_{b,Rd} = 95{,}39$ kN

- 2ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0,5) ; 3f_{ub}/f_u ; 3) = \min((50/18)-0,5 ; 3x400/360 ; 3) = 2,278$

➔ $V_{Rd\,3} = F_{b,Rd} = 72,43$ kN

- 3ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0,5) ; 3f_{ub}/f_u ; 3) = \min((50/18)-0,5 ; 3x400/360 ; 3) = 2,278$

➔ $V_{Rd\,3} = F_{b,Rd} = 72,43$ kN

Des valeurs trouvées ci-dessus, les résistances au cisaillement pour les 3 rangées de boulons sont :

- 1ère rangée : $V_{Rd} = \min(48,23$ kN ; 146,944 kN ; 95,39 kN$) = 48,23$ kN ;
- 2ième rangée : $V_{Rd} = \min(48,23$ kN ; 146,944 kN ; 72,43 kN$) = 48,23$ kN ;
- 3ième rangée : $V_{Rd} = \min(48,23$ kN ; 89,6 kN ; 72,43 kN$) = 48,23$ kN.

Ainsi la résistance au cisaillement de la liaison poutre IPN 180 - cornières vaut : $V_{Rd} = 3$ x 48,23 kN = 144,69 kN qui correspond à la ruine par cisaillement des boulons. Cette valeur devra toutefois rester inférieur à :

- Résistance de l'assemblage à l'arrachement de bloc (block tearing resistance)

Conformément au §5.14 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E), la résistance à l'arrachement de bloc $V_{eff,1,Rd}$, pour un groupe de fixations où la résistance en traction sur la zone tendue est uniforme, Figure A.173, est obtenue par la formule suivante :

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{A_{nt} f_u + \min\left(\frac{A_{gv} f_y}{\sqrt{3}} ; \frac{A_{nv} f_u}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M2}}$$

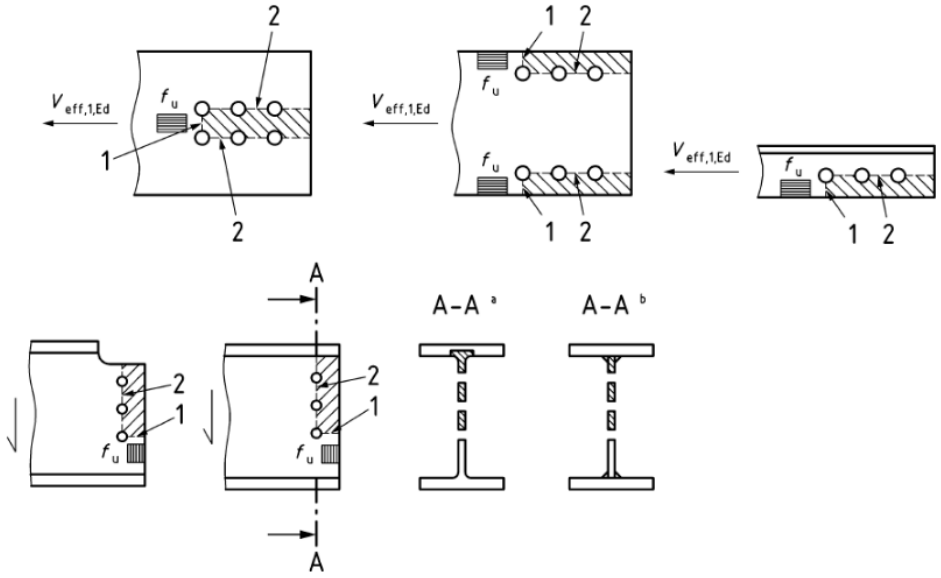


Figure A.173 : Exemples des arrachements de blocs en zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue (source : Figure 5.13 de la FprEN 1993-1-8:2023)

Avec :

A_{nt} : la section nette en traction ; A_{nv} : la section nette au cisaillement et A_{gv} : la section brute au cisaillement.

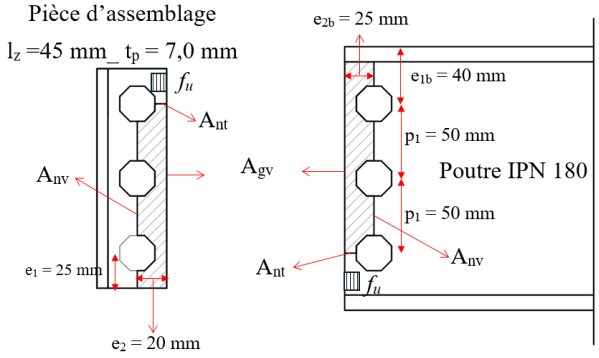


Figure A.174 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié.

Ainsi :

<u>Au niveau des cornières :</u>

$A_{nt} = t_p\ (e_2 - d_0/2) = 0{,}007\ m \times (0{,}020\ m - 0{,}018/2\ m) = 0{,}000077\ m^2$

$A_{gv} = t_p \times (h_p - e_1) = 0{,}007\ m \times (0{,}150 - 0{,}025)\ m = 0{,}000875\ m^2$

$A_{nv} = t_p\ [h_p - e_1 - (n - 0{,}5).d_0] = 0{,}007 \times [0{,}150 - 0{,}025 - (3\text{-}0{,}5) \times 0{,}018] = 0{,}00056\ m^2$

Connaissant f_y et f_u de la cornière, on tire : $V_{eff,1,Rd} = 115{,}29\ kN \times 2 = 230{,}58\ kN$

<u>Au niveau de la poutre IPN 180 (h = 180 mm) :</u>

$A_{nt} = t_w\ (e_2 - d_0/2) = 0{,}0069\ m \times (0{,}025\ m - 0{,}018/2\ m) = 0{,}0001104\ m^2$

Pour déterminer les sections brute et nette de la poutre soumise à l'arrachement de bloc ; on considère, de manière conservative, que la section de l'âme de la poutre :

$A_{gv} = t_w.\ (p_1 + e_{1b} + t_f/2) = 0{,}0069\ m \times (0{,}05 + 0{,}0296 + 0{,}0052)\ m = 0{,}00058512\ m^2$

Avec $e_{1b} = [(h - 2p_1)/2] - t_f = [(0{,}180 - (2x0{,}05)) / 2] - 0{,}0104 = 0{,}0296\ m$

$A_{nv} = t_w.[\ p_1 + e_{1b} + t_f/2 - (n - 0{,}5).d_0] = 0{,}0069 \times [0{,}05 + 0{,}0296 + 0{,}0052 - (3 - 0{,}5) \times 0{,}018] = 0{,}00027462\ m^2$

De la même manière que précédemment, on tire : $V_{eff,1,Rd} = 77{,}458\ kN$

Ainsi, la résistance à l'arrachement de bloc sera de : $V_{eff,1,Rd} = 77{,}458\ kN$

- Résistances de sections nettes et brutes des cornières

1. La résistance de la section brute des cornières : $V_{Rd} = \frac{2\ h_p\ t_p\ f_{yc}}{1{,}27\ \sqrt{3}\gamma_{M0}} = 224{,}348\ kN$;
2. La résistance de la section nette des cornières : $V_{Rd} = \frac{2\ A_{v,net}\ f_{uc}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$ et $A_{v,net} = t_p(h_p\text{-}nd_0)$

$A_{v,net} = t_p(h_p - nd_0) = 672\ mm^2$; $V_{Rd} = 223{,}476\ kN$;

- Résistance de sections transversales nettes et brutes de la poutre IPN 180

1. La résistance plastique au cisaillement de la section brute de la poutre UPN 180 est :

$$V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 181{,}13\ kN \text{ (voir p. 335-336)}$$

2. La résistance de la section transversale nette la poutre IPN 180 est :

$$V_{Rd} = \frac{A_{v,net}\, f_u}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} = 160{,}025\ kN \quad \text{avec} \quad A_{v,net} = A_v - nt_w d_0 = 1335 - (3 \times 6{,}9 \times 18) = 962{,}4\ mm^2$$

Ainsi, la résistance au cisaillement globale de l'assemblage étudié est : $V_{Rd} = 77{,}458\ kN$ (correspond à la résistance de l'assemblage à l'arrachement de bloc côté poutre IPN 180) et est supérieure à $V_{Ed} = 16{,}773\ kN$. La vérification au cisaillement de l'assemblage étudié est donc satisfaisante pour la configuration initiale.

Il faut noter que la valeur de la résistance au cisaillement de l'assemblage A3 trouvée ci-dessus est inférieure aux valeurs de résistance de la deuxième portion de l'assemblage A3 (2 x 104,92 kN côté poutres UPN 180 et 144,69 kN côté poteau IPN 120) étudiée comme assemblage A1 à l'annexe D du présent travail de thèse.

A.2.2.5.2 Vérification de la liaison au niveau des pieds de poteaux

Soit le schéma de la Figure A.175 ci-dessous :

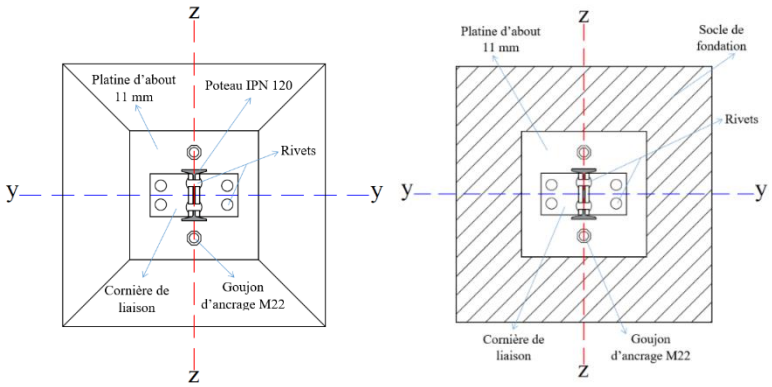


Figure A.175 : Vue de la liaison au niveau des pieds de poteaux du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

Les dimensions de cornières de liaison (Acier S235) sont : $l_y = l_z = 0{,}10$ m, $t_p = 0{,}01$ m et $h_p = 0{,}10$ m.

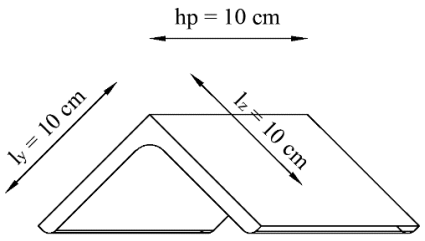


Figure A.176 : Dimensions de la cornière de liaison au niveau des pieds de poteaux

Les plaques d'assise ont pour dimensions : a = b = 0,30 m, t = 0,011 m (acier S235)

Les socles de fondations ont, en général pour dimensions : $a_{sc} = b_{sc} = 0,60$ m, h = 1,125 m (pas de mortier de calage - constat fait de données prélevées sur terrain).

Les rivets utilisés sont les mêmes que ceux utilisés pour l'assemblage poutre-poteau.

A.2.2.5.2.1 Pied de poteau articulé

Ce cas traite des poteaux du portique externe dont la disposition en plan a conduit à considérer leurs appuis comme des articulations (cf. §A.2.2.2.1) dans le plan du portique. Etant donné les faibles valeurs des efforts tranchants à la base, la vérification des pieds de poteaux se limite au seul effort normal de compression. L'effort normal maximum à la base des poteaux vaut, après analyse sur Ossa2d, $N_{Ed} = 85,81$ kN (combinaison 6).

Note :

- Ne connaissant pas la résistance réelle du béton des socles de fondation, cette annexe considère, de manière conservative, une classe de résistance minimale C12/15 ;
- Les longueurs d'ancrages des goujons n'étant pas connues, ce travail se limite à vérifier la résistance en flexion des plaques d'assise résultant des réactions des fondations.
- Cette étude s'est basée sur l'exercice réalisé à partir de la page 123 de la publication de ECCS de Février 2014 intitulée : « Dimensionnement d'assemblages acier-béton : Manuel de dimensionnement I, Wald et al)

Il est donc procéder, en considérant un tronçon en T équivalent comprimé conformément au §8.4 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E), de la manière suivante :

Le facteur de concentration de contraintes est calculé en considérant a_1 (ou b_1) comme étant égale au minimum de :

$$a_1 = b_1 = \min \begin{Bmatrix} a + 2a_r = 0,30 + (2 \times 0,15) = 0,60 \text{ m} \\ 3a = 3 \times 0,30 = 0,90 \text{ m} \\ a + h = 0,3 + 1,125 = 1,425 \text{ m} \end{Bmatrix} = 0,60 \text{ m}$$

Avec a_1 et b_1 : les dimensions de l'aire maximale (A_{c1}) de diffusion conformément au § 6.7 de l'EN1992-1-1 : (2004) F et $a_r = (a_{sc} - a)/2 = 0,15$ m

Vu que a_1 (b_1) = 0,60 m est supérieur à a (b) = 0,30 m ; le facteur de concentration est trouvé par : $k_j = \sqrt{\frac{a_1 \,.\, b_1}{a \,.\, b}} = \sqrt{\frac{0,60 \times 0,60}{0,30 \times 0,30}} = 4$

Le béton étant de classe C12/15, la valeur de calcul de la résistance du béton est :

$$f_{jd} = \frac{\beta_j F_{Rdu}}{b_{eff} l_{eff}} = \frac{\beta_j A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}}{A_{c0}} = \beta_j f_{cd} \; k_j = 32 \; \text{N/mm}^2 = 32\,000 \; \text{kN/m}^2$$

Avec

- βj : le coefficient du matériau de scellement pris égal à 1 vu l'absence du mortier de calage, la diffusion se faisant directement dans le béton suivant un angle de 45°.
- f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton en compression = $\alpha_{cc}\ f_{ck}\ /\gamma c$ = 1x12/1,5 = 8N/mm^2 = 8 000 kN/m^2.

La plaque d'assise flexible peut donc être remplacée par une plaque rigide (Figure A.177) avec pour largeur de tronçon : $c = t\ .\ \sqrt{\frac{f_y}{3\ f_{jd}\ \gamma_{M0}}} = 0{,}011\ .\ \sqrt{\frac{235000}{3\ x\ 32000\ x1{,}00}} = 0{,}0172$ m

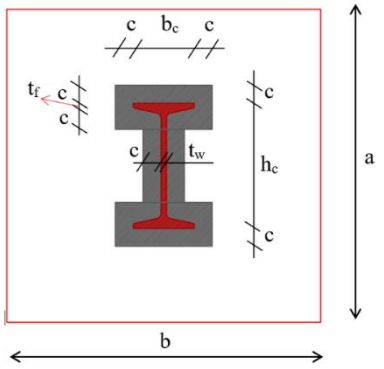


Figure A.177 : Aire efficace sous la plaque d'assise

L'aire efficace de la plaque d'assise avec un profilé en double-T est calculée à partir d'une section rectangulaire où l'aire centrale sans contact est retirée :

A_{eff} = min (b ; b_c + 2c) . min (a ; h_c + 2c) - max [min (b ; b_c + 2c) - t_w - 2c ; 0] . max (h_c - 2t_f - 2c ; 0) = (0,0924 x 0,1544) - (0,0529 x 0,0702) = 0,0143 - 0,0037 = 0,0105 m^2

La résistance de calcul du pied de poteau en compression vaut donc :

$N_{Rd} = A_{eff}\ .\ f_{jd}$ = 0,0105 m^2 x 32 000 kN/m^2 = 337,695 kN cette valeur est presque équivalente à la résistance en compression du poteau IPN 120 qui à ce tronçon d'appui est considéré comme un élément comprimé court ($N_{c,\ Rd} = N_{pl,Rd} = A.\ f_y\ /\ \gamma_{M0}$ = 14,2 m^2 x 235 N/mm^2 = 333,7 kN).

La vérification est donc satisfaisante vu que N_{Rd} = 337,695 kN et $N_{pl,\ Rd}$ = 333,7 kN sont supérieurs à N_{Ed} = 85,81 kN (combinaison 6).

A.2.2.5.2.2 Pied de poteau encastré

Cette partie traite le cas des poteaux d'extrémité de portiques externes et de portiques intermédiaires en phase de fonctionnement. Après analyse de ces portiques sur Ossa2d, il apparaît que les valeurs extremum des éléments de réduction M_{Ed} et V_{Ed} au niveau de ces pieds de poteaux sont très faibles à comparer aux valeurs de N_{Ed}. On convient donc que la rupture du béton se produira avant que les contraintes de traction ne se développent dans la partie tendue. L'étude du pied de poteau encastré se ramène donc à ce qui est fait pour le pied de poteau articulé. La valeur maximale de N_{Ed} = 79,15 kN pour ce cas étant inférieure à N_{Rd} = 337,695 kN et $N_{pl,\ Rd}$ = 333,7 kN ; la vérification est donc satisfaisante.

A.3 Conclusion générale & éléments critiques

A.3.1 Pannes en IPN 120 (cf. § A.2.1.3) :

La Figure A.178 ci-dessous permet de repérer les pannes ou files de pannes les plus critiques qui satisfont néanmoins les critères de résistance et de déformation. Deux modèles de pannes (pannes isostatiques et pannes hyperstatiques) ont été considérés ainsi que sept combinaisons d'actions facilitant les analyses et vérifications, aux ELS et ELU, de ces différentes pannes. Pour des raisons de la considération des charges et combinaisons d'actions possiblement prises en compte lors de la construction de ce bâtiment, il a été effectué les vérifications (de résistance et de stabilité) de ces pannes sous la combinaison 2 ($1{,}35\sum g_{y,\,Eki} + 1{,}5\ w_{Ek1}$) aux ELU (combinaison considérée comme la plus défavorable de l'époque). Les vérifications sous cette combinaison ont été satisfaisantes en termes de résistance pour toutes les pannes, mais ne l'ont pas été en termes de stabilité pour la panne isostatique (pannes P_{I1}). Aussi, vu que dans l'annexe B il sera fait l'étude de la structure du bâtiment dans sa configuration actuelle, les vérifications des pannes sous la combinaison 6 ($1{,}35\sum g_{y,\,Eki} + 1{,}05\ q_{Ek} + 1{,}5\ w_{Ek1}$), définie dans les normes actuelles, ont été réalisées et ont montré que ces pannes ne satisfont pas le critère de stabilité sous cette combinaison. Il faudrait nécessairement tenir compte de ces résultats lors de la proposition de solutions de renforcement et de réhabilitation du bâtiment étudié.

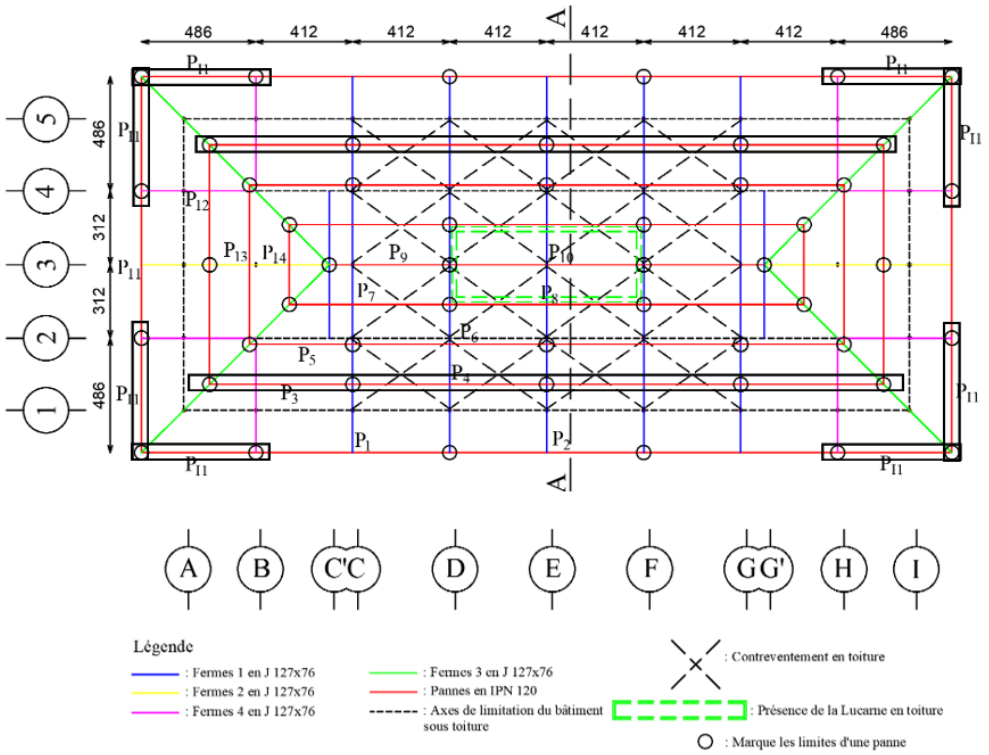


Figure A.178: Repérage des pannes ou files de pannes les plus critiques

A.3.2 Fermes en J 127x76

Pour les membrures de fermes du bâtiment étudié, il est démontré, au §A.2.1.7.2, que les jarrets décoratifs représentés à la Figure A.179 ci-dessous, et placés aux extrémités supérieures des

poteaux de la véranda, avaient été utilisés, non seulement comme support de gouttière, mais aussi comme élément de structure en vue de réduire les moments sollicitant les membrures de fermes au droit des poteaux externes, tout en assurant une fonction décorative. Toutes les vérifications de résistance et de stabilité ont été satisfaisantes pour les différentes combinaisons définies au §Tableau A.17.



Figure A.179 : Elément décoratif servant de jarret

A.3.3 Poutres de portiques

Les différentes poutres des portiques satisfont à tous les critères de flèches (ELS) et de résistances (ELU). Les vérifications sous critère de stabilité (ELU) n'ont pas été faites vu que ces poutres sont latéralement supportées par des solives en bois au niveau des planchers qui empêchent leur déversement.

A.3.4 Poteaux de portiques

En considérant l'effet diaphragme apporté par les poutres les planchers en bois et les éléments de la toiture, il est possible de démontrer que les poteaux satisfont les critères de résistance. Cependant, en cas d'absence de ces effets diaphragme, la résistance des poteaux n'est plus suffisante. La présence des planchers est donc indispensable à la stabilité des portiques de la véranda.

A.3.5 Assemblages

Les différents assemblages vérifiés dans cette annexe ont présenté des valeurs de résistance de loin supérieures aux valeurs des efforts sollicitant les assemblages, et ce pour toutes les combinaisons de charges.

ANNEXE B : NOTE DE CALCUL DU BATIMENT DU PALAIS DE JUSTICE DE MBANZA-NGUNGU (configuration actuelle : phase de fonctionnement)

B.1 Introduction

B.1.1 Présentation de l'annexe B

En cette annexe B, il est fait les analyses et vérifications de la structure du bâtiment dans son état actuel (sans prendre en compte l'influence de la corrosion sur les éléments porteurs en acier). Comme signalé au §A.1.1 de l'annexe A, ce bâtiment, construit en 1906 par la société anonyme des « Grandes Chaudronneries de l'Escaut », a connu des modifications dans le temps. Actuellement, il est utilisé comme palais de justice abritant également le parquet de grande instance à son étage supérieur (Figure B.1). Ce bâtiment était, au départ, construit pour servir d'hôtel et la charge variable caractéristique considérée était celle d'un bâtiment d'habitation. Cependant, avec la modification actuelle de son usage, la charge variable caractéristique à considérer devrait varier et il en a été tenu compte dans la présente annexe. Ce changement d'utilisation a conduit (pour des raisons fonctionnelles) à l'ajout des certains murs au droit des poutres de la véranda qui, initialement, ne devaient supporter que les charges venant des planchers où elles se trouvaient. Hormis l'ajout des murs au niveau des poutres de la véranda, il est aussi remarqué la présence d'une dalle en béton armé remplaçant l'ancien plancher en bois au niveau du rez-de-chaussée. Ainsi, l'exercice à faire dans la présente annexe est de prendre en compte, dans les analyses et vérifications des éléments porteurs de la structure, les modifications apportées à ce bâtiment pour pouvoir comprendre le fonctionnement de la structure à ce jour.

Pour des raisons déjà évoquées à la précédente annexe, les actions, combinaisons d'actions ainsi que les analyses et vérifications vont se baser sur les normes actuelles (Eurocodes, Règles NV65) de construction. le logiciel Ossa2d de l'Université de Liège (dont les fonctionnalités ont été présentées au §A.1.4 de la précédente annexe) est l'outil utilisé pour analyser les éléments porteurs de la structure du bâtiment du palais de justice.



Figure B.1 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission septembre 2021)

Note :

- ✓ une première hypothèse adoptée, dans cette étude, est de supposer qu'aucun élément porteur en acier de la structure n'est endommagé par suite des effets du temps et des différentes modifications apportées à l'ouvrage. En d'autres termes, les détériorations affectant les éléments porteurs métalliques ne sont pas prises en compte dans cette partie de l'étude.
- ✓ les éléments de la toiture n'ayant pas subi des modifications jusqu'à ce jour, il ne sera fait, dans cette annexe, que les analyses et vérifications du fonctionnement actuel des différents portiques. De ce fait, les charges de la toiture à appliquer sur les portiques sont les mêmes que celles évaluées à la précédente annexe.
- ✓ Les charges des éléments de cloisonnement en bois ne sont pas prises en compte.
- ✓ Il est conseillé aux lecteurs de prendre connaissance de l'annexe A afin d'avoir des bons repères dans la lecture de celle-ci.

B.1.2 Structure de l'annexe B

La structure de cette annexe est la suivante :

Au §B.1, il est fait une introduction sur ce qui doit être fait dans cette annexe - la présentation de la structure dans sa configuration actuelle ainsi que les hypothèses adoptées pour son étude complète.

Au §B.2, il est réalisée l'étude structurale des différents portiques et éléments porteurs des portiques du bâtiment étudié dans sa configuration actuelle. Une description structurale de l'ossature du bâtiment étudié, dans son état actuel, a été faite au §B.2.1. les charges et combinaisons des charges à considérer sur les différents portiques, sélectionnés pour l'analyse de la structure dans son état actuel, sont définies et évalués au §B.2.2. Ces charges sont : les

poids propres des éléments de la structures, les charges permanentes provenant des éléments des planchers et de la toiture ainsi que des murs ajoutés, la charge variable à considérer au niveau de la toiture, la charge de vent s'exerçant simultanément sur la toiture et sur les murs ajoutés, ainsi que la charge variable à considérer sur les planchers. Pour la configuration actuelle du bâtiment, la charge variable caractéristique sur les planchers est prise égale à 3kN/m^2 (plancher bureau - catégorie B). Enfin, les analyses et vérifications des portiques et de leurs éléments porteurs sont faites au §B.2.3. Les normes et méthodes de calcul utilisées étant les mêmes que celles utilisées à l'annexe A, le logiciel Ossa2d a permis d'analyser ces portiques et les vérifications, aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), sont faites en conformité avec les Eurocodes.

Le résumé de tous les résultats trouvés est donné dans la partie conclusion au §B.3.

B.2 Etude Structurale des éléments porteurs - Les portiques

B.2.1 Description de l'état actuel du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

L'ossature en acier du bâtiment du palais de justice n'a pas totalement changé. Il y a, bien évidemment, quelques petites modifications qui ont été faites à sa partie intérieure et au niveau des vérandas (Figure B.2), mais qui influencent de très peu le comportement structural des portiques analysés dans ce travail.

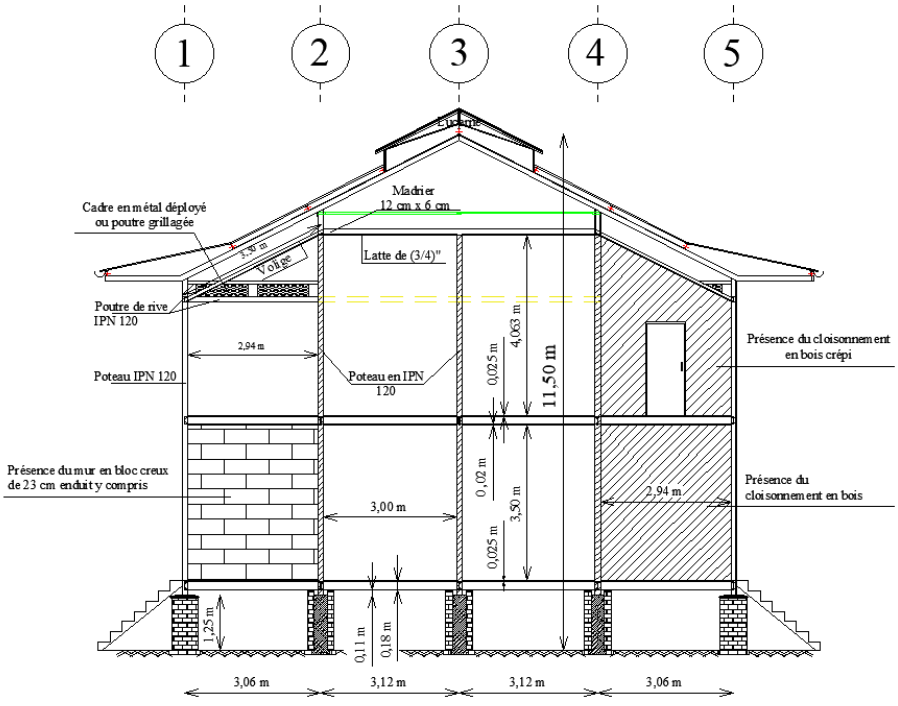


Figure B.2 : Illustration des quelques éléments ajoutés au niveau des vérandas du palais de justice de Mbanza-Ngungu (coupe A-A)

Aussi, des murs ont été ajoutés sur les poutres des vérandas (Figure B.3). Ces murs, d'un côté, constituent les poids morts sur ces poutres et, de l'autre côté, augmentent les raideurs des portiques en contreventant les différents cadres qui les constituent - En d'autres termes, la rigidité transversale des portiques externes (Portique 1, comme appelés à l'annexe A) a

augmenté du fait de la présence de ces murs. Ce travail, comme le précédent, se consacrera aux les analyses de ces portiques externes et de la portion des portiques intermédiaires, au niveau de la véranda, où des nouveaux murs (en maçonnerie de briques de 12 cm d'épaisseur - en bleu sur les Figure B.3 et Figure B.4 ci-dessous) ont été ajoutés.

Note : les modifications apportées au bâtiment, n'étant pas identiques pour les deux portiques externes, ceci implique que ces derniers n'auront plus la même configuration en termes de charges appliquées et de la présence d'éléments de contreventement. De ce fait, il est fait une distinction, en termes d'appellation, entre ces deux portiques (l'un sera appelé « Portique 1 » suivant qu'il se trouve sur la ligne 1 et l'autre « Portique 5 » suivant qu'il se trouve sur la ligne 5 conformément à leur numérotation sur les plans des Figure B.3 et Figure B.4 ci-dessous.

Les murs ajoutés sur le portique 1, en vert sur la Figure B.3 ci-dessous, sont en maçonneries de bloc creux de 23 cm d'épaisseur (enduit y compris). Les matériaux et épaisseurs des éléments ajoutés ont été fournis par les étudiants et encadrants de l'université Kongo à Mbanza-Ngungu. N'ayant pas les données sur les caractéristiques physiques et mécaniques de ces matériaux, les valeurs des charges caractéristiques de ces murs ajoutés seront égales aux valeurs données par les fabricants ou par les normes européennes en vigueur sur ces matériaux.

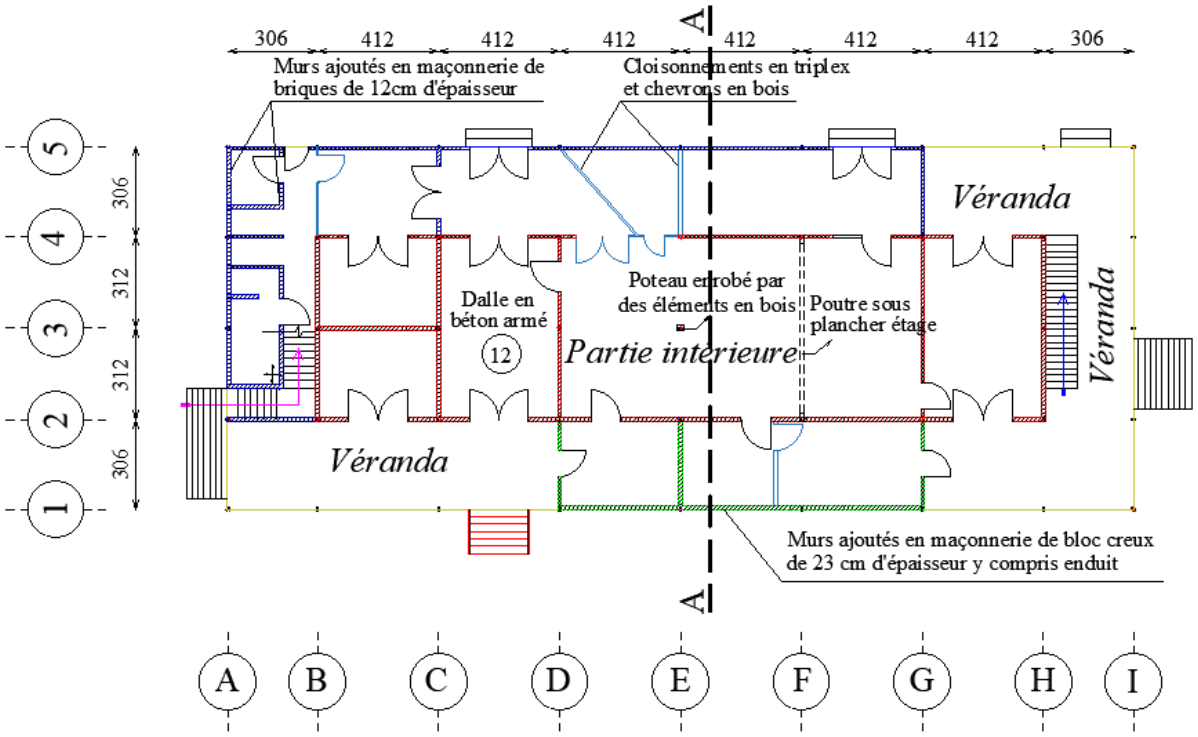


Figure B.3 : Actuelle vue en plan rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec plancher en béton armé - dimensions en cm

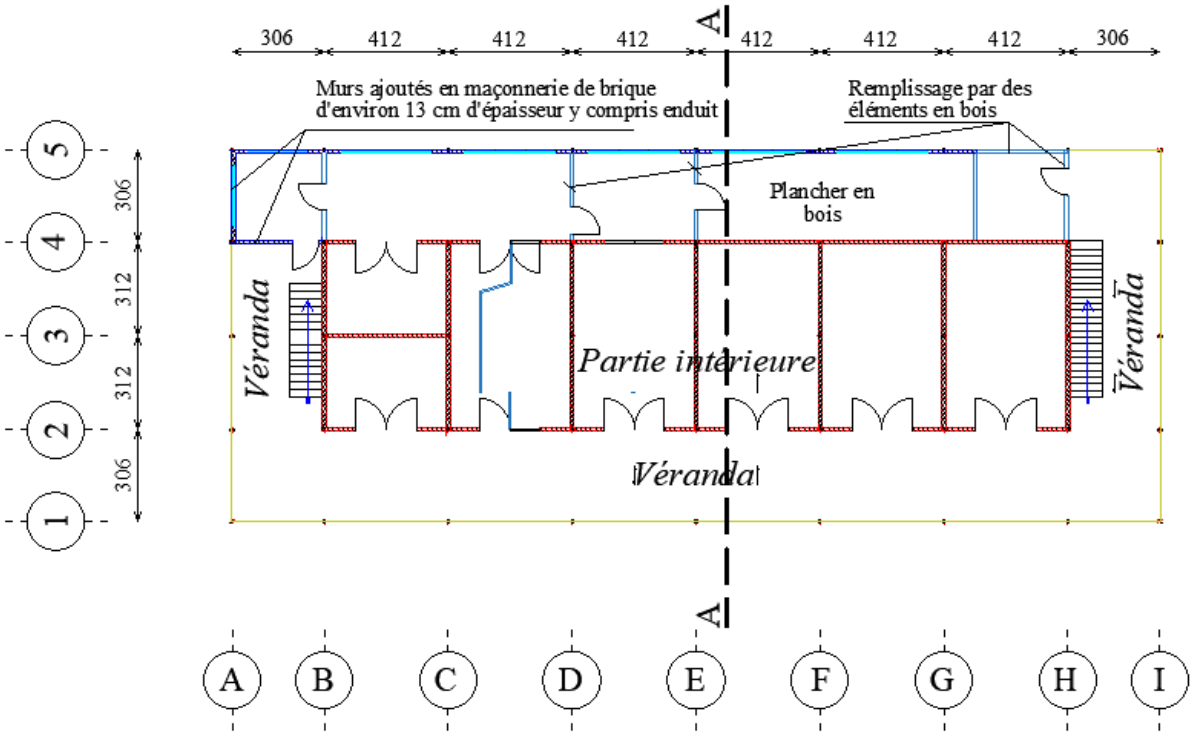


Figure B.4 : Actuelle vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

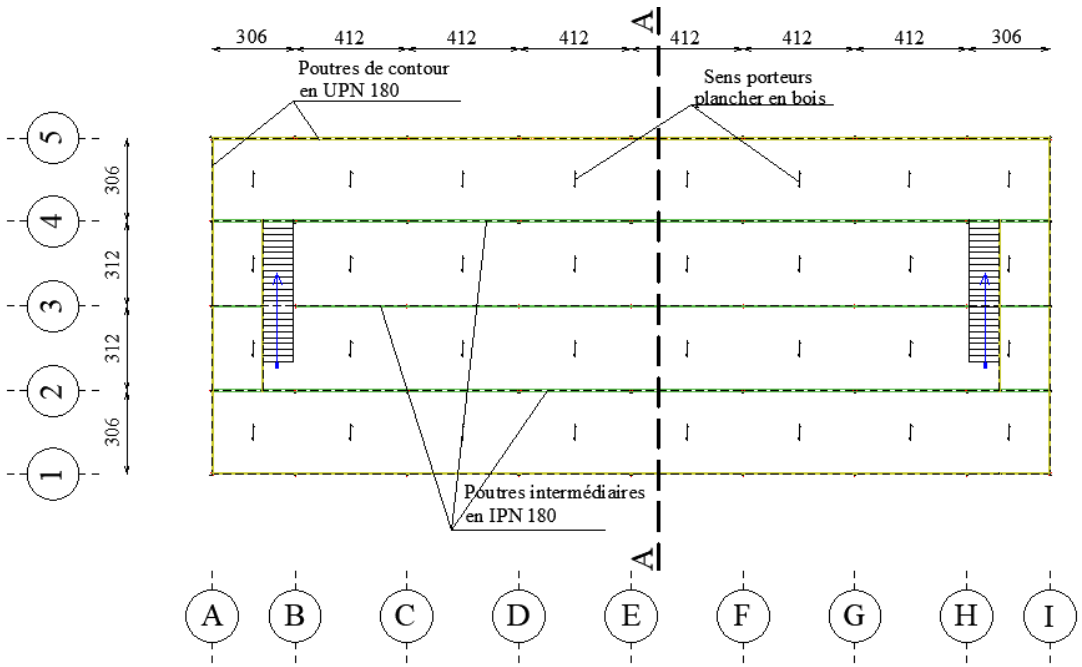


Figure B.5 : Vue en plan des éléments structuraux du plancher au niveau de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

Contrairement au plancher de l'étage qui n'a pas été modifié (cf. Figure B.5) , le plancher du rez-de-chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu a été modifié d'un plancher à éléments de remplissage en bois en un plancher à dalle en béton armé d'environ 12 cm d'épaisseur. Quoique cette situation engendre des efforts importants sur les éléments de structure, le plancher en béton armé participe, cependant par « effet diaphragme », à la

stabilisation structurale de l'ensemble des portiques dudit bâtiment. La nouvelle structure de ce plancher est représentée à la Figure B.6 ci-dessous.

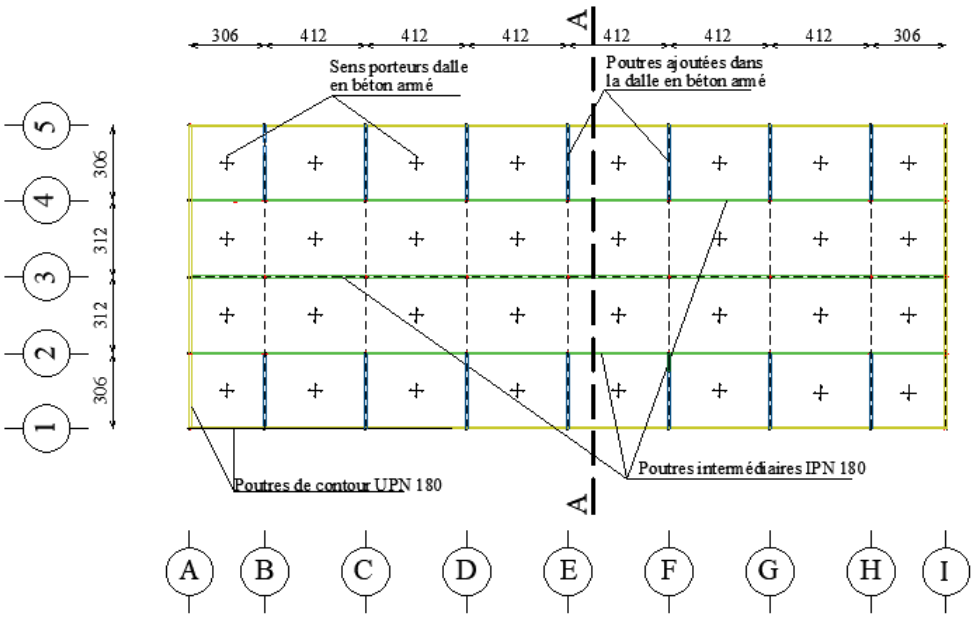


Figure B.6 : Vue en plan des éléments structuraux du plancher du rez-de chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm

B.2.2 Evaluation des charges à appliquer sur les portiques

B.2.2.1 Portique 1



Figure B.7 : Présence des murs en maçonnerie de bloc creux de 23 cm (y compris enduit) sur le portique 1 au niveau du rez-de-chaussée.

Soit la modélisation du portique 1, en phase de fonctionnement actuel, ci-dessous :

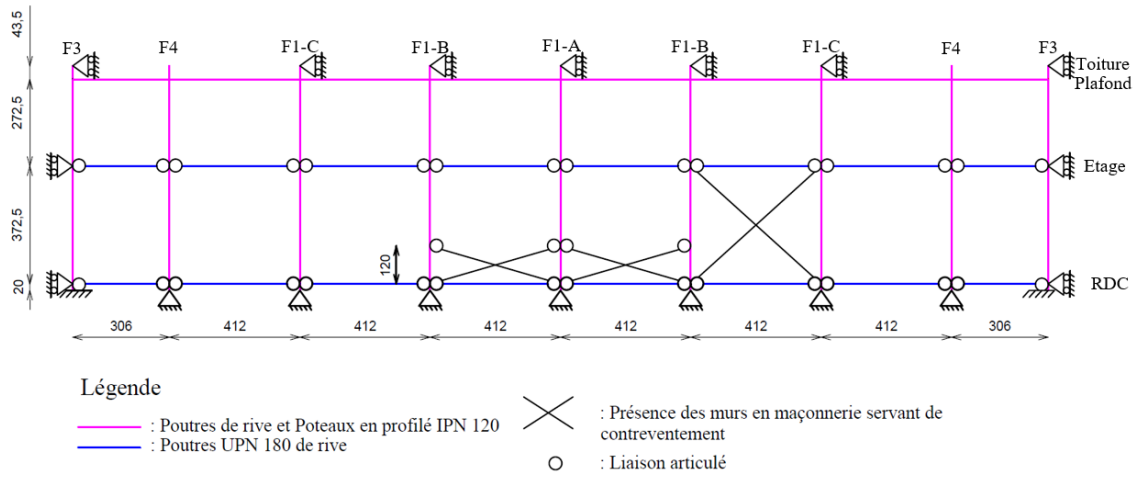


Figure B.8 : Modélisation du portique 1 avec schéma de transmission des charges venant de la toiture

Note :

- la fixation de certains nœuds de ce portique fait suite à la présence des éléments de contreventement au niveau de la toiture (cf. §A.2.2.2.2), et des effets diaphragmes qu'apportent les planchers en béton armé au niveau du rez-de-chaussée et en bois au niveau de l'étage.
- Pour prendre en compte l'influence positif de murs ajoutés, au niveau de la véranda, sur la stabilité des portiques externes, les barres en croix de saint André, de rigidité égale à 100 fois la rigidité des poteaux, sont placés aux endroits où se trouvent ces murs dans les modélisations sur Ossa2d. pour des murs avec ouvertures, ce travail se limite à prendre juste la partie en dessous de l'ouverture.

B.2.2.1.1 Charges provenant de la toiture

Pour ce cas de charge, il est fait référence, tant pour le portique 1 que pour le portique 5, aux valeurs des charges utilisés lors de l'analyse du portique 1 dans l'annexe A (cf. §A.2.2.3.2.1) vu que la structure de la toiture n'a pas subi des modifications. Ces valeurs sont données au Tableau B.1 ci-dessous.

Tableau B.1 : Report des charges des fermes sur le portique 1

Fermes	Charges verticales (en kN)			
	Charges permanentes (G_{Ek})	Charges variables (Q_{Ek})	Charges de vent (W_{Ek1})	Charges de vent (W_{Ek2})
F1-A	2,73	6,93	21,25	-26,47
F1-B	2,39	5,98	18,64	-22,46
F1-C	2,8	6,82	21,07	-26,06
F3	2,54	5,02	21,23	-23,76
F4	2,82	7,03	24,15	-27,95

B.2.2.1.2 Charges dues aux poids propres

- IPN 120 : 11,1 kg/m = 0,111kN/m
- UPN 180 : 22 kg/m = 0,22kN/m

B.2.2.1.3 Charges permanentes

B.2.2.1.3.1 Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC)

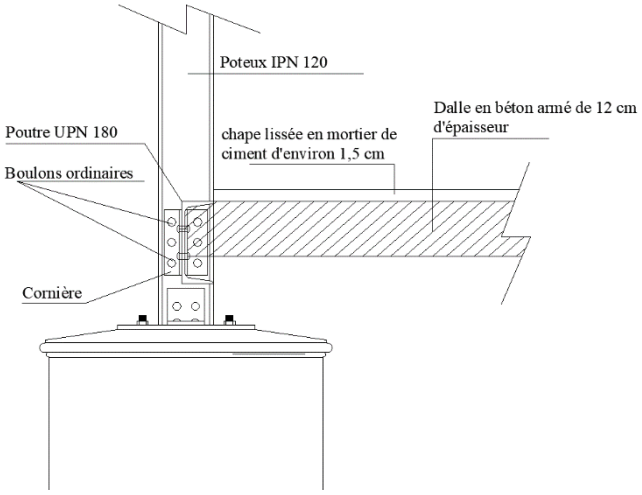


Figure B.9 : Coupe au niveau du plancher du rez-de-chaussée

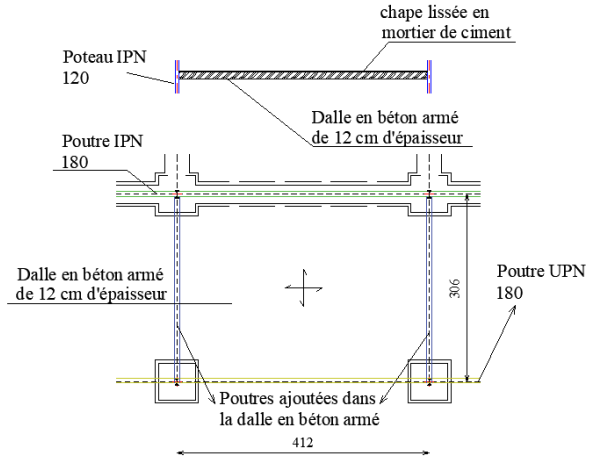


Figure B.10 : Vue des éléments constitutifs du nouveau plancher en béton armé du rez-de-chaussée - dimensions en [cm]

Note : ne connaissant pas les dimensions des poutres ajoutées au plancher du rez-de-chaussée, leur poids propre sera inclus dans le poids propre de la dalle en béton armé. Les charges sur la dalle seront, de ce fait, réparties entre la poutre de rive UPN 180 et la poutre intermédiaire IPN 180. Cette hypothèse est considérée pour tous les portiques traités dans ce travail.

- Charges linéiques
  - Dalle en BA de 12 cm d'épaisseur : $\frac{0,12\ m \times 3,06\ m \times 25\ kN/m^3}{2} = 4,59\ kN/m$
  - Chape lissée en mortier de ciment (de 1,5 cm) : $\frac{0,015\ m \times 3,06\ m \times 20\ kN/m^3}{2} = 0,46\ kN/m$

- Mur en bloc creux de 23 cm (enduit y compris - cf. Figure B.3 et Figure B.7) :
  La hauteur de remplissage entre poutres UPN 180 est : $h = 3,725 - 0,18 = 3,545$ m
  Partie sans fenêtre (charge triangulaire) : $(3,545/2)$ m x 0,23 m x 17 kN/m^3 = 6,93 kN/m
  Parties avec fenêtre : 1,20 m x 0,23 m x 17 kN/m^3 = 4,69 kN/m
- Fenêtre vitrée : $(3,545 - 1,20)$ m x 0,20 kN/m^2 = 0,47 kN/m
  (Référence : https://alliance-aluminium.fr/calcul-poids-vitrage-cannes.html)
- Garde-corps : = 0,25 kN/m

⟹ Les charges linéiques à considérer sont :

- Parties sans murs : $g_{Ek1} = 4,59 + 0,46 + 0,25 = 5,3$ kN/m
- Parties murs avec fenêtres : $g_{Ek2} = 4,59 + 0,46 + 4,69 + 0,47 = 10,21$ kN/m
- Partie mur sans fenêtre : $g_{Ek3r} = 4,59 + 0,46 = 5,05$ kN/m
  (pour la charge triangulaire) : $g_{Ek3t} = 6,93$ kN/m

- Charges concentrées
  - Poutres transversales extrêmes en profilé UPN 180 connectées aux poteaux externes du portique 1 (voir Figure B.6): $\frac{3,06 \text{ m x } 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,34$ kN
  - Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : $\frac{3,06 \text{ m x } 0,25 \text{ kN/m}}{2} = 0,38$ kN

⟹ La somme des charges concentrées appliquées au niveau rez-de-chaussée sur les poteaux externes du portique 1 est : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,38 = 0,72$ kN

- Pour les murs de cloisonnement transversaux intérieurs, en négligeant la présence des portes, Figure B.3, la charge à considérer est :

$G_{Ek2} = (3,545 - 0,015)$ m x $[(3,06 - 0,058)/2]$ m x 6,93 x 2 0,23 m x 17 kN/m^3 = 20,72 kN

B.2.2.1.3.2 <u>Au niveau du plancher de l'étage</u>

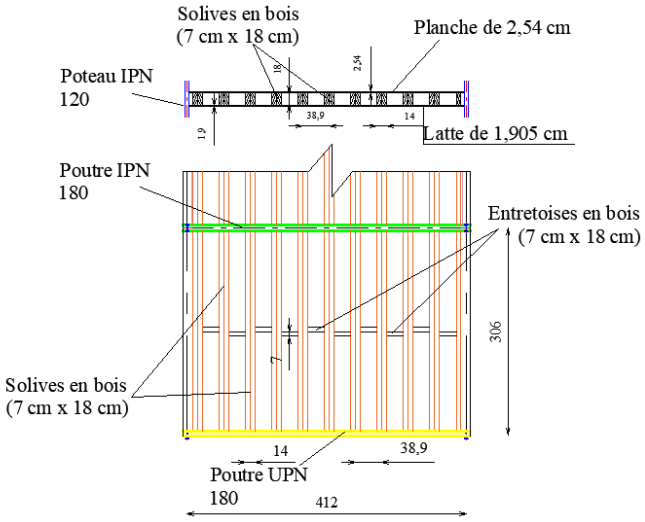


Figure B.11 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm]

- Charges linéiques :
  - Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,18 \text{ m x } 0,07 \text{ m x } 2 \text{ x } 11 \text{ x } 3,06 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{4,12 \text{ m x } 2} = 0,39$ kN/m

- Charge des planches de 1''(2,54 cm) : $\frac{0,0254\ m \times 3,06\ m \times 3,8\ kN/m^3}{2} = 0,15\ kN/m$
- Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905\ m \times 3,06\ m \times 3,8\ kN/m^3}{2} = 0,11\ kN/m$
- La charge du garde-corps et brise-soleil verticaux : 0,5 kN/m

⟹ La somme de charges linéiques à appliquer au plancher de l'étage sera de :

$$g_{Ek1} = 0,39 + 0,15 + 0,11 + 0,5 = 1,15\ kN/m$$

- Charges concentrées :
  - Poutres transversales extrêmes en profilé UPN 180 connectées aux poteaux externes du portique 1 (voir Figure B.5): $\frac{3,06\ m \times 0,22\ kN/m}{2} = 0,34\ kN$
  - Garde-corps et brise-soleil transversaux : $\frac{3,06\ m \times 0,5\ kN/m}{2} = 0,77\ kN$

⟹ La somme des charges concentrées de l'étage, à appliquer aux poteaux externes du portique 1 est : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,77 = 1,11\ kN$

B.2.2.1.3.3 <u>Au niveau du plafond de la partie terrasse</u>

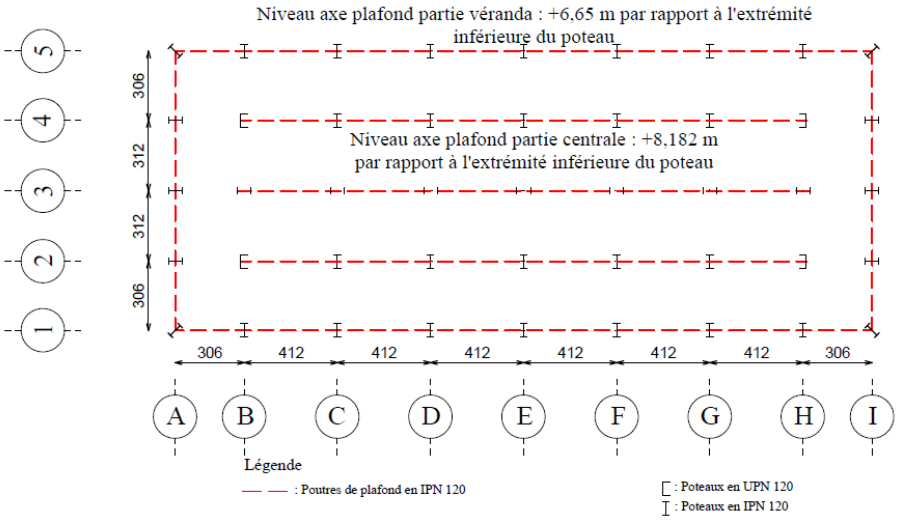


Figure B.12 : Plan des poutres au niveau des Plafonds du premier étage - dimensions en [cm]

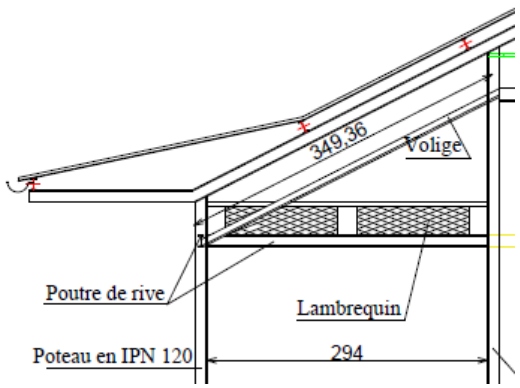


Figure B.13 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - dimensions en [cm]

- Charges linéiques

Voligeage en bois (charges associées aux solives et lattes) :

- Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,06 \text{ m x } 0,06 \text{ m x } 11 \text{ x } 3,494 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{4,12 \text{ m x } 2} = 0,064 \text{ kN/m}$
- Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905 \text{ m x } 3,494 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,13 \text{ kN/m}$
- Charge des cadres en métal déployé dans le plan du portique 1 : 0,10 kN/m

$\Longrightarrow$ La somme de charges linéiques sur la poutre de plafond sera de :

$$g_{Ek1} = 0,064 + 0,13 + 0,10 = 0,29 \text{ kN/m}$$

- Charges concentrées :
  - Charge du voligeage transversal en bois sur les poteaux externes du portique 1 :
    $(0,13 + 0,064) \text{ kN/m x } (3,06/2) \text{ m} = 0,3 \text{ kN}$
  - Poutres transversales IPN 120 connectées aux poteaux externes du portique 1 :
    $(3,06/2) \text{ m x } 0,111 \text{ kN/m} = 0,17 \text{ kN}$
  - Cadre en métal déployé (direction perpendiculaire au portique 1) :
    $(3,06/2) \text{ m x } 0,10 \text{ kN/m} = 0,153 \text{ kN}$

$\Longrightarrow$ La somme des charges concentrées appliquées au niveau du plafond sur les poteaux externes du portique 1 est : $G_{Ek1} = 0,3 + 0,17 + 0,153 = 0,62 \text{ kN}$

B.2.2.1.4 Charges variables

La charge variable q_k à considérer aux niveaux des planchers du rez-de-chaussée et de l'étage est de : 3 kN/m^2 (conformément à l'EN 1991-1-1) pour le bâtiment à usage des bureaux (catégorie B). Ainsi, la charge à appliquer sur les poutres du portique sera de :

$$q_{Ek} = \frac{3,06 \text{ m x } 3 \text{ kN/m}^2}{2} = 4,59 \text{ kN/m}$$

B.2.2.1.5 Charges de vent

Connaissant la valeur de la pression du vent $q_p = 0,90$ kN/m^2 évaluée au §A.2.1.2.4 de l'annexe A, les valeurs de charges de vent sur les portiques analysés dans la configuration actuelle du bâtiment du palais de justice seront trouvées, conformément à l'EN 1991-1-4 (§7.2.2), de la manière suivante :

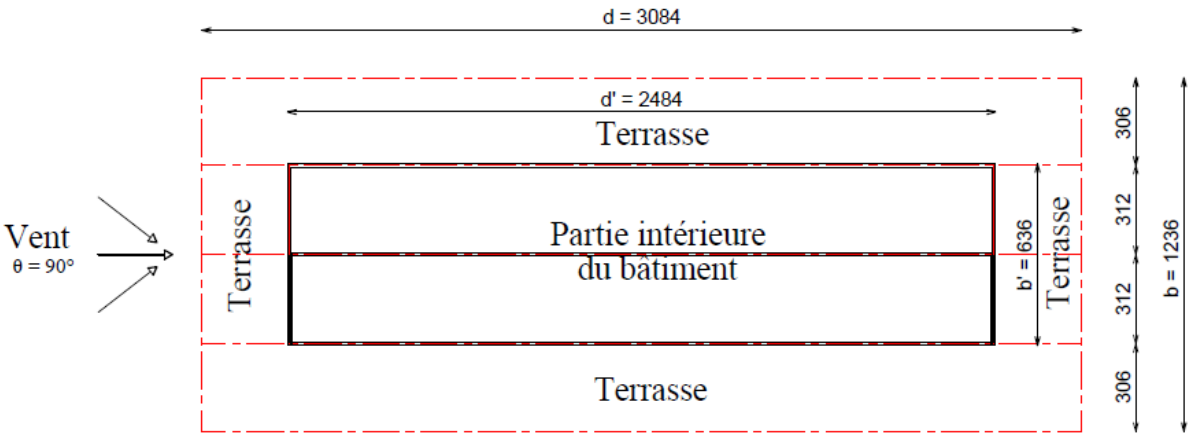


Figure B.14 : Schéma en plan de l'action du vent sur le bâtiment du palais de justice- Dimensions en [cm]

Soit le schéma de la Figure B.14 ci-dessus, on a : b = 12,36 m (le côté perpendiculaire à l'action du vent considérée dans l'analyses, d = 30,84 m, le côté du bâtiment parallèle à l'action du vent et h = 11,50 m (la hauteur totale du bâtiment définie au §A.1.2.2 de l'annexe A).

La hauteur h étant inférieure au côté b, le bâtiment est considéré comme un seul élément conformément aux critères de l'EN 1991-1-4 (§7.2.2).

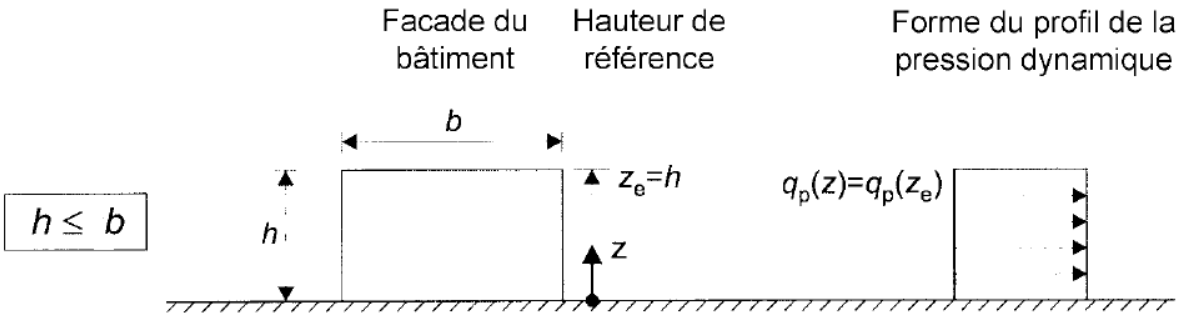


Figure B.15 : Hauteur de référence, z_e, dépendant de h et b (modifié de l'EN 1991-1-4 - Figure 7.4)

Le coefficient de pression extérieure pour différentes zones de la Figure B.16 ci-dessous, sont définis au Tableau B.2, avec e = b = 12,36 m ; e/5 = 2,472 m ; .4e/5 = 9,88 m et d-e = 18,48 m.

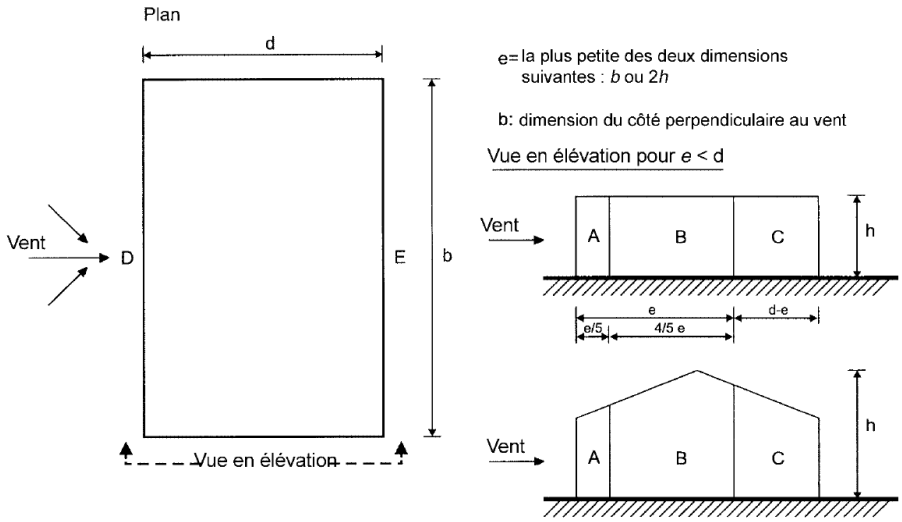


Figure B.16 : Légende relative aux murs verticaux (modifié de l'EN 1991-1-4 - Figure 7.5)

Tableau B.2 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire (modifié du Tableau 7.1 de l'EN 1991-1-4, §7.2.2)

Zone	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-0,8	-1,1		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-0,8	-1,1		+0,8	+1,0	-0,5	
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-0,8	-1,1		+0,7	+1,0	-0,3	

Note : ce sont les valeurs de $C_{pe,10}$ qui sont utilisées pour le calcul de la structure portante générale des bâtiments (cf. EN1991-1-4 - §7.2.1).

Les charges de pression (dépression) du vent sur les faces longitudinales du bâtiment (zone A, B et C) ne sont pas prises en compte dans les analyses de portiques pour deux raisons : (1) ce sont des charges horizontales de vent de même grandeur et agissant dans les sens opposés sur deux faces parallèles. Elles s'équilibrent en s'annulant et n'ont, par conséquent, aucun effet sur le comportement des portiques étudiés dans ce travail. (2) les portiques étudiés étant parallèles aux faces longitudinales du bâtiment, les charges perpendiculaires à leur plan ne sont prises en compte que comme charges locales au droit des jonctions poutres - poteaux. Les charges horizontales sont donc directement transmises, par effet diaphragme de planchers, au murs centraux du bâtiment servant de noyau central.

Pour le cas présent, h/d = 11,50 m / 30,84 m = 0,372.

Ainsi : $c_{pe,10}$ = +1,0 (zone D - Face au vent), $c_{pe,10}$ = - 0,33 (valeur trouvée par interpolation linéaire zone E - Face sous le vent).
Les coefficients de pression intérieure sont trouvés via les formules ci-dessous, données par les Règles NV 65 (cf. Règles NV 65 (DTU P 06-002) §2.14, CSTB, Fév. 2009), pour le cas d'un bâtiment fermé avec pour coefficient de perméabilité $\mu \leq 5\%$.

- Pour la (sur)pression, c_{pi} = + 0,6 (1,8 - 1,3γ_0) et

- Pour la dépression : $c_{pi} = - 0,6 (1,3\gamma_0 - 0,8)$.

Avec γ_0, le coefficient dépendant des dimensions du bâtiment, donné à l'abaque de la Figure B.17 ci-dessous.

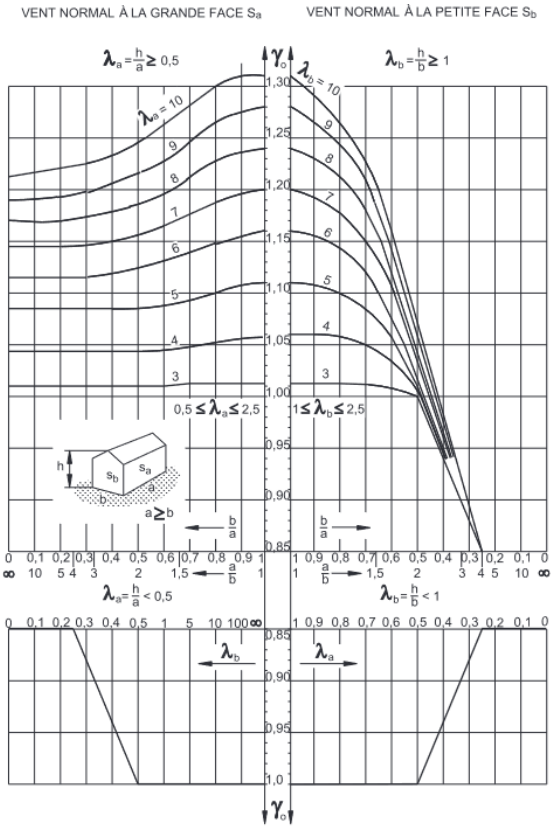


Figure B.17 : Abaque donnant les valeurs du coefficient de dimension γ_0 (cf. Règles NV 65 (DTU P 06-002) §2.12)

Pour le portique 1, h/b = 11,50m / 12,36 m = 0,93 < 1, ce qui implique que $\gamma_0 = 1$ (vent agissant perpendiculairement au petit côté du bâtiment). Ainsi, les coefficients de pression intérieure sont :

- Pour la (sur)pression, $c_{pi} = + 0,6 (1,8 - 1,3) = + 0,3$
- Pour la dépression : $c_{pi} = - 0,6 (1,3 - 0,8) = - 0,3$

Or, la pression aérodynamique nette s'exerçant sur un élément, un mur ou un toit est obtenue, conformément à l'EN 1991-1-4 (§5.2), de la manière suivante :

$$w_{net} = w_e - w_i = q_p(z_e).\, c_{pe} - q_p(z_i).\, c_{pi} = q_p(z).\,(\, c_{pe} - c_{pi}) = q_p(z).\, c_{p,net} \quad (\text{en kN/m}^2)$$

Comme vu au §A.2.1.2.4 de l'annexe A et conformément à l'EN 1991-1-4 (§5.2), la pression est positive lorsqu'elle s'exerce en direction de la surface de l'élément considéré, et est considérée comme négative (succion ou dépression) lorsqu'elle s'éloigne de la surface de l'élément considéré. Ainsi, les coefficients de pression nette du vent seront de :

Pression intérieure positive : $c_{p,\,net} = c_{pe} - c_{pi} = 1 - 0,3 = 0,7$ (Face au vent) et $c_{p,\,net} = c_{pe} - c_{pi} = -0,33 - (+ 0,3) = - 0,63$ (Face sous le vent)

Pression intérieure négative : $c_{p,\,net} = c_{pe} - c_{pi} = 1 - (-0,3) = 1,3$ (Face au vent) et $c_{p,\,net} = c_{pe} - c_{pi} = -0,33 - (-0,3) = -0,03$ (Face sous le vent)

Les valeurs cumulées de la pression du vent seront de :

Pression intérieure positive : $w_{net} = (0,7 + 0,63) \times 0,9\ kN/m^2 \simeq 1,20\ kN/m^2$

Pression intérieure négative : $w_{net} = (1,3 + 0.03) \times 0,9\ kN/m^2 \simeq 1,20\ kN/m^2$

Ainsi, la charge de vent W_{Ek}, à appliquer au niveau rez-de chaussée (RDC) et au niveau étage (cf. Figure B.8) est de : $W_{Ek} = w_{net} \times A = (1,20\ kN/m^2 \times 3,06\ m \times 3,725\ m) / 4 = 3,42\ kN$.

B.2.2.2 Portique 5



Figure B.18 : Présence des murs en maçonnerie de briques de terre cuite de 10 cm d'épaisseur avec enduit en mortier de ciment.

Soit la modélisations du portique 5 ci-dessous :

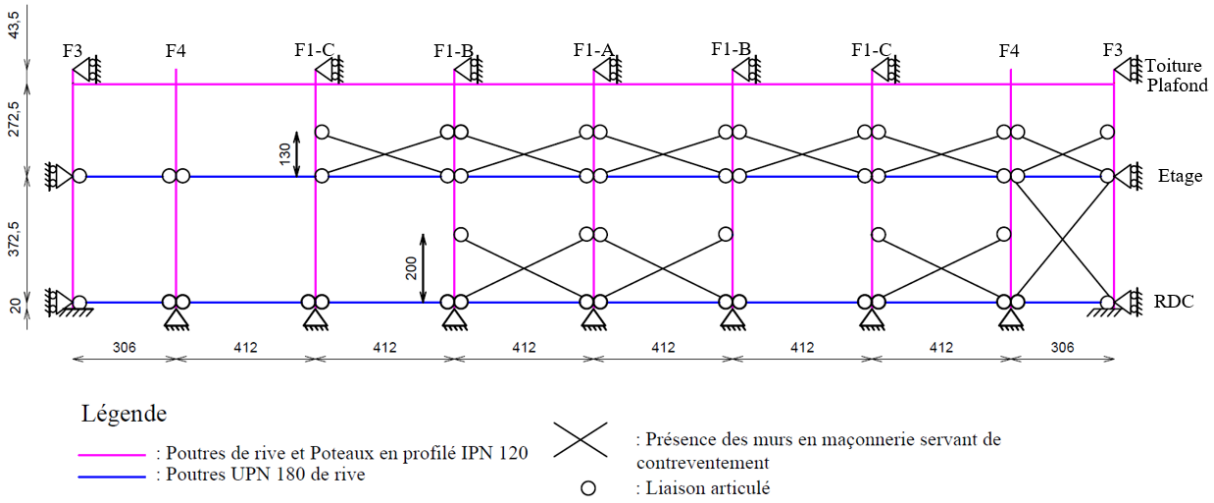


Figure B.19 : Modélisation du portique 5 avec schéma de transmission des charges venant de la toiture

B.2.2.2.1 Charges provenant de la toiture (Idem Portique 1)

B.2.2.2.2 Charges dues aux poids propres (Idem Portique 1)

B.2.2.2.3 Charges permanentes

B.2.2.2.3.1 Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC) (voir Figure B.9 et Figure B.10)

- Charges linéiques
  - Dalle en BA de 12 cm d'épaisseur : $\frac{0,12 \text{ m} \times 3,06 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3}{2} = 4,59 \text{ kN/m}$
  - Chape lissée en mortier de ciment : de 1,5 cm : $\frac{0,015 \text{ m} \times 3,06 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,46 \text{ kN/m}$
  - Mur en briques de terre cuite de 10 cm (sans enduit) - Figure B.3 et Figure B.18 :
    La hauteur de remplissage entre poutres UPN 180 est : $h = 3,725 - 0,18 = 3,545$ m
    Parties avec fenêtre ou avec porte et fenêtres : $2 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 4,2 \text{ kN/m}$
    Partie avec porte seule (charge triangulaire) - présence de la porte négligée :
    $(3,545/2) \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 21 \text{kN/m}^3 = 3,72 \text{ kN/m}$

    Mur sur la dalle en béton : (h = 2m) $2 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 4,2 \text{ kN/m}$
  - Enduits intérieur et extérieur pour murs :
    Parties avec fenêtre ou porte/fenêtres : $2 \text{ m} \times 0,01 \text{ m} \times 2 \times 17 \text{ kN/m}^3 = 0,68 \text{ kN/m}$
    Partie avec porte seule (charge triangulaire) :
    $(3,545/2) \text{ m} \times 0,010 \text{ m} \times 2 \times 17 \text{ kN/m}^3 = 0,60 \text{ kN/m}$

    Mur sur la dalle en béton : $2 \text{ m} \times 0,010 \text{ m} \times 2 \times 17 \text{ kN/m}^3 = 0,68 \text{ kN/m}$
  - Fenêtre vitrée : $(3,545 - 2) \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,31 \text{ kN/m}$
  - Fenêtre vitrée au-dessus de la porte : $(3,545 - 2,5) \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,21 \text{ kN/m}$
  - Porte vitrée : $2,5 \text{ m} \times 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,5 \text{ kN/m}$
  - Garde-corps : $= 0,25 \text{ kN/m}$

⟹ Les charges linéique à considérer sont :

- Partie sans murs : $g_{Ek1} = 4,59 + 0,46 + 0,25 = 5,3 \text{ kN/m}$
- Partie murs avec fenêtres : $g_{Ek2} = 4,59 + 0,46 + 4,2 + 0,31 + 0,68 = 10,24 \text{ kN/m}$
- Partie murs avec porte/fenêtres : (côté mur) $g_{Ek31} = g_{Ek2} = 10,24 \text{ kN/m}$
  (côté porte) $g_{Ek32} = 4,59 + 0,46 + 0,5 + 0,21 = 5,76 \text{ kN/m}$
- Partie avec porte seule : $g_{Ek4r} = 4,59 + 0,46 = 5,05 \text{ kN/m}$
  (charge triangulaire) : $g_{Ek4t} = 3,72 + 0,60 = 4,32 \text{ kN/m}$

Mur sur la dalle en béton : $g_{Ek5} = 4,2 + 0,68 = 4,88 \text{ kN/m}$

- Charges concentrées
  - Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux externes du portique 5 (voir Figure B.6) : $\frac{3,06 \text{ m} \times 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,34 \text{ kN}$
  - Garde-corps (direction perpendiculaire au portique) : $\frac{3,06 \text{ m} \times 0,25 \text{ kN/m}}{2} = 0,38 \text{ kN}$

⟹ La somme des charges concentrées appliquées au niveau rez-de-chaussée sur un des poteaux externes du portique 5 vaut : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,383 = 0,72$ kN

- Pour les murs de cloisonnement transversaux en négligeant la présence des ouvertures : $G_{Ek2} = [(3,06 - 0,058)/2]$ m x (4,32 x 2)kN/m = 12,97 kN

B.2.2.2.3.2 Au niveau du plancher de l'étage (cf. Figure B.11)

- Charges linéiques :
  - Charge pour 11 files de solives : $\frac{0,18 \text{ m x } 0,07 \text{ m x } 2 \text{ x } 11 \text{ x } 3,06 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{4,12 \text{ m x } 2} = 0,39$ kN/m
  - Charge des planches de 1''(2,54 cm) : $\frac{0,0254 \text{ m x } 3,06 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,15$ kN/m
  - Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905 \text{ m x } 3,06 \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,11$ kN/m

  La charge due au plancher en bois sera de : $= 0,39 + 0,15 + 0,11 = 0,65$ kN/m

  - Mur en briques de terre cuite de 10 cm (sans enduit) - Figure B.4 et Figure B.18 :
    La hauteur de remplissage entre poutres (UPN 180 et IPN 120) est :
    $h = 2,725 - 0,09 - 0,06 = 2,575$ m
    Parties avec fenêtre : $1,3 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 2,73$ kN/m
    Partie mur + remplissage en bois : $2,575 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 5,41$ kN/m
  - Enduits intérieur et extérieur pour murs :
    Parties avec fenêtre : $1,3 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^3 = 0,44$ kN/m
    Partie mur et remplissage en bois : $2,575 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 17 \text{ kN/m}^3 = 0,44$ kN/m
  - Fenêtre vitrée : $(2,575 - 1,3) \text{ m x } 0,2 \text{ kN/m}^2 = 0,26$ kN/m
  - La charge du garde-corps et brise-soleil verticaux : $= 0,5$ kN/m

⟹ Les charges linéiques à considérer sont :

- Partie sans murs : $g_{Ek1} = 0,65 + 0,5 = 1,15$ kN/m
- Partie murs avec fenêtres : $g_{Ek2} = 0,65 + 2,73 + 0,44 + 0,26 = 4,08$ kN/m
- Partie mur et remplissage en bois : $g_{Ek3} = 5,41 + 0,44 = 5,85$ kN/m

- Charges concentrées
  - Poutres transversales UPN 180 connectées aux poteaux externes du portique 5 (voir Figure B.5) :
    $\frac{3,06 \text{ m x } 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,34$ kN
  - Garde-corps et brise-soleil transversaux : $\frac{3,06 \text{ m x } 0,5 \text{ kN/m}}{2} = 0,77$ kN

⟹ La somme de charges concentrées à appliquer au niveau de l'étage sur un des poteaux externes du portique 5 est : $G_{Ek1} = 0,34 + 0,77 = 1,11$ kN

- Pour les murs de cloisonnement transversaux, on a :
  Murs intérieurs (voir Figure B.4), en négligeant la présence des portes :
  $G_{Ek2} = [(3,06 - 0,058)/2]$ m x 5,85 kN/m = 8,12 kN
  Mur avec fenêtre sur la poutre externe UPN 180 (charge à appliquer sur l'autre poteau externe) : $G_{Ek3} = [(3,06 - 0,058)/2]$ m x (2,73 + 0,26 + 0,44) kN/m = 5,15 kN

B.2.2.2.3.3 Au niveau du plafond de la partie terrasse (cf. Figure B.12 et Figure B.13)

Idem Portique 1

B.2.2.2.4 Charges variables (Idem portique 1)

B.2.2.2.5 Charges de vent

En procédant de la même manière qu'au portique 1, il advient :

- Au niveau du plancher du r-d-c : W_{Ek1} = (1,2 kN/m^2 x 3,06m x 3,725m)/4 = 3,42 kN
- Au niveau du plancher de l'étage : W_{Ek2} = [1,2 kN/m^2 x 3,06 m x (3,725 + 2,725) m]/4 = 5,92 kN
- Au niveau du plafond : W_{Ek3} = (1,20 kN/m^2 x 3,06m x 2,725m)/4 = 2,50 kN

B.2.2.3 Portion des portiques intermédiaires



Figure B.20 : Vue de face de la portion du portique 4 analysée

Soit la modélisation ci-dessous de la portion du portique 4 (visiblement le plus chargé en situation actuelle - cf. Figure B.3 et Figure B.4) :

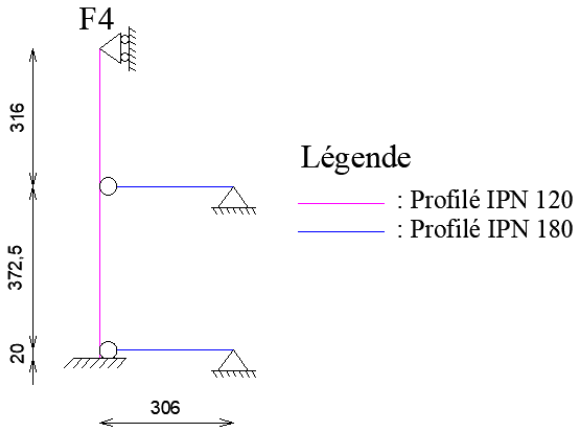


Figure B.21 : Schéma d'analyse de la portion du portique 4

Note : le portique 4 est le portique sur la ligne ou la direction 4 (voir Figure B.5 et Figure B.6).

B.2.2.3.1 Charges provenant de la toiture

Comme pour les portiques précédents, il est aussi fait référence, pour cette portion du portique 4, aux valeurs des réactions d'appui de la ferme 4 (F4) utilisait lors de l'analyse du portique 2 dans l'annexe A.

Tableau B.3 : Report des charges des fermes sur la portion du portique 4

Ferme	Charges verticales (en kN)			
	Charges permanentes (G_{Ek})	Charges variables (Q_{Ek})	Charges du vent (W_{Ek1})	Charges du vent (W_{Ek2})
F4	2,82	7,03	24,15	-27,95

B.2.2.3.2 Charges dues aux poids propres

- IPN 120 : 11,1 kg/m = 0,111 kN/m
- IPN 180 : 21,9 kg/m = 0,219 kN/m

B.2.2.3.3 Charges permanentes

B.2.2.3.3.1 Au niveau du plancher du rez-de-chaussée (RDC)

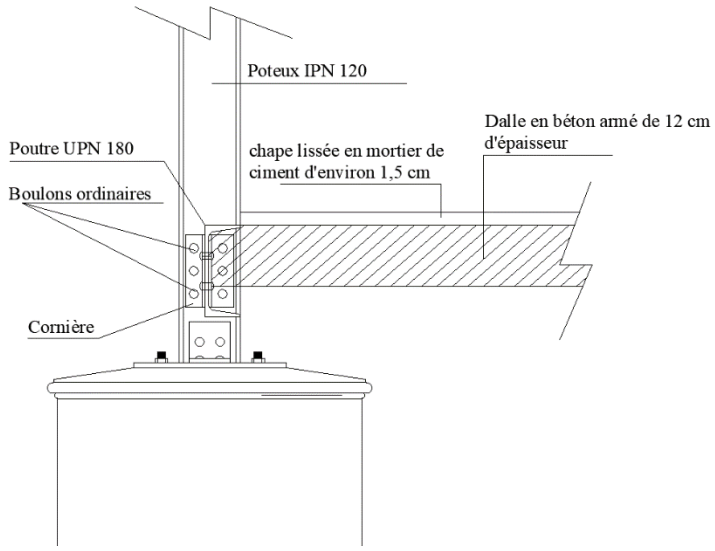


Figure B.22 : Coupe au niveau du plancher du rez-de-chaussée

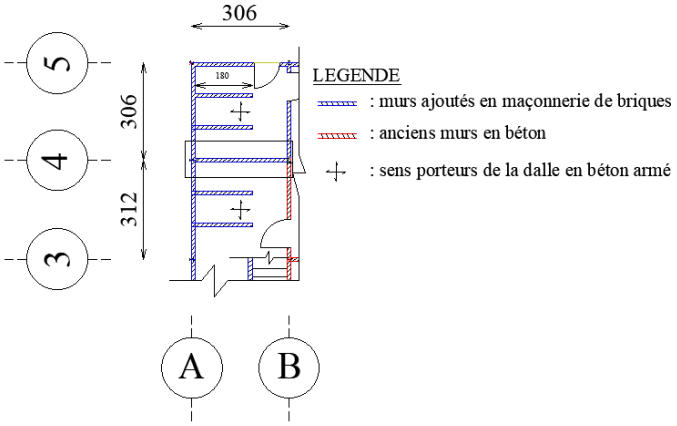


Figure B.23 : Vue en plan des éléments constitutifs du nouveau plancher en béton armé du rez-de-chaussée - dimensions en [cm]

- Charges linéiques
  - Dalle en BA de 12 cm d'épaisseur : $\frac{0,12 \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 25 \text{ kN/m}^3}{2} = 9,27 \text{ kN/m}$
  - Chape lissée en mortier de ciment : $\frac{0,015 \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 20 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,93 \text{ kN/m}$
  - Mur en briques de terre cuite de 10 cm (sans enduit) :
    Dans le plan du portique : $3,545 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 7,44 \text{ kN/m}$
    Sur la dalle en béton armé : $(h = 2m)\ 2 \text{ x } 2 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 8,4 \text{ kN/m}$
  - Enduits intérieur et extérieur murs :
    Dans le plan du portique : $3,545 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^3 = 1,2 \text{ kN/m}$
    Sur la dalle en béton armé : $2 \text{ x } 2 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^3 = 1,36 \text{ kN/m}$

$\Longrightarrow$ les charges linéiques à considérer sont :

- Eléments du plancher en béton armé : $g_{Ek1} = 9,27 + 0,93 = 10,2 \text{ kN/m}$
- Mur dans le plan du portique (charge triangulaire) : $g_{Ek2} = (7,44 + 1,2)/2 = 4,62 \text{ kN/m}$
- Murs sur la dalle en béton armé : $g_{Ek3} = 8,4 + 1,36 = 9,76 \text{ kN/m}$

- Charges concentrées
  - Poutres transversales extrêmes en UPN 180 connectées au poteau : $\frac{(3,06 + 3,12) \text{ m x } 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,68 \text{ kN}$
  - Murs transversaux en maçonnerie de briques de 10 cm (ouvertures dans les murs négligées) : $\frac{3,545 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3}{2} = 23 \text{ kN}$
  - Enduit murs transversaux : $\frac{3,545 \text{ m x } (0,010 \text{ x } 2) \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 17 \text{ kN/m}^3}{2} = 3,72 \text{ kN}$

$\Longrightarrow$ La somme des charges concentrées, appliquées au niveau rez-de-chaussée, est :

$$G_{Ek1} = 0,68 + 23 + 3,72 = 27,4 \text{ kN}$$

B.2.2.3.3.2 Au niveau du plancher de l'étage

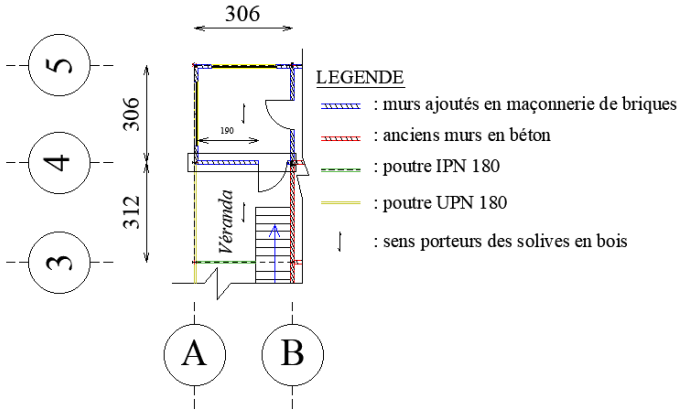


Figure B.24 : Présentation d'une portion du plancher de l'étage - dimensions en [cm]

- Charges linéiques :
  - Charge pour 9 files de solives : $\frac{0,18 \text{ m x } 0,07 \text{ m x } 2 \text{ x } 9 \text{ x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{3,06 \text{ m x } 2} = 0,87 \text{ kN/m}$
  - Charge des planches de 1''(2,54 cm) : $\frac{0,0254 \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,3 \text{ kN/m}$
  - Charge des lattes de (3/4)''(1,905 cm) : $\frac{0,01905 \text{ m x } (3,06 + 3,12) \text{ m x } 3,8 \text{ kN/m}^3}{2} = 0,22 \text{ kN/m}$

$\Longrightarrow$ La charge due au plancher en bois sera de : $g_{Ek1} = 0,87 + 0,298 + 0,224 = 1,39 \text{ kN/m}$

- Mur en briques de terre cuite de 10 cm (sans enduit) :
  La hauteur de remplissage entre poutres (UPN 180 et IPN 120) est :
  $h = 2,725 - 0,09 - 0,06 = 2,575 \text{ m}$
  Mur : $2,575 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 5,41 \text{ kN/m}$
  Porte en bois : $2,5 \text{ m x } 0,10 \text{ kN/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}$
  Mur restant au-dessus de la porte :
  $(4,045 - 2,575)/2 \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^2 = 1,54 \text{ kN/m}$
- Enduits intérieur et extérieur pour murs :
  Mur : $2,575 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^3 = 0,875 \text{ kN/m}$
  Mur restant au-dessus de la porte :
  $(4,045 - 2,575)/2 \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^2 = 0,25 \text{ kN/m}$

$\Longrightarrow$ les charges du mur sur la poutre IPN 180 de l'étage sont :

- Partie porte en bois : $g_{Ek2p} = 0,25 + 1,54 + 0,25 = 2,04 \text{ kN/m}$
- Partie mur : $g_{Ek2m} = 5,41 + 1,54 + 0,875 + 0,25 = 8,1 \text{ kN/m}$

- Charges concentrées :
  - Poutres transversales UPN 180 connectées au poteau (Figure B.24) :
    $\frac{(3,06 + 3,12) \text{ m x } 0,22 \text{ kN/m}}{2} = 0,68 \text{ kN}$
  - Pour le mur transversal sur la poutre en UPN 180, on a :
    Mur : $1,3 \text{ m x } [(3,06 - 0,058)/2] \text{ m x } 0,10 \text{ m x } 21 \text{ kN/m}^3 = 4,1 \text{ kN}$
    Fenêtres : $(2,575 - 1,3) \text{ m x } [(3,06 - 0,058)/2] \text{ m x } 0,20 \text{ kN/m}^2 = 0,38 \text{ kN}$
    Enduit : $1,3 \text{ m x } [(3,06 - 0,058)/2] \text{ m x } 0,010 \text{ m x } 2 \text{ x } 17 \text{ kN/m}^3 = 0,66 \text{ kN}$

- Garde-corps et brise-soleil verticaux : $\frac{3,12 \text{ m x } 0,5 \text{ kN/m}}{2} = 0,78 \text{ kN}$

⟹ La somme des charges concentrées de l'étage, à appliquer au poteaux de la portion du portique 4, est de : $G_{Ek1} = 0,68 + 4,1 + 0,38 + 0,66 + 0,78 = 6,6 \text{ kN}$

B.2.2.3.3.3 Au niveau du plafond de la partie terrasse (Portique 4)

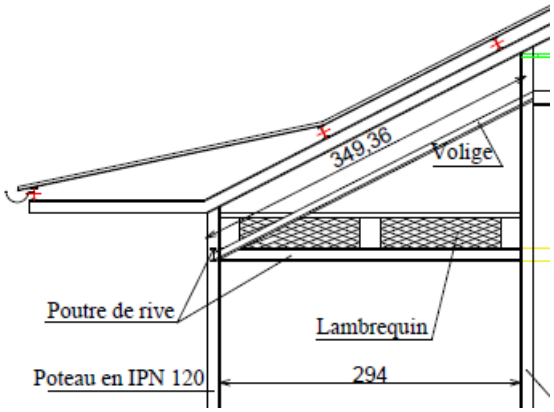


Figure B.25 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - Dimensions en [cm]

- Charges concentrées :
  - Charge du voligeage transversal en bois sur le poteau de la portion du portique 4 : La somme des charges du voligeage en bois trouvée à la partie 1 est 0,19 kN/m, alors la charge à appliquer sur le portique sera : 0,19 kN/m x (3,06 + 3,12)/2 m = 0,59 kN
  - Poutres transversales IPN 120 connectées au poteau : (3,06 + 3,12)/2 m x 0,111 kN/m = 0,34 kN
  - Cadre en métal déployé (direction perpendiculaire au portique) : (3,06 + 3,12)/2 m x 0,10 kN/m = 0,31 kN

⟹ La somme des charges concentrées appliquées au niveau du plafond sur le poteau de la portion du portique 4 sera : $G_{Ek1} = 0,59 + 0,34 + 0,31 = 1,24 \text{ kN}$

B.2.2.3.4 Charges variables

La charge variable q_k à considérer aux niveaux des planchers du rez-de-chaussée et de l'étage est (conformément à l'EN 1991-1-1) de : 3kN/m^2 (bâtiment à usage des bureaux - catégorie B). Ainsi, la charge à appliquer sur les poutres de la portion du portique 4 sera de :

$$q_{Ek} = \frac{(3,06 + 3,12) \text{ m x } 3 \text{ kN/m}^2}{2} = 9,27 \text{ kN/m}$$

B.2.2.3.5 Charges de vent

Même procédure que pour les deux premiers portiques :

- Au niveau du plancher du r-d-c : $W_{Ek} = [1,20 \text{ kN/m}^2 \text{ x } (3,06 + 3,12)\text{m x } 3,725\text{m}]/4 = 6,91 \text{ kN}$
- Au niveau du plancher de l'étage :

W_{Ek} = 1,20 kN/m² x [(3,06 + 3,12)m x 3,725m) + (2,725m x 3,06m]/4 = 9,41 kN

- Au niveau du plafond : W_{Ek} = (1,20 kN/m² x 3,06m x 2,725m)/4 = 2,50 kN

B.2.2.4 Imperfections d'ossature

Pour prendre en compte le défaut initial global d'aplomb dans les calculs. Il sera procédé, comme au §A.2.2.3.4 de l'annexe A, par la définition des charges horizontales équivalentes (conformément aux recommandations de l'EN 1993-1-1 (§5.3.2)). Les imperfections locales sont prises en compte via la procédure de vérification des différents éléments de l'ossature.

Ainsi, sachant que H=VØ (avec H : la charge horizontale équivalente au niveau d'un étage, Ø : défaut d'aplomb, et V : la résultante de toutes les forces verticales de calcul appliquées au niveau du même étage).

$\emptyset=\alpha_h\alpha_m\emptyset_0$

Avec :

- $\alpha_m=\sqrt{0{,}5(1+\frac{1}{m})} \leq 1$
- $\alpha_h=\frac{2}{\sqrt{h}}$ mais $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$ et
- $\emptyset_0=\frac{1}{200}=0{,}005 \Rightarrow \emptyset = 0{,}0028$ pour tous les portiques 1 et 5.

Note :

- Le portique 4 étant une structure rigide et contreventé par l'ancien mur en béton, l'analyse de la portion du portique 4 ne prend pas en compte le défaut initial global d'aplomb. Cependant, la vérification du poteau de cette portion du portique prend en compte l'imperfection local via les courbes de flambement.
- Les différents tableaux ci-dessous nous donnent les valeurs des charges horizontales équivalentes caractéristiques en fonction des résultantes par étage de chaque charge verticale caractéristique évaluée ci-haut (pour les portiques 1 et 5).

Tableau B.4 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 1 (voir B.2.2.1)

Charges fondamentales	Etage	V_{Ek} (kN)	H_{Ek}= 0,0028 V_{Ek} (kN)
Poids propre éléments du portique 1			
G_{Ek}	Plafond	3,86	0,0108
G_{Ek}	Etage	9,51	0,0266
G_{Ek}	RDC	10,51	0,0294
Phase de fonctionnement (configuration actuelle)			
G_{Ek}	Toiture	23,83	0,0667
Q_{Ek}	Toiture	56,63	0,1586
W_{Ek1}	Toiture	191,44	0,5361
W_{Ek2}	Toiture	-226,93	-0,6355
G_{Ek1}	Plafond	1,24	0,0035
g_{Ek1}	Plafond	8,94	0,0250
G_{Ek1}	Etage	2,22	0,0062

g_{Ek1}	Etage	35,47	0,0993
q_{Ek}	Etage	141,56	0,3964
G_{Ek1}	RDC	1,44	0,0040
G_{Ek2}	RDC	62,16	0,1741
g_{Ek1}	RDC	97,94	0,2743
g_{Ek2}	RDC	84,13	0,2356
g_{Ek3r}	RDC	20,81	0,0583
g_{Ek3t}	RDC	14,28	0,0400
q_{Ek}	RDC	141,56	0,3964

Tableau B.5 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 5 (voir §B.2.2.2)

Charges fondamentales	Etage	V_{Ek} (kN)	H_{Ek}= 0,0028 V_{Ek} (kN)
Poids propre éléments du portique 1			
G_{Ek}	Plafond	3,86	0,0108
G_{Ek}	Etage	9,51	0,0266
G_{Ek}	RDC	10,51	0,0294
Phase de fonctionnement (configuration actuelle)			
G_{Ek}	Toiture	23,83	0,0667
Q_{Ek}	Toiture	56,63	0,1586
W_{Ek1}	Toiture	191,44	0,5361
W_{Ek2}	Toiture	-226,93	-0,6355
G_{Ek1}	Plafond	1,24	0,0035
g_{Ek1}	Plafond	8,94	0,0250
G_{Ek1}	Etage	1,11	0,0031
G_{Ek2}	Etage	24,36	0,0682
G_{Ek3}	Etage	5,15	0,0144
g_{Ek1}	Etage	8,26	0,0231
g_{Ek2}	Etage	96,53	0,2703
g_{Ek3}	Etage	5,62	0,0157
q_{Ek}	Etage	141,56	0,3964
G_{Ek1}	RDC	0,72	0,0020
G_{Ek2}	RDC	51,88	0,1453
g_{Ek1}	RDC	38,05	0,1066
g_{Ek2}	RDC	126,57	0,3544
g_{Ek31}	RDC	43,42	0,1216
g_{Ek32}	RDC	23,04	0,0645
g_{Ek4r}	RDC	15,45	0,0433
g_{Ek4t}	RDC	6,61	0,0185
g_{Ek5}	RDC	8,78	0,0246
q_{Ek}	RDC	141,56	0,3964

B.2.2.5 Combinaisons d'actions

Les différentes combinaisons, aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU) utilisées, sont définies en conformité à l'EN 1990 et sont données aux tableaux ci-dessous (pour tous les portiques) :

Tableau B.6 : Combinaisons d'actions à l'ELS

Comb 1	$G + H(G)$
Comb 2	$G + Q_t + H(G) + H(Q_t)$
Comb 3	$G + W_t + W_m + H(G) + H(W_t)$
Comb 4	$G + Q_{pl} + H(G) + H(Q_{pl})$
Comb 5	$G + Q_t + 0{,}6W_t + 0{,}7Q_{pl} + 0{,}6\ W_m + H(G) + H(Q_t) + 0{,}6H(W_t) + 0{,}7H(Q_{pl})$
Comb 6	$G + 0{,}7Q_t + W_t + 0{,}7Q_{pl} + W_m + H(G) + 0{,}7H(Q_t) + H(W_t) + 0{,}7H(Q_{pl})$
Comb 7	$G + 0{,}7Q_t + 0{,}6W_t + Q_{pl} + 0{,}6\ W_m + H(G) + 0{,}7H(Q_t) + 0{,}6H(W_t) + H(Q_{pl})$

Tableau B.7 : Combinaisons d'actions à l'ELU

Comb 1	$1{,}35G + 1{,}35H(G)$
Comb 2	$1{,}35G + 1{,}5Q_t + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_t)$
Comb 3	$1{,}35G + 1{,}5W_t + 1{,}5W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(W_t)$
Comb 4	$1{,}35G + 1{,}5Q_{pl} + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_{pl})$
Comb 5	$1{,}35G + 1{,}5Q_t + 0{,}9W_t + 1{,}05Q_{pl} + 0{,}9\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}5H(Q_t) + 0{,}9H(W_t) + 1{,}05H(Q_{pl})$
Comb 6	$1{,}35G + 1{,}05Q_t + 1{,}5W_t + 1{,}05Q_{pl} + 1{,}5\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}05H(Q_t) + 1{,}5H(W_t) + 1{,}05H(Q_{pl})$
Comb 7	$1{,}35G + 1{,}05Q_t + 0{,}9W_t + 1{,}5Q_{pl} + 0{,}9\ W_m + 1{,}35H(G) + 1{,}05H(Q_t) + 0{,}9H(W_t) + 1{,}5H(Q_{pl})$

Note :

- La notation G renvoie à toutes les charges permanentes et poids propre des éléments de la structure.
- La notation H() renvoie aux charges horizontales équivalentes aux charges verticales associées.
- Les notations Q_t et Q_{pl} renvoient respectivement à la charge d'exploitation de la toiture et à celle des planchers.
- La notation W_t renvoie aux différents cas de charge du vent (W_{Ek1} et W_{Ek2}) provenant de la toiture.
- La notation W_m renvoie aux charges horizontales de vent sur les portiques

B.2.3 Analyses et vérifications des portiques

Les analyses de ces portiques sont faites via le logiciel Ossa2d de l'Université de Liège décrit au §A.1.4 de l'annexe A.

B.2.3.1 Etats-limites de service

B.2.3.1.1 Vérification des déplacements horizontaux des portiques aux ELS

Du fait de la prise en compte de l'effet diaphragme qu'apportent les planchers en béton armé (au rez-de-chaussée) et en bois (à l'étage), ainsi que les membrures de fermes, les déplacements horizontaux des poteaux de portiques sont nuls ou négligeables.

B.2.3.1.2 Vérification des poutres aux ELS

La vérification des poutres aux ELS est illustrée ci-dessous pour quelques cas représentatifs. Ces vérifications sont réalisées pour l'ensemble de poutres sur les trois portiques analysés.

B.2.3.1.2.1 Poutre IPN 180 au niveau de la véranda (portion du portique 4)

Flèche

Les valeurs de flèches trouvées à travers l'analyse via Ossa2d sont :
La flèche sous actions permanentes (poids propre y compris) : w_1 = 7,6 mm (plancher rez-de-chaussée).
La flèche sous actions variables (q = 9,27 kN/m) : w_3 = 3,4 mm et reste inférieure à la valeur limite qui est : $w_{lim,3}$: $w_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{3060}{300}$ = 10,2 mm
La flèche maximale vaut : $w_{max} = w_1 + w_3$ = 11 mm
La valeur limite de la flèche $w_{lim,\,max}$ (plancher) : $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{3060}{250}$ = 12,24 mm
La flèche w_{max} est inférieure à la valeur admissible : 11 mm < 12,24 mm
Conclusion : Les flèches calculées sont toutes inférieures aux flèches admissibles, la vérification aux ELS est satisfaite en termes de flèche.

Vibrations

La flèche totale (w_{max} = 11 mm) étant inférieure à 28 mm, il peut être conclu que la vérification à la vibration est satisfaite. Cependant, il est présenté, ci-dessous, le calcul de la fréquence naturelle de vibration de la poutre analysée qui devra rester supérieure à 3Hz.
Soit la formule de la fréquence naturelle de vibration vue à l'annexe A :

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}}$$

Avec : E = $2{,}1.10^{11}$ N/m^2 ; μ = 9,87 ; I_y = 1450.10^{-8} m^4 ; L= 3,06 m ; m = 10,2 + 0,219 = 10,419 kN/m = 1041,9 kg/m

Alors : $f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9{,}87}{2\pi}\sqrt{\frac{2{,}1.10^{11} \times 1450.10^{-8}}{1041{,}9 \times 3{,}06^4}}$ = 9,07 Hz

$f_{(HZ)}$ = 9,07 Hz > 3 Hz (la poutre IPN 180 satisfait le critère de vibration).

B.2.3.1.2.2 Poutre UPN 180 du portique au niveau de la véranda (portique 1 et portique 5)

Flèche

La flèche sous actions permanentes (+ poids propre) : w_1 = 14,1 mm (plancher rez-de-chaussée - portique 5).
La flèche sous actions variables vaut : w_3 = 6,2 mm reste inférieure à la valeur limite qui est : $w_{lim,3}$: $w_{lim} = \frac{L}{300} = \frac{4120}{300} = 13{,}73$ mm
La flèche maximale vaut : $w_{max} = w_1 + w_3 = 20{,}3$ mm
La valeur limite de la flèche maximale $w_{lim,\,max}$: $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{4120}{250} = 16{,}48$ mm
La flèche w_{max} est supérieure à la valeur admissible : 20,3 mm > 16,48 mm, le critère de flèche n'est donc pas satisfait. Il faudrait voir les possibilités de limiter cette flèche à une valeur inférieure à L/250 (réduction des charges sollicitant les poutres du plancher du rez-de-chaussée et mobilisation du comportement semi-rigide des assemblages poutres-poteaux) lors de la proposition de solutions de réaffectations ou reconversion du bâtiment étudié.
Pour le plancher de l'étage, il n'y a aucun souci de flèche vu que les charges ne sont pas fortement modifiées par rapport à la configuration initiale.

Vibrations

Pour ce cas, w_{max} = 20,3 mm < à 28 mm (condition satisfaite pour le critère de vibration).
Le calcul de la fréquence naturelle de vibration de cette poutre donne comme valeur de $f_{(HZ)}$:

$$f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9{,}87}{2\pi}\sqrt{\frac{2{,}1.10^{11} \text{ x } 1350.10^{-8}}{552 \text{ x } 4{,}12^4}} = 6{,}79 \text{ Hz}$$

Avec : I_y =1350.$10^{-8}$$m^4$, L= 4,12 m, et m = 4,59 + 0,46 + 0,22 = 5,27 kN/m = 527 kg/m
$f_{(HZ)}$ = 6,79 Hz > 3 Hz (la poutre UPN 180 satisfait le critère de vibration).

B.2.3.1.2.3 Poutre IPN 120 au niveau du plafond de la véranda (portique 1 et portique 5)

Même démarche que pour les deux premières :

Flèche

La flèche sous actions permanentes (+ poids propre) : w_1 = 1,0 mm
La flèche sous actions variables vaut : w_3 = 0 mm ➔ $w_{max} = w_1$ = 1,0 mm
La valeur limite de la flèche maximale : $w_{lim,\,max} = \frac{L}{250} = \frac{4120}{250} = 16{,}48$ mm
La flèche w_{max} est inférieure à la valeur admissible : le critère de flèche est donc satisfait pour la poutre IPN 120.

Vibrations

Pour ce cas, w_{max} = 0,7 mm < à 28 mm (condition satisfaite).
E = 2,1.10^{11} N/m^2 ; μ = 9,87 ; I_y =328.$10^{-8}$$m^4$; L= 4,12 m ; m = 0,29 + 0,111 = 0,401 kN/m = 40,1 kg/m

Ainsi : $f_{(HZ)} = \frac{\mu}{2\pi}\sqrt{\frac{EI_y}{mL^4}} = \frac{9{,}87}{2\pi}\sqrt{\frac{2{,}1.10^{11} \text{ x } 328.10^{-8}}{40{,}1 \text{ x } 4{,}12^4}} = 12{,}13$ Hz

$f_{(HZ)}$ = 12,13 Hz > 3 Hz (la poutre IPN 120 satisfait le critère de vibration).

B.2.3.2 Etats-limites ultimes

B.2.3.2.1 Principe de classification de la structure

Voir §A.2.2.4.2.2 de l'annexe A.

B.2.3.2.2 Caractéristiques géométriques du profilé IPN 120

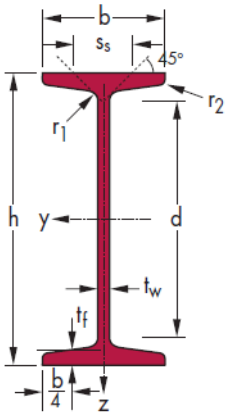


Figure B.26 : Section transversale des profilés IPN

Tableau B.8 : Propriétés géométriques et mécaniques des profilés IPN 120

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)	d(mm)	I_y(cm^4)
IPN120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	6,63	92,4	328
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	$W_{pl,z}$(cm^3)		$W_{pl,y}$(cm^3)		$W_{el,z}$(cm^3)	
IPN120	21,5	2,71	$0,69.10^3$	12,4		63,6		7,41	
Profilé	$W_{el,y}$(cm^3)		E (N/mm^2)	f_y(N/mm^2)		A(cm^2)		A.(h-2t_f).t_w (cm^2)	
IPN120	54,7		$2,1.10^5$	235		14,2		8,865	

Note : l'inertie du poteau IPN 120 considérée dans les analyses sur Ossa2d est celle suivant l'axe faible.

B.2.3.2.3 Analyses et vérifications proprement dites de nos portiques :

Les analyses consistent à déterminer la valeur de α_{cr} (comme défini à l'annexe A - cf. §A.2.2.4.2.2) sous chaque combinaison des charges aux ELU. La valeur de α_{cr} permet de trouver l'effort critique d'Euler (N_{cr}) qui, à son tour, aide à déterminer la longueur de flambement de l'élément vérifié. De cette longueur de flambement, il est déterminé la résistance ($N_{b,Rd}$) du poteau le plus sollicité. La valeur de $N_{b,Rd}$ est comparée à la sollicitation maximale N_{Ed} sur les poteaux du portique (les poteaux étant de même section - IPN 120).
Note : les valeurs critiques α_{cr}, données ci-dessous, sont celles liées au premier mode (la plus petite valeur de α_{cr}) d'instabilité des éléments de la structure.

B.2.3.2.3.1 Procédure de vérification des poteaux de portiques aux ELU

La procédure de vérification est la même que celle de l'annexe A et se présente comme suit :

les valeurs des moments fléchissant sur les poteaux étant faibles, d'ordre de 1/1000^{ième} à 1/10^{ième} de kNm. Seuls les efforts normaux sont pris en compte dans les vérifications des poteaux. Ainsi, les vérifications aux ELU de résistance et de stabilité des poteaux de ces portiques sont faites de la manière suivante :

Connaissant la valeur de α_{cr} pour une combinaison de charges donnée, on calcule la charge critique d'Euler de cette barre : $N_{cr} = \alpha_{cr}. N_{Ed}$ avec N_{Ed} : l'effort normal maximum sollicitant les barres (poteaux) pour la combinaison de charges liées à la valeur propre (α_{cr}) trouvée ci-dessus.

- Cette valeur de la charge critique permet ensuite de déterminer la longueur de flambement réelle de la barre : $L_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{N_{cr}}}$
- L_{cr} trouvé, on détermine l'élancement de la barre considérée suivant l'axe de faible inertie : $\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z}$
- L'élancement limite vaut : $\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$ où : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$
- On calcule l'élancement réduit : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$
- On détermine les paramètres d'imperfection α en fonction des courbes européennes de flambement. On prendra $\alpha = 0{,}34$ (courbe b) suivant l'axe z-z, et $\alpha = 0{,}21$ (courbe a) suivant l'axe y-y, pour les profilés en IPN120 (S235).
- On détermine le coefficient ϕ_z

$$\phi_z = 0{,}5\,(1+\alpha(\bar{\lambda}_z - 0{,}2)+\bar{\lambda}_z^{\,2})$$

- On détermine le coefficient de réduction χ_z

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{\phi_z^{\,2} - \bar{\lambda}_z^{\,2}})}$$

- On détermine la résistance ultime au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min}\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1

- C'est cette valeur de $N_{b,Rd}$ (la résistance ultime de l'élément) comparée à la sollicitation maximale N_{Ed} du tronçon (un tronçon est pris comme la longueur entre deux points fixes ou entre un point fixe et l'extrémité libre de la barre en étude pour une courbe d'instabilité donnée) qui nous permet de dire si oui ou non notre portique est stable (par suite de la stabilité de son poteau le plus critique).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min}\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} > N_{Ed}$$

B.2.3.2.3.2 <u>Portique 1 :</u>

- Sous combinaison 1 :

$\alpha_{cr} = 11{,}57$ (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

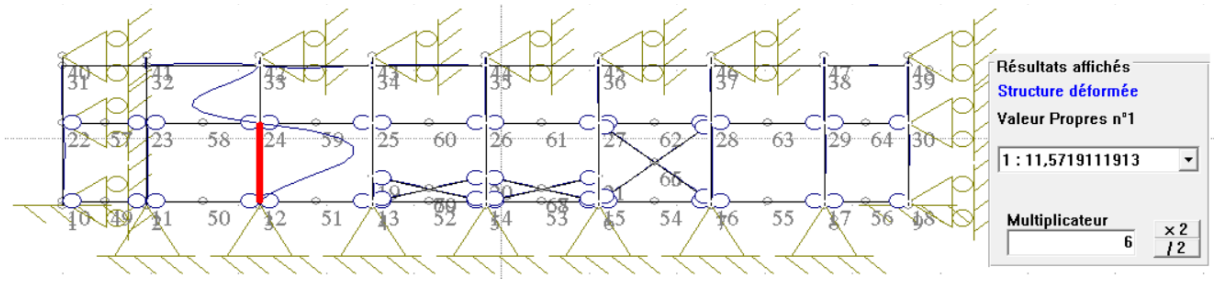


Figure B.27 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1

- Sous combinaison 2 :

$\alpha_{cr} = 6,02$ (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

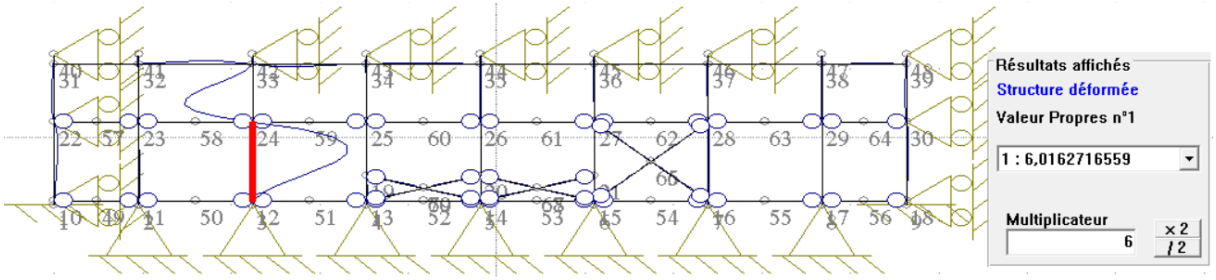


Figure B.28 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2

- Sous combinaison 3 :

$\alpha_{cr} = 2,86$ (rotation unitaire au nœuds 30 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

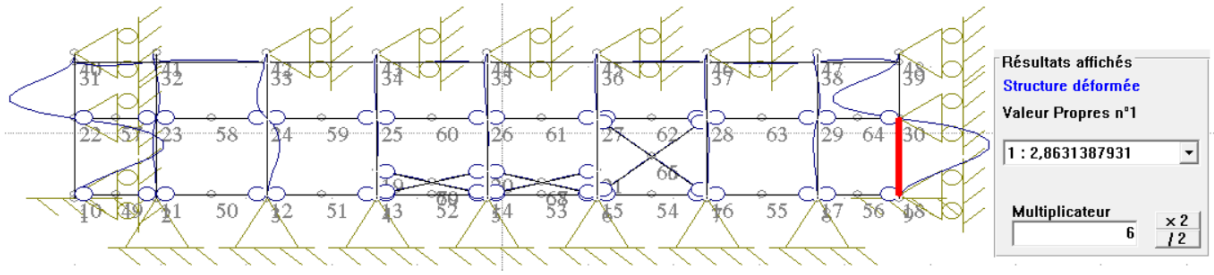


Figure B.29 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3

- Sous combinaison 4 :

$\alpha_{cr} = 4,62$ (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

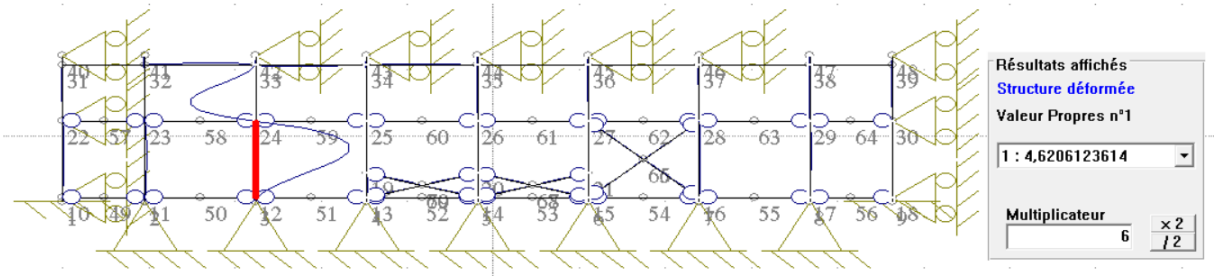


Figure B.30 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4

- Sous combinaison 5 :

$\alpha_{cr} = 2,47$ (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

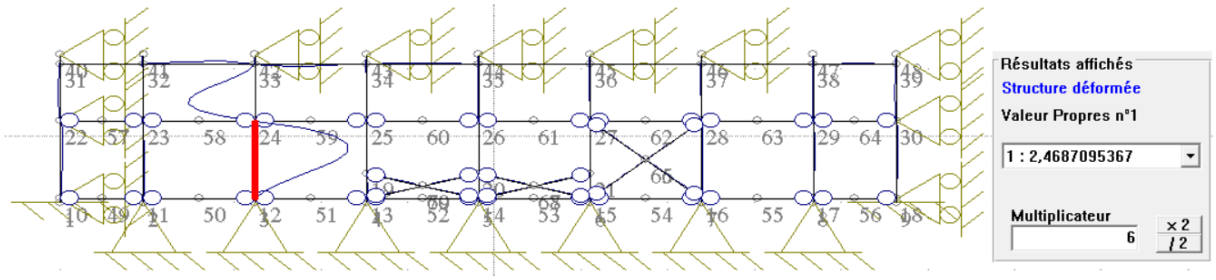


Figure B.31 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5

- Sous combinaison 6 :

α_{cr} = 2,08 (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

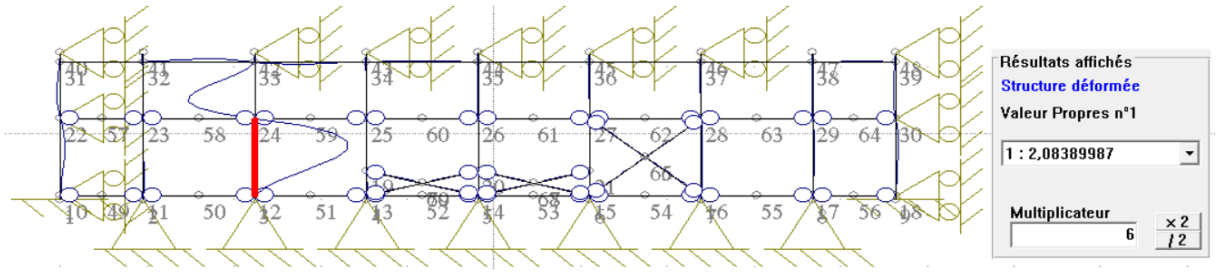


Figure B.32 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6

- Sous combinaison 7 :

α_{cr} = 2,38 (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

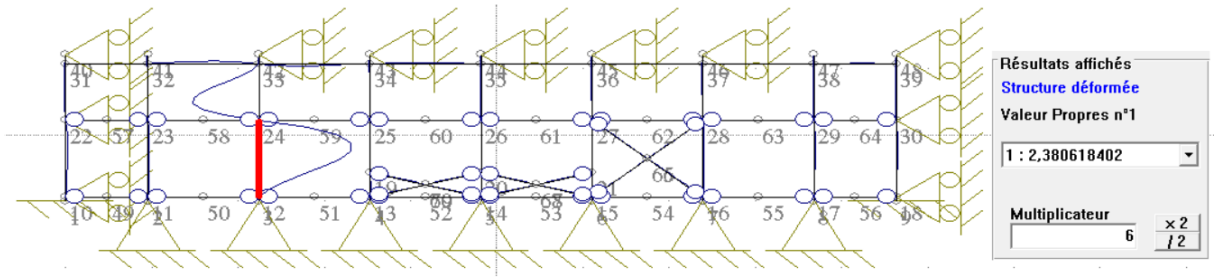
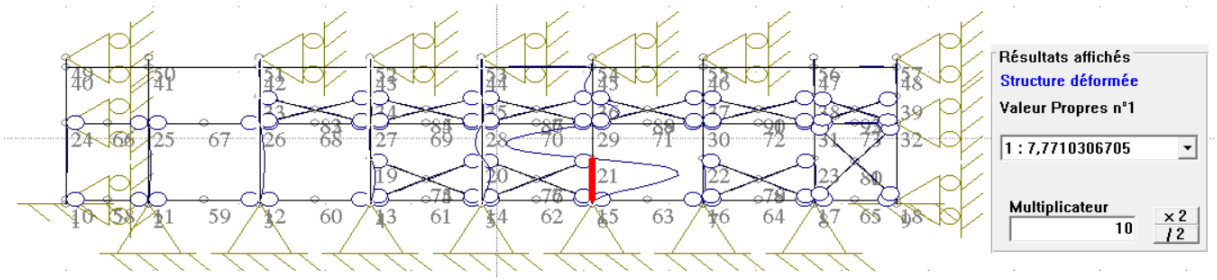


Figure B.33 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7

B.2.3.2.3.3 <u>Portiques 5 :</u>

- Sous combinaison 1 :

α_{cr} = 7,77 (rotation unitaire au nœuds 21 poteau du rez-de-chaussée)



α_{cr} = 9,91 (rotation unitaire au nœuds 26 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

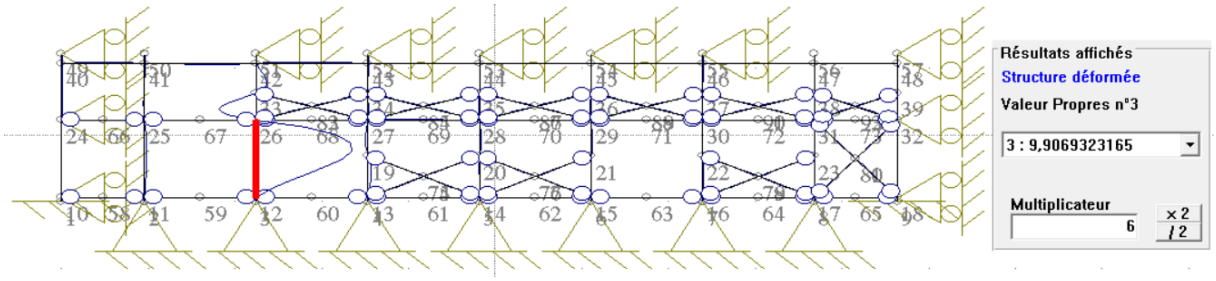
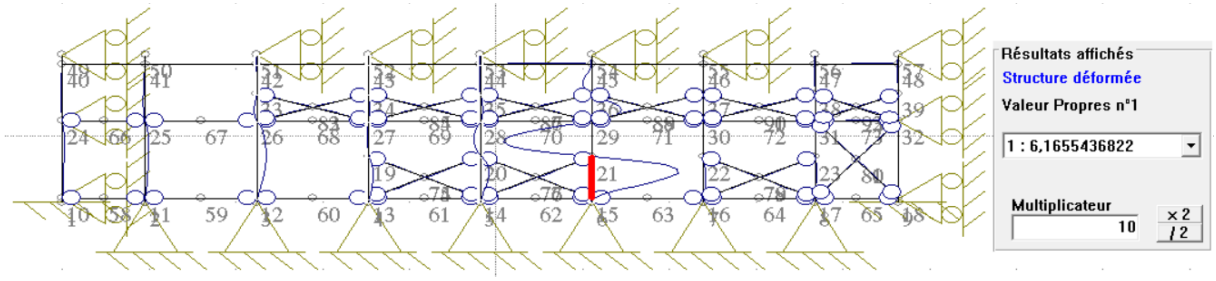


Figure B.34 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 1

- Sous combinaison 2 :

$\alpha_{cr} = 6,17$ (rotation unitaire au nœuds 21 poteau du rez-de-chaussée)



$\alpha_{cr} = 6,65$ (rotation unitaire au nœuds 26 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

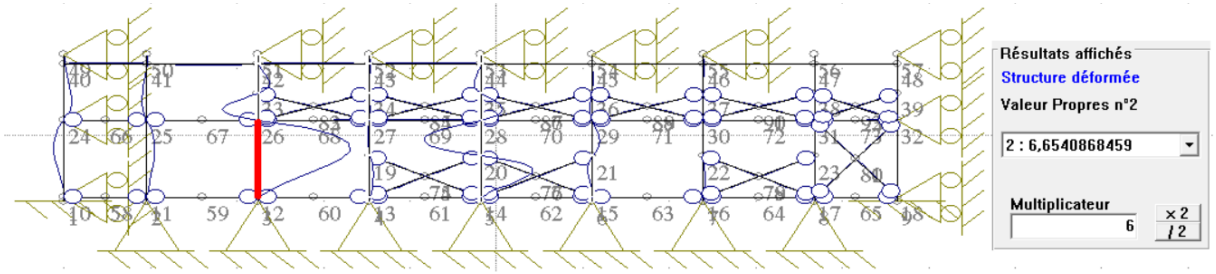


Figure B.35 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 2

- Sous combinaison 3 :

$\alpha_{cr} = 2,88$ (rotation unitaire au nœuds 24 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

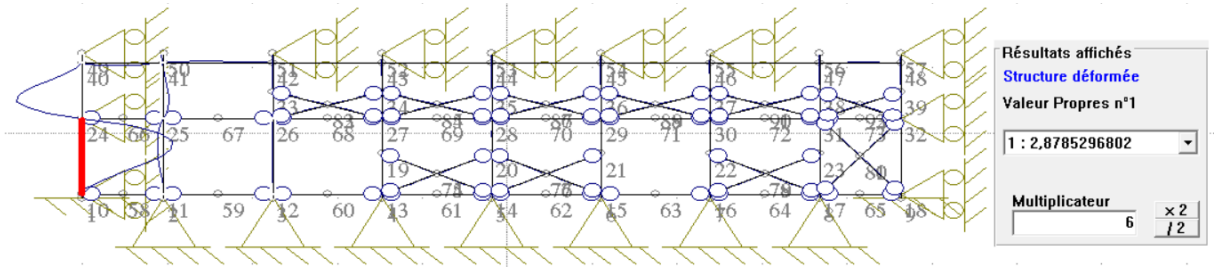
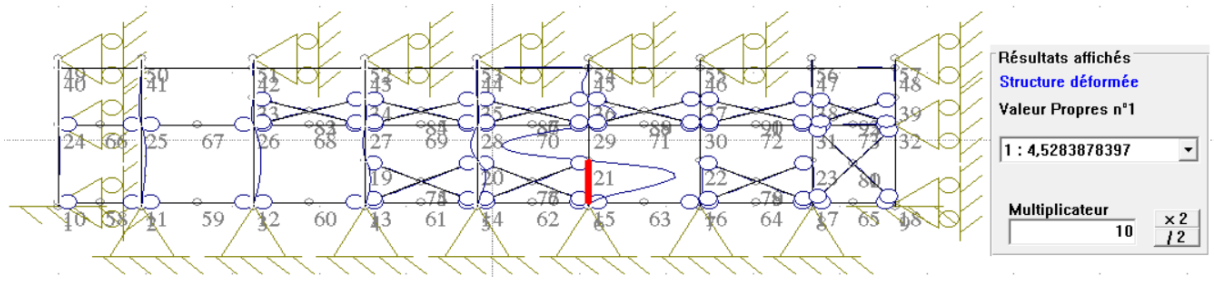


Figure B.36 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3

- Sous combinaison 4 :

α_{cr} = 4,53 (rotation unitaire au nœuds 21 poteau du rez-de-chaussée)



α_{cr} = 5,16 (rotation unitaire au nœuds 25 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

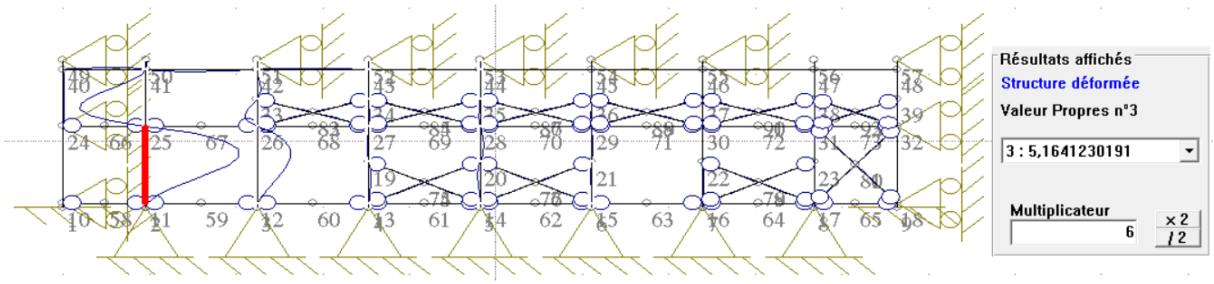


Figure B.37 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 4

- Sous combinaison 5 :

α_{cr} = 2,72 (rotation unitaire au nœuds 25 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

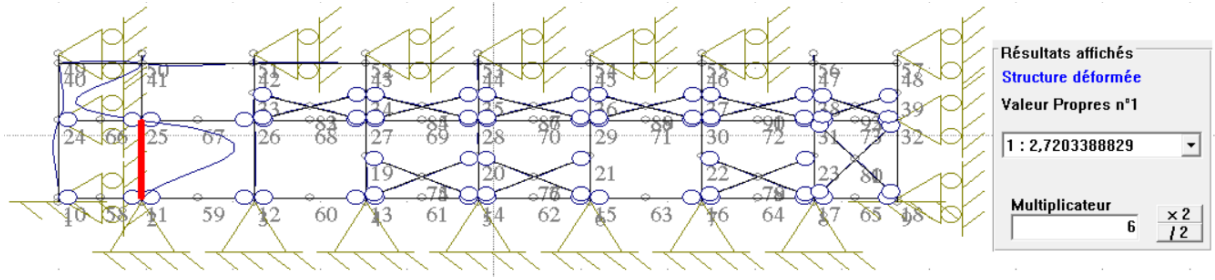


Figure B.38 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5

- Sous combinaison 6 :

α_{cr} = 2,22 (rotation unitaire au nœuds 25 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

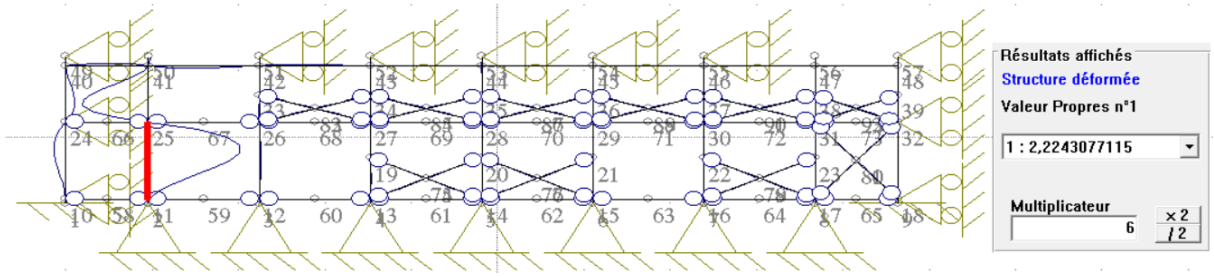


Figure B.39 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6

- Sous combinaison 7 :

α_{cr} = 2,62 (rotation unitaire au nœuds 25 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

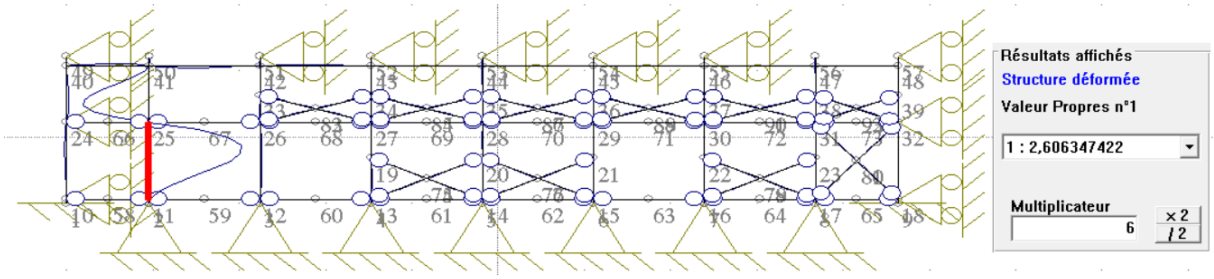


Figure B.40 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7

B.2.3.2.3.4 Portion du portique 4

- Sous combinaison 1 :

α_{cr} = 4,72 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

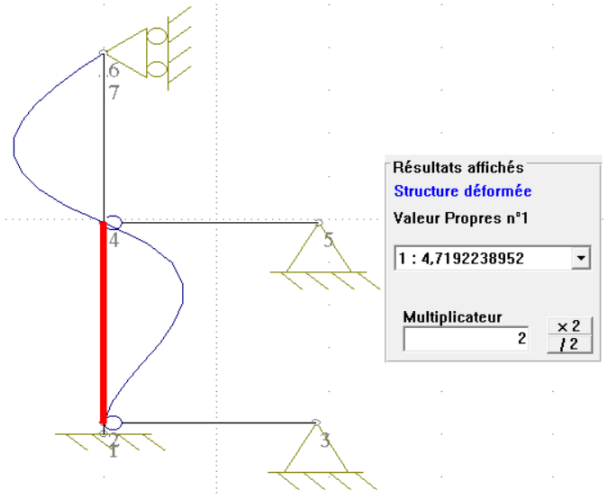


Figure B.41 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1

- Sous combinaison 2 :

α_{cr} = 2,784 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

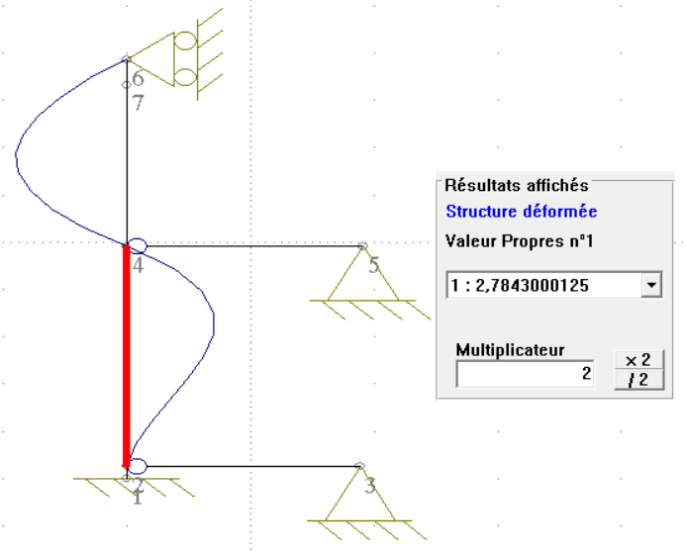


Figure B.42 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2

- Sous combinaison 3 :

α_{cr} = 1,356 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

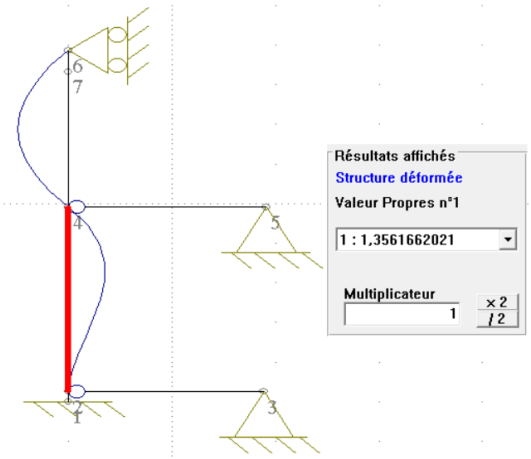


Figure B.43 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3

- Sous combinaison 4 :

α_{cr} = 3,02 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

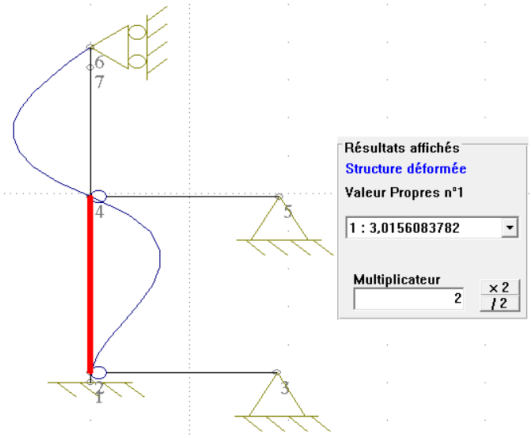


Figure B.44 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4

- Sous combinaison 5 :

α_{cr} = 1,328 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

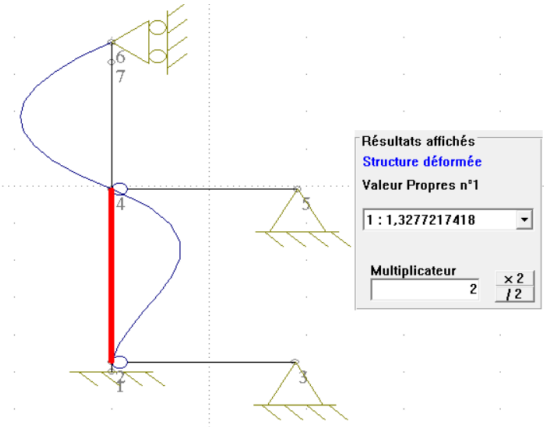


Figure B.45 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5

- Sous combinaison 6 :

α_{cr} = 1,09 (rotation unitaire au nœuds 4 entre le rez-de-chaussée et l'étage)

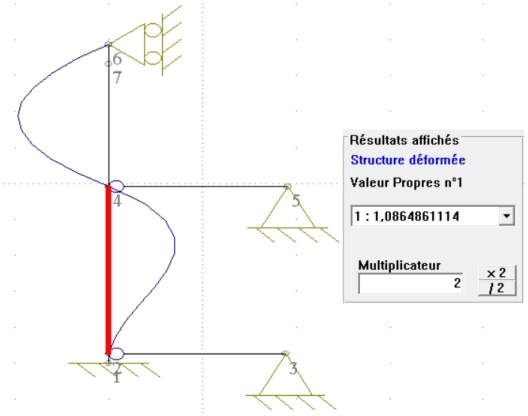


Figure B.46 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6

- Sous combinaison 7 :

α_{cr} = 1,352 (rotation unitaire au nœuds 6 de l'étage)

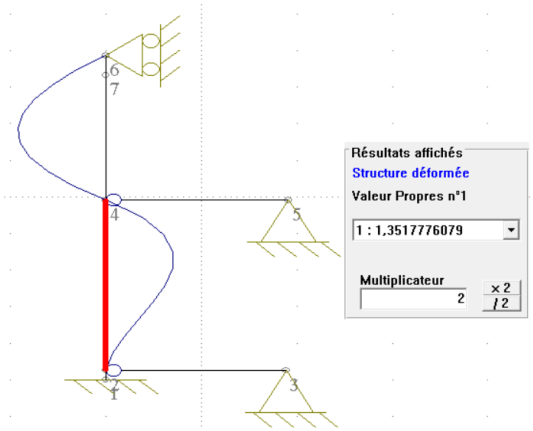


Figure B.47 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7

Tableau B.9 : Vérification de résistance et de stabilité des poteaux du portique 1

Tronçon	comb	Type d'analyse	Profilé	L (m)	α_{cr}	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Etage + console	1	1er ordre	IPN 120	2,725	11,57	6,53	75,51	2,43	0,89	197,50	93,9	2,10	0,34	3,04	0,19	63,88
rez-de-chaussée	1	1er ordre	IPN 120	3,75	11,57	14,70	170,09	1,62	0,43	131,59	93,9	1,40	0,34	1,69	0,38	127,17
Etage + console	2	1er ordre	IPN 120	2,725	6,02	16,77	100,90	2,10	0,77	170,86	93,9	1,82	0,34	2,43	0,25	82,55
rez-de-chaussée	2	1er ordre	IPN 120	3,75	6,02	24,92	149,90	1,72	0,46	140,17	93,9	1,49	0,34	1,83	0,34	115,09
Etage + console	3	1er ordre	IPN 120	2,725	2,86	41,99	120,23	1,93	0,71	156,52	93,9	1,67	0,34	2,14	0,29	95,94
rez-de-chaussée	3	1er ordre	IPN 120	3,75	2,86	46,88	134,23	1,82	0,49	148,13	93,9	1,58	0,34	1,98	0,32	105,18
Etage + console	4	1er ordre	IPN 120	2,725	4,62	6,55	30,24	3,84	1,41	312,09	93,9	3,32	0,34	6,55	0,08	27,35
rez-de-chaussée	4	1er ordre	IPN 120	3,75	4,62	43,07	198,98	1,50	0,40	121,67	93,9	1,30	0,34	1,53	0,43	143,14
Etage + console	5	1er ordre	IPN 120	2,725	2,47	38,06	93,96	2,18	0,80	177,05	93,9	1,89	0,34	2,56	0,23	77,57
rez-de-chaussée	5	1er ordre	IPN 120	3,75	2,47	63,73	157,33	1,68	0,45	136,82	93,9	1,46	0,34	1,78	0,36	119,63
Etage + console	6	1er ordre	IPN 120	2,725	2,08	49,39	102,92	2,08	0,76	169,17	93,9	1,80	0,34	2,40	0,25	83,98
rez-de-chaussée	6	1er ordre	IPN 120	3,75	2,08	73,35	152,85	1,71	0,46	138,82	93,9	1,48	0,34	1,81	0,35	116,90
Etage + console	7	1er ordre	IPN 120	2,725	2,38	34,90	83,09	2,32	0,49	188,27	93,9	2,01	0,34	2,82	0,21	69,58
rez-de-chaussée	7	1er ordre	IPN 120	3,75	2,38	69,18	164,69	1,64	0,29	133,74	93,9	1,42	0,34	1,72	0,37	124,01

Tableau B.10 : Vérification de résistance et de stabilité des poteaux du portique 5

Tronçon	comb	Type d'analyse	Profilé	L (m)	α_{cr}	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Etage + console	1	1er ordre	IPN 120	2,725	9,91	16,60	164,48	1,65	0,60	133,82	93,9	1,43	0,34	1,72	0,37	123,89
rez-de-chaussée	1	1er ordre	IPN 120	3,75	7,77	44,14	342,99	1,14	0,31	92,67	93,9	0,99	0,34	1,12	0,61	202,01
Etage + console	2	1er ordre	IPN 120	2,725	6,65	26,08	173,52	1,60	0,59	130,29	93,9	1,39	0,34	1,66	0,39	129,15
rez-de-chaussée	2	1er ordre	IPN 120	3,75	6,17	54,87	338,30	1,15	0,31	93,31	93,9	0,99	0,34	1,13	0,60	200,56
Etage + console	3	1er ordre	IPN 120	2,725	2,88	52,82	152,01	1,71	0,63	139,20	93,9	1,48	0,34	1,82	0,35	116,39
rez-de-chaussée	3	1er ordre	IPN 120	3,75	2,88	77,33	222,56	1,41	0,38	115,04	93,9	1,23	0,34	1,42	0,46	155,06
Etage + console	4	1er ordre	IPN 120	2,725	5,16	27,37	141,35	1,78	0,65	144,35	93,9	1,54	0,34	1,91	0,33	109,74
rez-de-chaussée	4	1er ordre	IPN 120	3,75	4,53	75,46	341,69	1,14	0,31	92,84	93,9	0,99	0,34	1,12	0,60	201,61
Etage + console	5	1er ordre	IPN 120	2,725	2,72	55,35	150,56	1,72	0,63	139,87	93,9	1,49	0,34	1,83	0,35	115,50
rez-de-chaussée	5	1er ordre	IPN 120	3,75	2,72	96,72	263,07	1,30	0,35	105,81	93,9	1,13	0,34	1,29	0,52	173,31
Etage + console	6	1er ordre	IPN 120	2,725	2,22	67,00	149,00	1,73	0,63	140,60	93,9	1,50	0,34	1,84	0,34	114,53
rez-de-chaussée	6	1er ordre	IPN 120	3,75	2,22	106,77	237,47	1,37	0,37	111,37	93,9	1,19	0,34	1,37	0,49	162,09
Etage + console	7	1er ordre	IPN 120	2,725	2,62	55,74	145,82	1,75	0,37	142,12	93,9	1,51	0,34	1,87	0,34	112,55
rez-de-chaussée	7	1er ordre	IPN 120	3,75	2,62	102,89	269,17	1,29	0,22	104,61	93,9	1,11	0,34	1,28	0,53	175,82

Tableau B.11 : Vérification de la stabilité du poteau de la portion du portique 4

Tronçon	comb	Type d'analyse	Profilé	L (m)	α_{cr}	N_{Ed} (kN)	N_{cr} (kN)	L_{cr} (m)	K	λ_z	λ_1	$\bar{\lambda}_z$	α	Ø	χ	$N_{b,Rd}$ (kN)
Etage + console	1	1er ordre	IPN 120	3,16	4,72	4,28	20,21	4,70	1,72	381,73	93,9	4,07	0,34	9,42	0,06	18,62
rez-de-chaussée	1	1er ordre	IPN 120	3,725	4,72	32,47	153,25	1,71	0,46	138,63	93,9	1,48	0,34	1,81	0,35	117,15
Etage + console	2	1er ordre	IPN 120	3,16	2,78	14,83	41,28	3,29	1,21	267,12	93,9	2,84	0,34	5,00	0,11	36,66
rez-de-chaussée	2	1er ordre	IPN 120	3,725	2,78	43,01	119,75	1,93	0,52	156,83	93,9	1,67	0,34	2,14	0,29	95,61
Etage + console	3	1er ordre	IPN 120	3,16	1,36	40,51	54,93	2,85	1,05	231,57	93,9	2,47	0,34	3,93	0,14	47,80
rez-de-chaussée	3	1er ordre	IPN 120	3,725	1,36	68,69	93,15	2,19	0,59	177,82	93,9	1,89	0,34	2,58	0,23	76,98
Etage + console	4	1er ordre	IPN 120	3,16	3,02	4,28	12,93	5,87	2,15	477,22	93,9	5,08	0,34	14,24	0,04	12,11
rez-de-chaussée	4	1er ordre	IPN 120	3,725	3,02	53,74	162,30	1,66	0,44	134,71	93,9	1,43	0,34	1,74	0,37	122,60
Etage + console	5	1er ordre	IPN 120	3,16	1,33	36,56	48,56	3,03	1,11	246,30	93,9	2,62	0,34	4,35	0,13	42,65
rez-de-chaussée	5	1er ordre	IPN 120	3,725	1,33	79,64	105,76	2,05	0,55	166,88	93,9	1,78	0,34	2,35	0,26	85,99
Etage + console	6	1er ordre	IPN 120	3,16	1,09	47,89	52,20	2,92	1,07	237,54	93,9	2,53	0,34	4,10	0,14	45,61
rez-de-chaussée	6	1er ordre	IPN 120	3,725	1,09	90,97	99,15	2,12	0,57	172,35	93,9	1,84	0,34	2,46	0,24	81,31
Etage + console	7	1er ordre	IPN 120	3,16	1,35	33,40	45,16	3,14	0,66	255,40	93,9	2,72	0,34	4,63	0,12	39,86
rez-de-chaussée	7	1er ordre	IPN 120	3,725	1,35	82,86	112,03	1,99	0,35	162,15	93,9	1,73	0,34	2,25	0,27	90,34

Remarque 2 :

- Les résultats du Tableau B.11, ci-dessus, montrent que le poteau de la portion du portique 4 périt sous la combinaison 6 du Tableau B.7, avec les taux de chargement respectifs de 1,05 au niveau de l'étage et de 1,12 au niveau du rez-de-chaussée. Cependant, s'il peut être considéré que les murs transversaux du rez-de-chaussée reprennent certaines charges du plancher de l'étage et empêchent le flambement du poteau de cette portion du portique 4 (voir Figure B.20), la stabilité de ce poteau en situation actuelle serait justifiée malgré l'augmentation des charges.
- L'ensemble de résultats trouvés dans les analyses des portiques montrent que les poteaux, maintenus en état selon les hypothèses évoquées ci-dessus (cf. §B.1), restent stables face aux sollicitations de la structure en configuration actuelle.

B.2.3.2.4 Vérification des résistances et des stabilités des poutres aux ELU

B.2.3.2.4.1 Poutre de plancher IPN 180 (au niveau du rez-de-chaussée) (voir Figure B.21)

Classification de la section transversale du profilé IPN 180

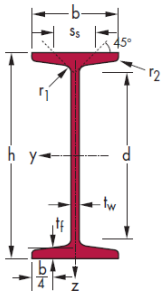


Figure B.48 : Section IPN 180

Tableau B.12 : Propriétés géométrique et mécanique du profilé IPN 180

Profilés	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	d(mm)
IPN180	180	82	6,9	10,4	6,9	4,1	142,4
Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	W_{ely}(cm^3)	W_{ply}(cm^3)	I_z(cm^4)	W_{elz}(cm^3)	W_{plz}(cm^3)
IPN180	27,9	1450	161	187	81,3	19,8	33,2

- Classification de section en flexion : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Semelle : $\frac{c}{t_f} = \frac{0,5\,(b-t_w-2r_1)}{t_f} = \frac{30,65}{10,4} = 2,95 < 9\varepsilon = 9$ (Profilé de classe 1)

Ame : $\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{142,4}{6,9} = 20,64 < 72\varepsilon = 72$ (Profilé de classe 1)

Tous les éléments sont de classe 1, ➔ section de classe 1 en flexion

- Vérification du voilement par cisaillement de l'âme

$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$, avec η=1,20 pour la nuance d'acier S235.

Ici, $\frac{h_w}{t_w} = 23,07 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = 60$ (pas de voilement par cisaillement de l'âme)

Avec $h_w = h - 2t_f = 159,2$ mm

Vérification de la résistance en section de la poutre IPN 180 (partie véranda)

Les efforts internes extremum après analyses sur Ossa2d sont celles du plancher du rez-de-chaussée (présence d'une dalle en béton armé et d'un cloisonnement sur la poutre).
$M_{Ed} = 48,045$ kNm et $V_{Ed} = 64,45$ kN (combinaisons 4 et 7)

a. Résistance à l'effort tranchant :

La résistance plastique à l'effort tranchant d'une section double T s'exprime de la manière suivante :

$V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = 181,13$ kN > $V_{Ed} = 64,45$ kN (Résistance suffisante)

De plus, $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,\,Rd}} = 0{,}356$. Comme ce rapport est inférieur à 0,5 ; on néglige l'effet du cisaillement sur le moment résistant.

b. Vérification de la résistance en section

Le moment plastique résistant est donné par la formule suivante :

$M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = 43{,}945$ kNm $< M_{Ed} = 48{,}045$ kNm (Vérification n'est pas satisfaite avec un taux de chargement de 109 %)

Note : Les poutres de ce bâtiment étant maintenues latéralement par une dalle en béton armé (au rez-de-chaussée) et par un plancher en bois (à l'étage), il n'y a pas lieu de faire des vérifications de stabilité au déversement.

B.2.3.2.4.2 Résumé des valeurs de vérification des autres poutres (IPN 120 et UPN 180)

Pour la poutre IPN 120 vu qu'il n'y a pas eu des modifications au niveau du plafond et de la toiture du bâtiment du palais de justice, les valeurs de vérifications, aux ELU, de cette poutre en configuration initiale sont les mêmes qu'en configuration actuelle.

Tableau B.13 : Propriétés mécaniques et géométriques du profilé UPN 180

Profilés	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	y_s (mm)
UPN180	180	70	8	11	11	5,5	19,2
Profilés	A(cm^2)	I_y(cm^4)	$W_{el,\,y}$(cm^3)	$W_{pl,\,y}$(cm^3)	I_z(cm^4)	$W_{el,\,z}$(cm^3)	$W_{pl,\,z}$(cm^3)
UPN180	28	1350	150	179	114	22,4	42,9

Tableau B.14 : Valeurs de vérifications aux ELU de la poutres UPN 180

Profilés	$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72\varepsilon}{\eta}$	$V_{pl,\,Rd} > V_{Ed}$	$0{,}5\,V_{pl,\,Rd} > V_{Ed}$	$M_{ply,\,Rd} > M_{Ed}$
UPN180	19,75 < 60	204,87 > 43,27	102,44 > 43,27	42,065 < 44,57

Note : la vérification n'est pas satisfaite avec un taux de chargement de 106% pour la poutre la plus chargée.

B.2.3.2.4.3 Conclusions sur les poutres

Des vérifications faites ci-dessus, on constate que la présence des murs, sur les poutres de l'ancienne véranda du plancher au niveau du rez-de-chaussée, constitue un élément de déstabilisation de ces poutres en les faisant travailler au-delà de leur taux de chargement maximum. Ceci explique pourquoi certaines poutres de planchers de ces bâtiments construits par les Grandes Chaudronneries de l'Escaut ont cédé (voir Figure B.49).



Figure B.49: Ajout des certains éléments en dessous des poutres UPN 180 pour reprendre les poids de murs ajoutés

B.2.3.3 Vérifications des assemblages entre éléments de portiques

Pour les liaisons poutres-poteaux travaillant au cisaillement, la valeur minimale de la résistance de l'assemblage trouvée précédemment est : V_{Rd} = 77,458 kN. Cette valeur demeure supérieure à l'effort tranchant maximal (V_{Ed} = 64,45 kN) sollicitant les poutres. On conclut donc que la résistance au cisaillement de la liaison « poutre - poteau » est suffisante à ce stade de l'étude.

De même pour les pieds de poteaux, les conclusions sont les mêmes qu'à l'annexe A et les efforts normaux de compression (N_{Ed} = 181,14 kN pour la portion des portiques intermédiaires - combinaison 6 et N_{Ed} = 194,75 kN pour les portiques externes - portique 5/combinaison 7) restent inférieurs à la résistance de calcul du pied de poteau en compression (N_{Rd} = 337,695 kN) et à la résistance en compression du poteau IPN 120 ($N_{c,\,Rd} = N_{pl,Rd}$ = 333,7 kN).

B.3 Conclusions générales

B.3.1 Poutres de portiques

Les poutres de portiques, sur lesquelles des murs ont été ajoutés, travaillent au-delà des limites de leur taux de chargement maximum. Pour les autres poutres, en revanche, les efforts sollicitants demeurent encore inférieurs à leurs résistances.

B.3.2 Poteaux de portiques

En considérant l'effet diaphragme apporté par le plancher un béton armé au rez-de-chaussée, le plancher en bois à l'étage ainsi que les éléments de la toiture, il est montré que les poteaux de ces portiques satisfont pleinement aux critères de résistance et de stabilité.

B.3.3 Assemblages

Idem annexe A comme dit ci-dessus au §B.2.3.3.

ANNEXE C : Graphes des évolutions des dimensions géométriques principales des profilés J127x76, IPN 180 et UPN 180 IPN corrodés au temps t exprimé en année

Profilé J 127x76

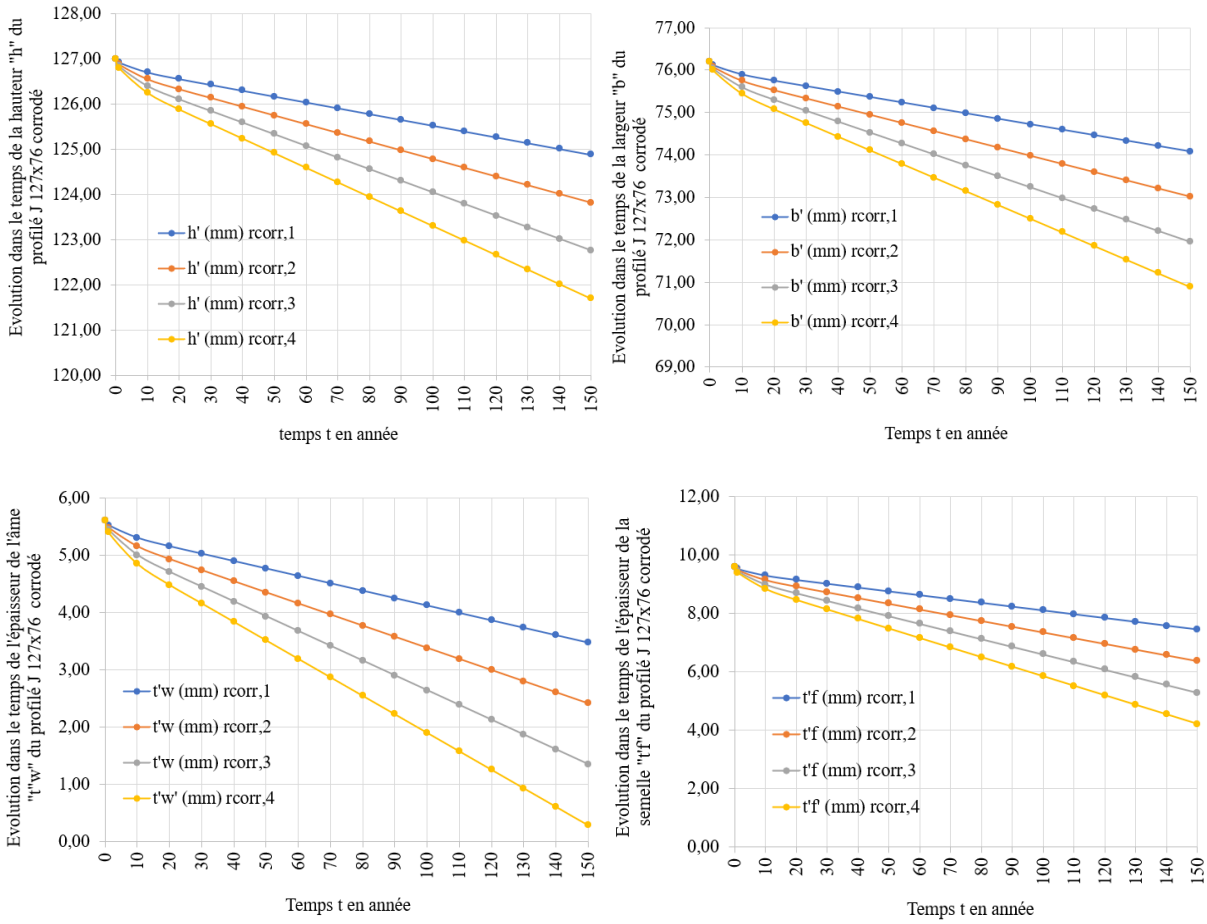


Figure C.1 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé J127x76 corrodé en fonction du temps t exprimé en année

Profilé IPN 180

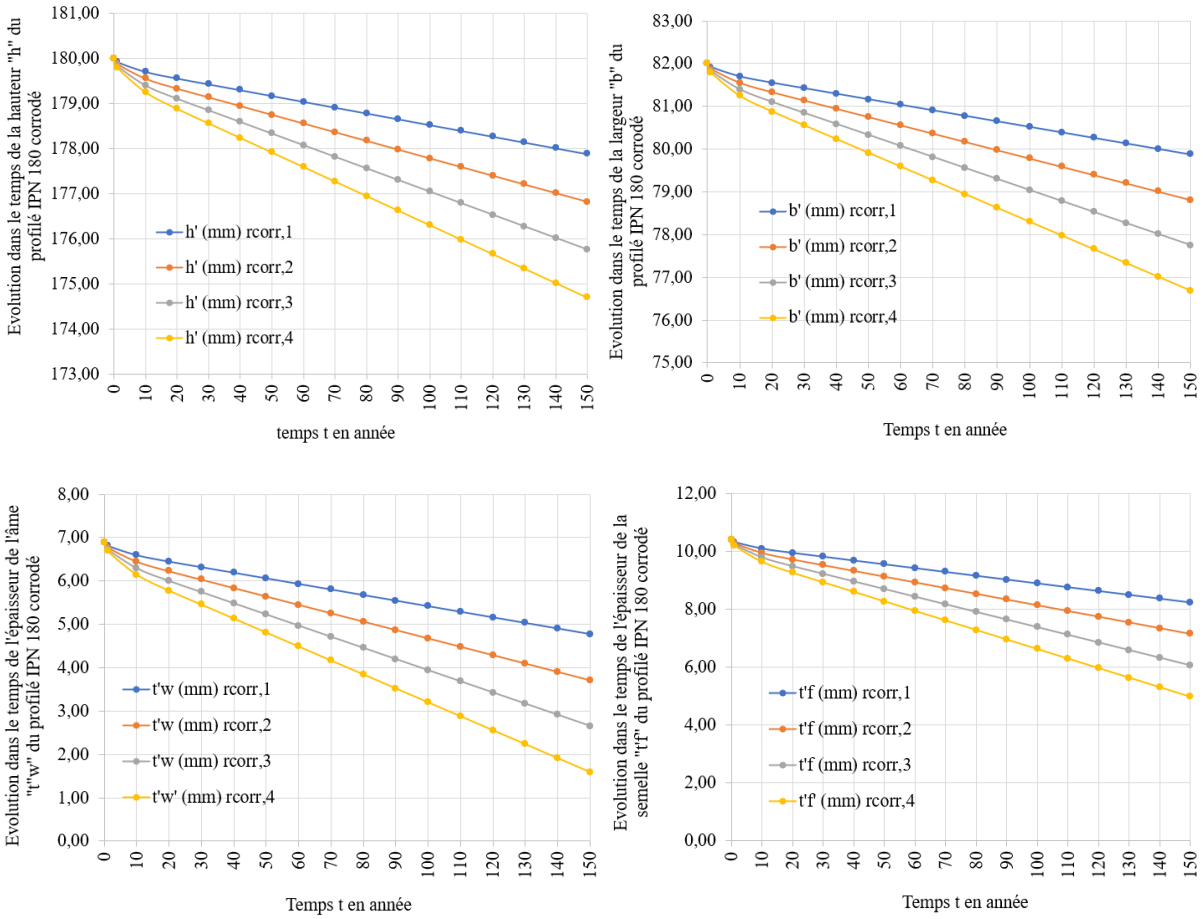


Figure C.2 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé IPN 180 corrodé en fonction du temps t exprimé en année

Profilé UPN 180

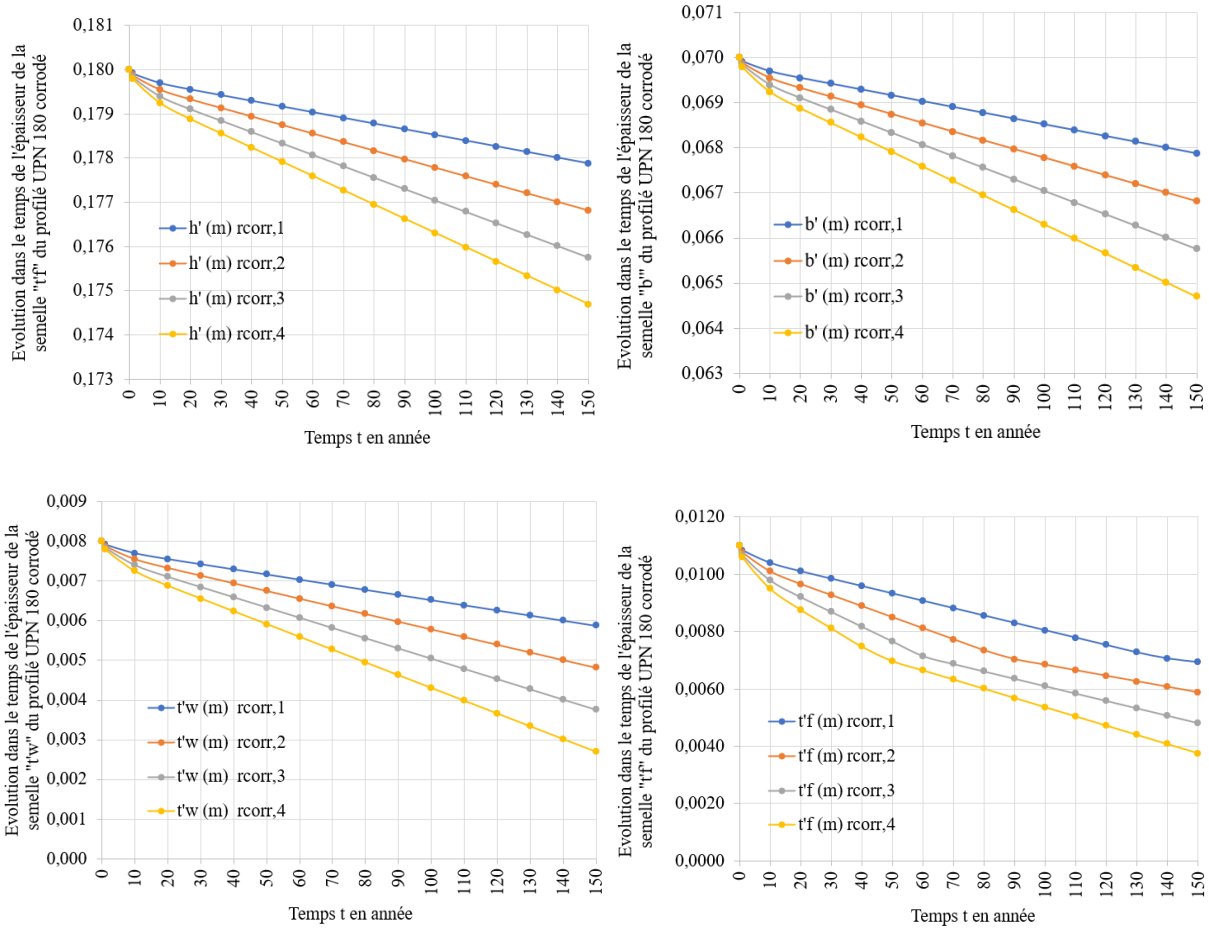


Figure C.3 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé UPN 180 corrodé en fonction du temps t exprimé en année

ANNEXE D : Etude du comportement des assemblages de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu

D.1 Première partie : Etudes avant prise en compte du comportement réel des assemblages dans les analyses de portiques du bâtiment en étude

D.1.1 Structure de la première partie de l'annexe D

La structure de cette première partie de l'annexe se présente comme suit :

Le §D.1.1 présente la structure de cette annexe.

Le §D.1.2 présente l'objectif poursuivi dans cette annexe qui est de déterminer les caractéristiques mécaniques réelles (moment résistant $M_{j,Rd}$, rigidité initiale $S_{j,ini}$, capacité de rotation) des assemblages poutre-poteau du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

Le §D.1.3, présente les données relatives aux éléments d'assemblage de la poutre UPN 180 à l'âme du poteau IPN 120 du bâtiment étudié.

Le §D.1.4 est celui qui a permis de caractériser le comportement mécanique réel de l'assemblage étudié en se basant sur la norme EN 1993-1-8:2005 (NBN EN 1993-1-8 2005) et/ou la prénorme FprEN 1993-1-8:2023 (CEN/TC 250/SC 3 N 3743 2023).

Enfin, une conclusion sur la caractérisation de l'assemblage étudié est tirée au §D.1.5

D.1.2 Introduction

Dans l'annexe A, conformément à la pratique habituelle, toutes les liaisons poutre-poteau par doubles cornières d'âme du bâtiment du palais de justice ont été assimilées à des articulations (ils étaient représentés par des cercles dans les modélisations OSSA2D des portiques). Ceci n'est cependant pas nécessairement la réalité si l'on considère les normes actuelles car, si on y prend garde, le contact direct entre l'extrémité de la poutre et l'âme du poteau peut entrainer d'office un transfert de moments de flexion, ce qui induit des efforts internes bien différents dans l'assemblage et pénalise la capacité de rotation de la poutre requise pour travailler en « articulation ». Ce travail a donc pour objectif de considérer le comportement réel de ces assemblages (assemblages possédant une certaine rigidité et partiellement résistants sous moments de flexion) et de déterminer leurs caractéristiques mécaniques réelles (moment résistant $M_{j,Rd}$, rigidité initiale $S_{j,ini}$, capacité de rotation) afin de voir s'il est possible de les considérer comme semi-rigides, ce qui pourrait avoir un effet favorable sur la stabilité et engendrer une limitation des flèches, entre autres dans le cadre d'une réaffectation future du bâtiment étudié et des autres bâtiments de la ville de Mbanza-Ngungu répondant au même système constructif.

L'assemblage traité dans la présente annexe est celui entre l'âme de la poutre UPN 180 et l'âme du poteau IPN 120 (assemblage A1- Figure D.1 et Figure D.2) pour lequel on dispose de toutes les informations utiles et qui est aussi le mode d'assemblage principal entre poutres de planchers et poteaux de portiques externes étudiés dans les deux précédentes annexes.

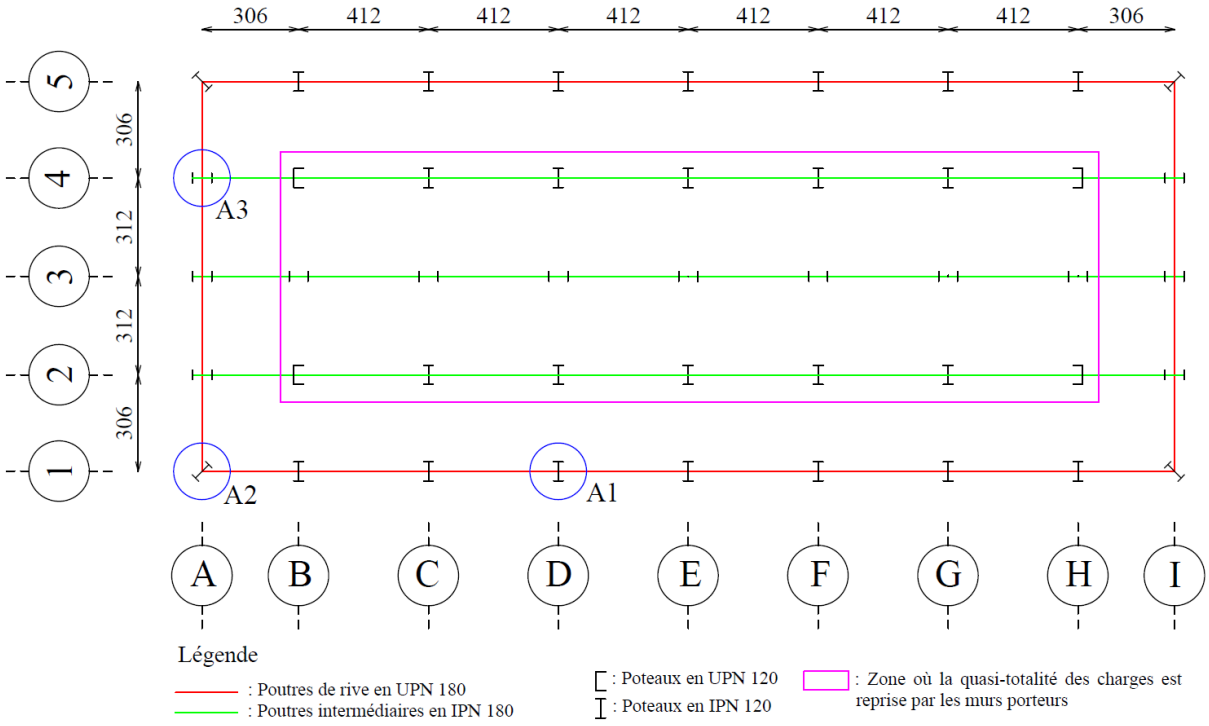


Figure D.1 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu

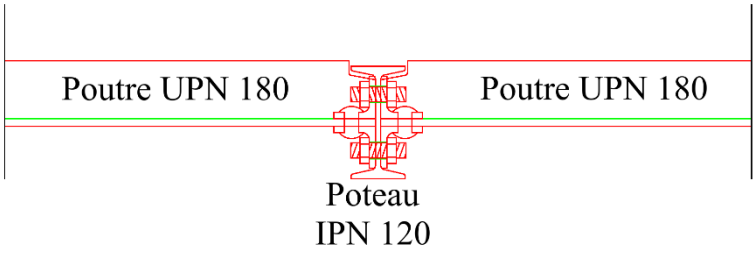


Figure D.2 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120

D'autres cas de liaisons tels que : (1) poutres UPN 180 - poteau d'angle IPN 120 (assemblage A2 - Figure D.1 et Figure D.3) et (2) poutres UPN 180 - poteau IPN 120 - poutre IPN 180 (assemblage A3 (dont une portion a été traitée au §A.2.2.5.1 de l'annexe A) - Figure D.1 et Figure D.4) ne présentent pas des contacts significatifs (entre les semelles de poutres porteuses et les âmes de poteaux) pour qu'ils soient considérées comme semi-rigide (au vrai sens du terme) et que cette influence soit prise en compte dans les analyses de différents portiques étudiés dans ce travail. C'est ainsi que dans les prochaines analyses de la structure du palais de justice de Mbanza-Ngungu, ces liaisons sont, de la même manière que dans les annexes précédentes, considérées comme des articulations. L'exigence en matière de ductilité n'étant pas satisfaite, pour l'assemblage étudié (en particulier en termes de rapport suffisant entre le diamètre du boulon et l'épaisseur des plats boulonnés, comme vu au §A.2.2.5.1.1 de l'Annexe

A), seules les propriétés de rigidité et de résistance seront évaluées, la capacité de rotation plastique étant nulle.

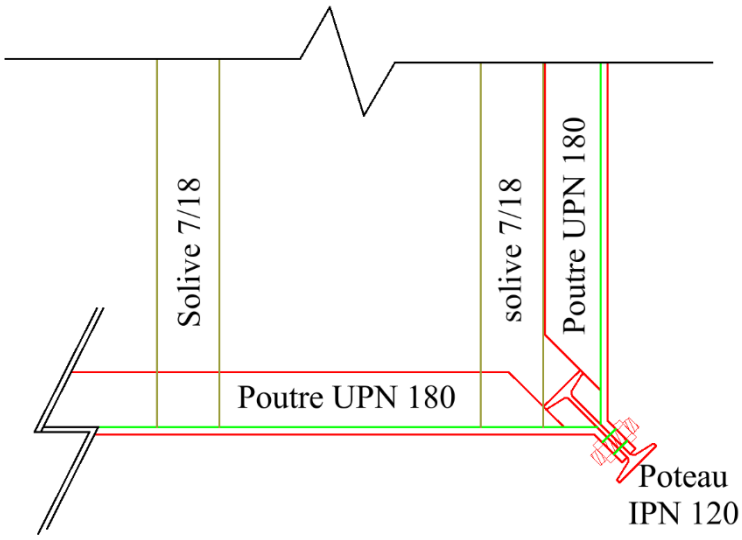


Figure D.3 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120

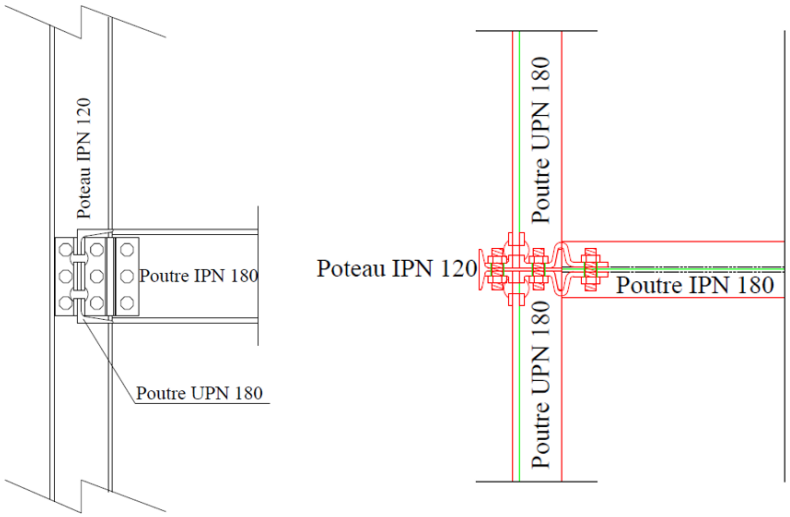


Figure D.4 : Schémas représentatif de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180

Note : la présence des cadres en métal déployé sur les poutres supérieures IPN 120 des portiques externes (Figure D.5) avait conduit à considérer la connexion entre les cadres et les poteaux comme étant parfaitement rigide (cadres comme poutres de rigidité infinie, du fait de leur hauteur et de leur forme, qui empêchent la rotation des extrémités des poteaux). De ce fait, il n'est donc pas nécessaire de procéder à l'étude du comportement réel de la liaison entre les poutres supérieures IPN 120 et poteaux IPN 120 étant donné l'hypothèse sus évoquée sur la liaison entre les cadres en métal déployé et les poteaux IPN 120 des portiques externes.

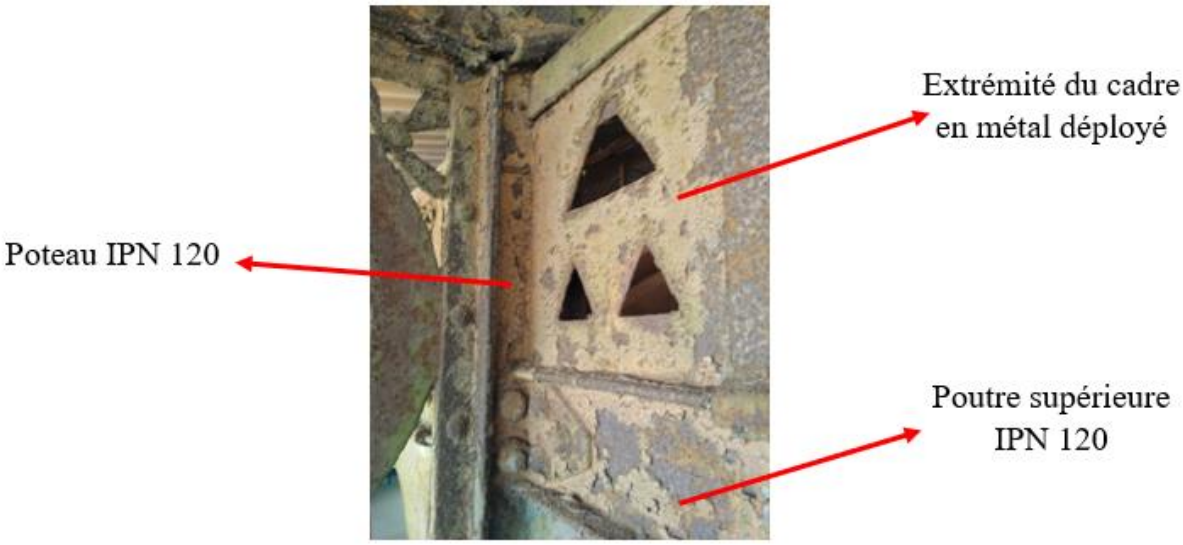


Figure D.5 : Vue de la connexion cadre en métal déployé - poteau IPN 120 - poutre supérieure IPN 120 au palais de justice de Mbanza-Ngungu

D.1.3 Données géométriques de l'assemblage A1

Les dimensions de la cornière de liaison (Figure D.6) en acier S235 sont : l_y = 0,045 m (côté poteau IPN 120) et l_z = 0,045 m (côté poutre IPN 180 ou UPN 180), h_p = 0,15 m et t_p = 0,007 m (t_p étant l'épaisseur de la cornière). Les boulons ordinaires sont de type M16 (d = 16 mm et d_0 = 18 mm) et de classe de qualité « 4.6 ». Le diamètre de la tige des rivets est d = 15 mm et le diamètre de son trou est pris égal à : d_0 = 1,1d = 16,5 mm (cf. §2.3.3.3 du chapitre 2 de la présente thèse) la limite élastique f_{yr} du rivet est de 200 Mpa et sa résistance à la rupture est de f_{ur} = 380 Mpa. La Figure D.7 donne d'autres détails complémentaires de l'assemblage entre la poutre UPN 180 et le poteau IPN 120.

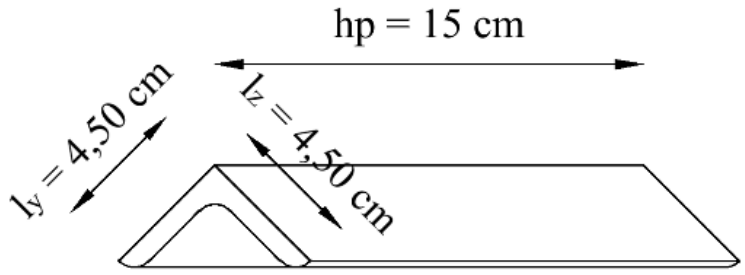


Figure D.6 : Dimensions [en cm] de la cornière de liaison poutre UPN 180-poteau IPN 120

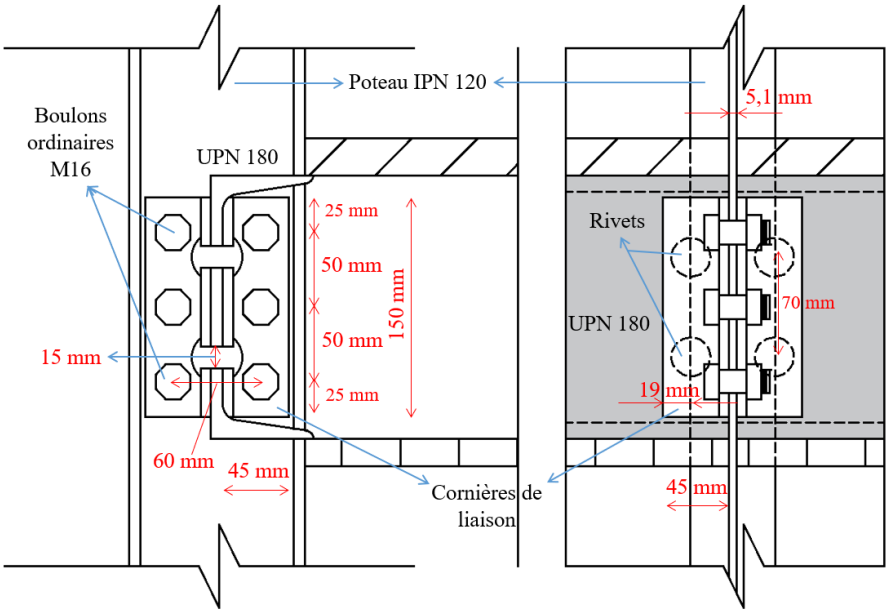


Figure D.7 : Assemblage poutre UPN 180 et poteau IPN 120

D.1.4 Calcul des caractéristiques de l'assemblage A1

D.1.4.1 Considérations générales

Pour un assemblage par cornière de liaison, g_h représente la distance entre l'extrémité de la poutre et la face de la colonne-support. A travers les données qui nous ont été transmises par nos collègues de l'Université Kongo à Mbanza-Ngungu et sur base de certaines photos recueillies sur terrain, cette valeur de g_h est égale à 0

Connaissant g_h, la capacité de rotation d'un assemblage par double cornière se vérifie, conformément à la prénorme FprEN 1993-1-8:2023, à l'aide des paramètres de la Figure D.8 qui sont : $z = l_z - e_{min} = 0,045 - 0,019 = 0,026$ m (la distance entre la face de la colonne-support et l'axe des boulons attachant la cornière à l'âme de la poutre) ; $h_{cl} = h_p = 0,15$ m ; $t_{ep} = t_p = 0,007$ m ; $t_{cl} = t_p = 0,007$ m et $h_e = h - g_v - h_p = (0,18 - 0,015 - 0,15) = 0,015$ m.

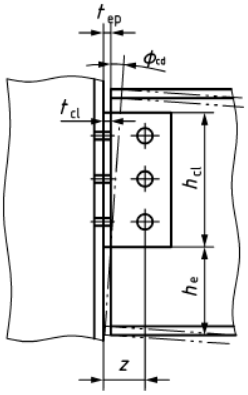


Figure D.8 : modèle d'un assemblage poutre-poteau par l'entremise d'une cornière de liaison (source : Tableau C.1 - FprEN 1993-1-8:2023)

De ces valeurs, on calcule z_0 par l'expression suivante (cf. Tableau C.1 de la FprEN 1993-1-8:2023) :

$$z_0 = \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2} = 0{,}0937 \text{ m}$$

La distance z étant inférieure à z_0, alors $\emptyset_{Cd} = \arcsin\left(\frac{z}{z_0}\right) - \arctan\left(\frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e}\right) = 0$ rad

$\emptyset_{Cd} < \emptyset_{Ed} = 0{,}006617$ rad (cf. analyse des portiques sur Ossa2d), il y a donc contact entre la semelle inférieure de la poutre et le poteau et l'effort de compression passe par la semelle comprimée de la poutre et l'assemblage par double cornière est en traction (Figure D.9). L'assemblage transfère donc du moment de flexion et doit dès lors être considéré comme semi-rigide. On est donc bien loin de l'hypothèse de rotule parfaite considérée antérieurement.

D.1.4.2 Définition des efforts à considérer

Sous moment de flexion M, les modes de ruine (composantes) à considérer sont :

- Au niveau de la liaison poutre - cornières (Figure D.9) :
- Cisaillement du rivet ;
- Pression diamétrale des rivets sur la cornière (dans la direction perpendiculaire à l'effort de cisaillement) ;
- Pression diamétrale des rivets sur la poutre (dans la direction perpendiculaire à l'effort de cisaillement) .

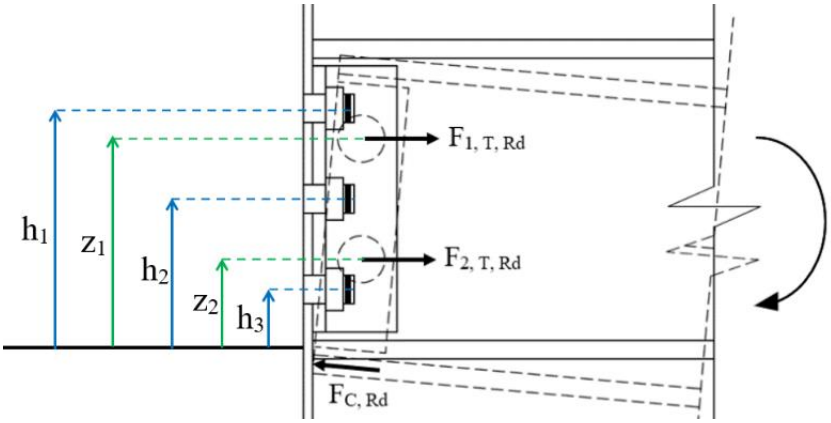


Figure D.9 : Influence du moment sur les éléments d'assemblage au niveau de l'âme de la poutre UPN 180

- Au niveau de la liaison cornières - poteau (Figure D.10) :
- Flexion de l'aile de la cornière attachée à l'âme du poteau ;
- Traction des boulons de fixation des cornières sur l'âme ;
- Compression au niveau de la semelle inférieure de la poutre UPN 180 ;
- Transmission des efforts à l'âme du poteau
- Cisaillement des semelles du poteau

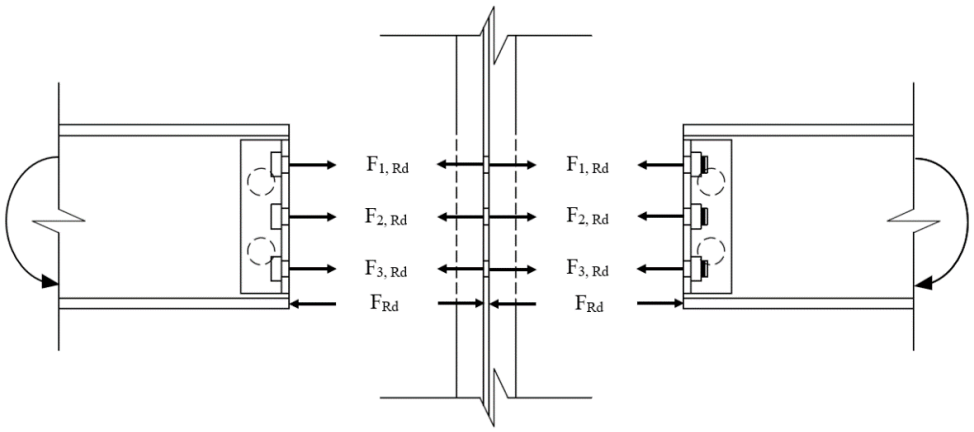


Figure D.10 : Répartition des efforts sur l'assemblage poutre UPN 180 et poteau IPN 120

Sous effort tranchant V, les modes de ruine (composantes) à considérer sont :

- Au niveau de la liaison poutre - cornières
- Le cisaillement du rivet vertical (idem valeur sous moment de flexion) ;
- La pression diamétrale des rivets sur la cornière (dans la direction parallèle à l'effort de cisaillement) ;
- La pression diamétrale des rivets sur la poutre (dans la direction parallèle à l'effort de cisaillement).
- Au niveau de la liaison cornières - poteau :
- Le cisaillement des boulons
- La pression diamétrale des boulons sur l'aile de la cornière
- La pression diamétrale des boulons sur l'âme du poteau

Note 1 : pour certaines composantes, il faudrait vérifier les effets de la sollicitation combinée moment/effort tranchant. Il s'agit par exemple :

- du cisaillement combiné à de la traction au niveau des boulons
- de la pression diamétrale des rivets sur la cornière dans deux directions orthogonales (cf. §5.9.1.(10) de la FprEN 1993-1-8:2023) ;
- de la pression diamétrale des rivets sur la poutre dans deux directions orthogonales

D.1.4.3 Caractérisations des composantes en résistance et raideur

D.1.4.3.1 Détermination des résistances au niveau de la liaison poutre - cornières

D.1.4.3.1.1 Résistance de l'assemblage à l'effort de cisaillement seul (V)

✓ 1ère rangée de rivets

- Cisaillement du rivet (2 sections de cisaillement par rivet) :

Conformément au Tableau 5.9 de prEN 1993-1-8 : 2022 (E), la résistance au cisaillement du rivet est donnée par l'expression suivante :

$F_{v,\ Rd} = \frac{0{,}6\ f_{ur}\ A_0}{\gamma_{M2}}$ avec : A_0 (section du trou de rivet) = 213,8 mm^2, et f_{ur} = 380 Mpa.

Pour les deux plans de cisaillement (et en prenant en compte la reprise de certains efforts de traction), on a : 2 x 0,8 x $F_{v,Rd}$ = 2 x 0,8 x 38,997 = 62,40 kN.

- Pression diamétrale dans les 2 cornières :

La résistance en pression diamétrale des rivets sur les deux cornières est donnée par la formule suivante (cf. Tableau 5.9 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E)) :

$$2 \times F_{b,Rd} = 2 \times \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

avec : k_m = 1 (Pour les nuances d'acier jusqu'à S460) ; t_p = 7,0 mm ; α_b = min ((p_1/d_0 - 0,5) ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min ((70/16,5)-0,5 ; 3x380/360 ; 3) = 3 ➔ 2 $F_{b,Rd}$ = 2 x 90,72 = 181,44 kN.

- Pression diamétrale dans l'âme de la poutre UPN 180 :

La résistance en pression diamétrale des rivets sur l'âme de la poutre est trouvée, comme pour les cornières, par la formule suivante :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

avec : α_b = min (e_1/d_0 ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min (∞/16,5 ; 3x380/360 ; 3) = 3 ; d = 15 mm ; t_p = t_{wb} = 8,0 mm ➔ $F_{b,Rd}$ = 103,68 kN

Ainsi, la première rangée reprend : min (62,40 kN ; 181,44 kN ; 103,68 kN) = 62,40 kN

- ✓ 2nd rangée de rivets (Idem 1ère rangée)

- Cisaillement du rivet (2 plans de cisaillement par rivet) :

2 x 0,8 x $F_{v,Rd}$ = 2 x 38,997 = 62,40 kN.

- Pression diamétrale dans les 2 cornières :

$$2 \times F_{b,Rd} = 2 \times \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

avec : k_m = 1 (Pour les nuances d'acier jusqu'à S460) ; t_p = 7,0 mm ; α_b = min (e_1/d_0 ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min (40/16,5 ; 3x380/360 ; 3) = 2,424 ➔ 2 $F_{b,Rd}$ = 2 x 73,31 = 146,62 kN.

- Pression diamétrale dans l'âme de la poutre UPN 180 :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

avec : α_b = min ((p_1/d_0 - 0,5) ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min ((70/16,5)-0,5 ; 3x380/360 ; 3) = 3 ; d = 15 mm ; t_p = t_{wb} = 8,0 mm ➔ $F_{b,Rd}$ = 103,68 kN

Ainsi, la seconde rangée reprend : min (62,40 kN ; 146,62 kN ; 103,68 kN) = 62,40 kN

La résistance minimale de l'assemblage poutre - cornières, sous effort de cisaillement seul, vaut donc : $V_{Rd\ 1}$ + $V_{Rd\ 2}$ = 62,40 kN + 62,40 kN = 124,8 kN ; cette valeur devra toutefois rester inférieur à :

- Résistance de l'assemblage à l'arrachement de bloc (block tearing resistance)

Conformément au § 5.14 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E), la résistance à l'arrachement de bloc $V_{eff,1,Rd}$, pour un groupe de fixations où la résistance en traction sur la zone tendue est uniforme, Figure D.11, est obtenue par la formule suivante :

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{A_{nt} f_u + \min\left(\frac{A_{gv} f_y}{\sqrt{3}}; \frac{A_{nv} f_u}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M2}}$$

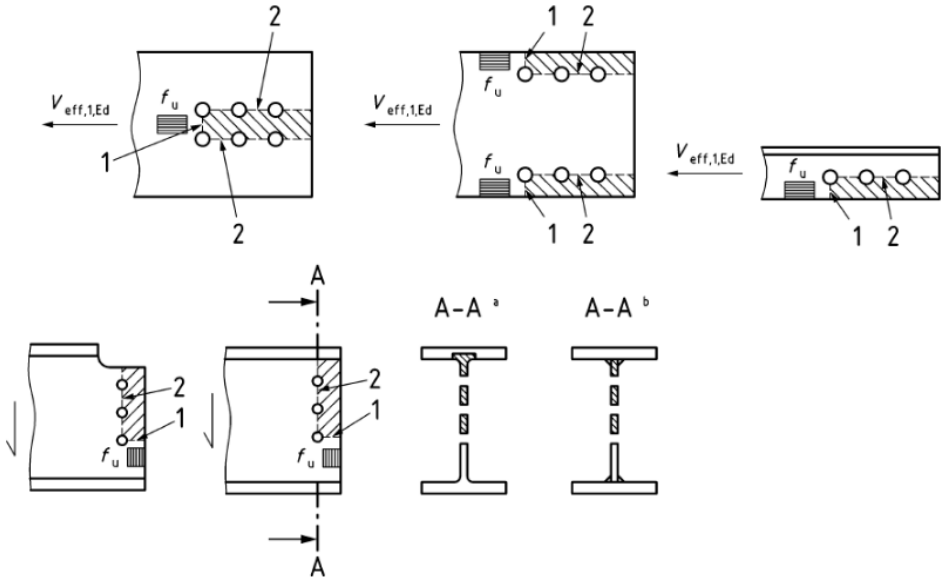


Figure D.11 : Exemples des arrachements de blocs en zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue (source : Figure 5.13 de la FprEN 1993-1-8:2023)

Avec :

A_{nt} : la section nette en traction ; A_{nv} : la section nette au cisaillement et A_{gv} : la section brute au cisaillement.

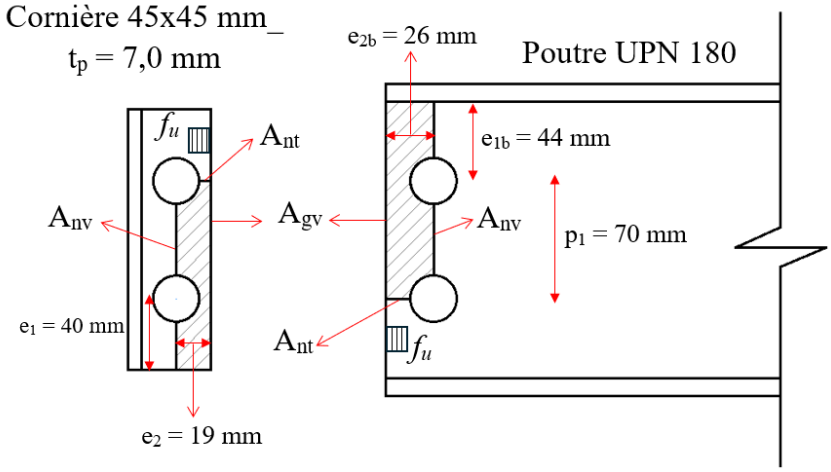


Figure D.12 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié.

Ainsi :

Au niveau des cornières :

$A_{nt} = t_p (e_2 - d_0/2) = 0{,}007$ m x (0,019 m - 0,0165/2 m) = 0,00007525 m^2

$A_{gv} = t_p$ x $(h_p - e_1) = 0{,}007$ m x (0,150 - 0,040) m = 0,00077 m^2

$A_{nv} = t_p [h_p - e_1 - (n - 0{,}5).d_0] = 0{,}007$ x [0,150 - 0,040 - (2-0,5) x 0,0165] = 0,00059675 m^2

Connaissant f_y et f_u de la cornière, on tire : $V_{eff,1,Rd}$ = 105,249 kN x 2 = 210,498 kN

Au niveau de la poutre UPN 180 (h = 180 mm) :

$A_{nt} = t_w (e_2 - d_0/2) = 0{,}008$ m x (0,026 m - 0,0165/2 m) = 0,000142 m^2

Pour déterminer les sections brute et nette de la poutre soumise à l'arrachement de bloc ; on considère, de manière conservative, que la section de l'âme de la poutre :

$A_{gv} = t_w. (p_1 + e_{1b} + t_f/2) = 0{,}008$ m x (0,07 + 0,044 + 0,0055) m = 0,000956 m^2

Avec $e_{1b} = [(h - p_1)/2] - t_f$ = [(0,180 - 0,07) / 2] - 0,011 = 0,044 m

$A_{nv} = t_w.[p_1 + e_{1b} + t_f/2 - (n - 0{,}5).d_0] = 0{,}008$ x [0,07 + 0,044 + 0,0055 - (2 - 0,5) x 0,0165] = 0,000758 m^2

De la même manière que précédemment, on tire : $V_{eff,1,Rd}$ = 144,662 kN

Ainsi, la résistance au cisaillement de bloc sera de : $V_{eff,1,Rd}$ = 144,662 kN

- Résistances de sections nettes et brutes des cornières

Résistance de la section brute des cornières : $V_{Rd} = \frac{2\, h_p\, t_p\, f_{yc}}{1{,}27\, \sqrt{3}\gamma_{M0}}$ = 224,348 kN ;

Résistance de la section nette des cornières : $V_{Rd} = \frac{2\, A_{v,net}\, f_{uc}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$ et $A_{v,net} = t_p(h_p - nd_0)$

$A_{v,net} = t_p(h_p - nd_0)$ = 819 mm^2 ; V_{Rd} = 272,36 kN ;

- Résistance de sections transversales nettes et brutes de la poutre UPN 180

Résistance plastique au cisaillement de la section brute de la poutre UPN 180 est : $V_{pl,\,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ = 204,87 kN (voir annexe A - Tableau A.54)

Résistance de la section transversale nette la poutre UPN 180 est :

$V_{Rd} = \frac{A_{v,net}\, f_u}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$ = 207,181 kN avec $A_{v,net} = A_v - nt_w d_0$ = 1510-(2 x 8 x 16,5) = 1246 mm^2

En assemblant les résistances au cisaillement de deux rangées de rivets calculées ci-dessus (cf. §D.1.4.3.1.1) : $V_{Rd\,1} + V_{Rd\,2}$ = 62,40 kN + 62,40 kN = 124,8 kN ; il est constaté que cette valeur est inférieure aux autres valeurs de résistance calculées ci-dessus. La résistance au cisaillement

de la liaison poutre-cornières vaut donc : V_{Rd} = 124,8 kN qui correspond à la ruine par cisaillement des rivets.

D.1.4.3.1.2 Résistance de l'assemblage au moment de flexion (M)

- ✓ Pour une rangée de rivets

- Cisaillement du rivet (2 plans de cisaillement par rivet) : Idem $F_{v,Rd}$ sous (V)

2 x $F_{v,Rd}$ = 2 x 38,997 = 77,99 kN.

- Pression diamétrale dans les 2 cornières : même formule que sous (V)

$$2 \times F_{b,Rd} = 2 \times \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_p}{\gamma_{M2}}$$

avec : t_p = 7,0 mm ; $e_1 = e_2$ cornière (voir Figure D.7) = 19 mm ; α_b = min (e_2/d_0 ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min (19/16,5 ; 3x380/360 ; 3) = 1,15 ➔ 2 $F_{b,Rd}$ = 2 x 34,822 = 69,64 kN.

- Pression diamétrale dans l'âme de la poutre UPN 180 :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_m \alpha_b f_{uc} d t_w}{\gamma_{M2}}$$

avec : t_w = 8,0 mm ; $e_1 = e_2$ poutre UPN 180 (voir Figure D.7) = 26 mm ; α_b = min (e_2/d_0 ; $3f_{ur}/f_u$; 3) = min (26/16,5 ; 3x380/360 ; 3) = 1,576 ➔ $F_{b,Rd}$ = 54,458 kN

Alors chaque rangée reprend : min (77,99 kN ; 69,64 kN ; 54,458 kN) = 54,458 kN

Ainsi la résistance au cisaillement de la liaison poutre - cornières correspond donc à la résistance pour la ruine par pression diamétrale au niveau de l'âme de la poutre qui est de V_{Rd} = $F_{1T,Rd}$ = $F_{2T,Rd}$ = 54,458 kN pour chaque rangée sous moment M.

Toutefois, ces deux efforts combinés ($F_{1T,Rd}$ + $F_{2T,Rd}$ = 108,916 kN) doivent être comparés à :

- La résistance de la section brute des cornières :

En considérant qu'une portion de l'aile de la cornière perpendiculaire à l'effort de cisaillement, par rangée de rivet $F_{i,T,Rd}$, engendré par le moment de flexion M participe à la résistance au cisaillement de la section brute de la cornière (cf. Figure D.13) la section cisaillée à considérer est déterminée par la formule approchée suivante :

$$A_{VM} = (l_z + r)\, t_p + \left[\frac{r^2(4-\pi)}{4}\right] = [(45+7) \times 7] + \left[\frac{7^2(4-\pi)}{4}\right] = 374{,}515 \text{ mm}^2$$

➔ $V_{Rd} = \frac{2 A_{VM} f_{yc}}{1{,}27 \sqrt{3} \gamma_{M0}}$ = 80,021 kN (pour une rangée de rivets)

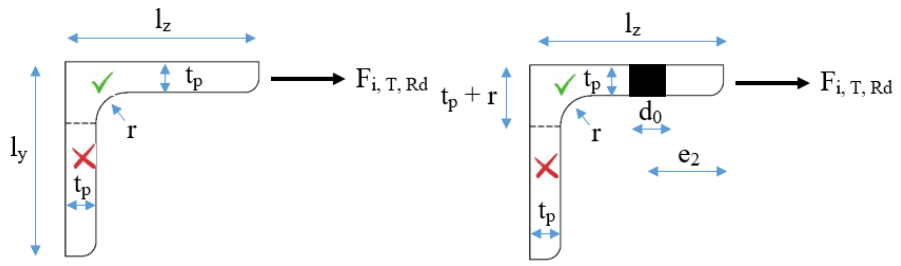


Figure D.13 : Schémas de la section brute (à gauche) et de la section nette (à droite) à considérer pour déterminer les résistances de sections brutes et nettes des cornières de liaison sous effort de cisaillement $F_{i,T,Rd}$ engendré par le moment de flexion

- La résistance de la section nette des cornières :

Partant de la section brute (A_{VM}) déterminée ci-dessus, la section nette de la cornière, conformément à la Figure D.13, sera déterminée comme suit :

$$A_{VM,net} = A_{VM} - t_p d_0 = 374{,}515 - (7 \times 16{,}5) = 259{,}015 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{2\, A_{VM,net}\, f_{uc}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}} = 86{,}136 \text{ kN (pour une rangée de rivets)}$$

- Les résistances de sections transversales brutes et nettes de la poutre UPN 180 en traction :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A\, f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2800 \text{ mm}^2 \times 235 \text{ N/mm}^2}{1{,}0} = 658 \text{ kN (section brute)}$$

$$\text{Et } N_{u,Rd} = \frac{0{,}9\, Anet\, f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \times 2668 \text{ mm}^2 \times 360 \text{ N/mm}^2}{1{,}25} = 691{,}55 \text{ kN (section nette)}$$

Avec : $A_{net} = A - t_p d_0 = 2800 - (8 \times 16{,}5) = 2668 \text{ mm}^2$

- La résistance à l'arrachement de bloc de l'âme de la poutre UPN 180 et des cornières sous traction transversale (cf. Figure D.14) :

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{A_{nt} f_u + \min\left(\frac{A_{gv} f_y}{\sqrt{3}}; \frac{A_{nv} f_u}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M2}}$$

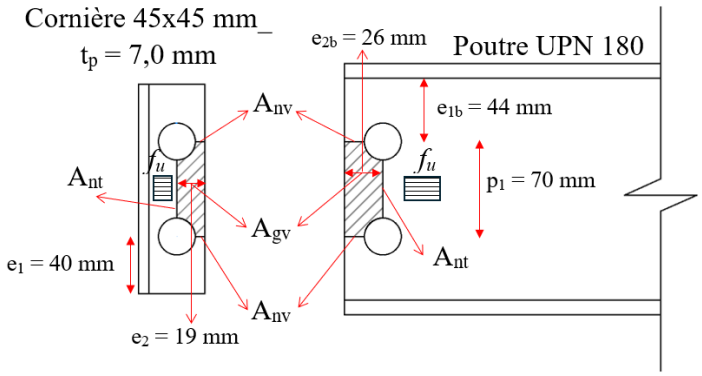


Figure D.14 : Arrachement de bloc sous (M)

- Au niveau des cornières :

$A_{nt} = t_p \times (p_1 - d_0) = 0{,}007 \text{ m} \times (0{,}070 \text{ m} - 0{,}0165\text{m}) = 0{,}0003745 \text{ m}^2$

$A_{gv} = t_p \times e_2 = 0{,}007 \text{ m} \times 0{,}019 \text{ m} = 0{,}000133 \text{ m}^2$

$A_{nv} = t_p (e_2 - d_0/2) = 0{,}007\text{m} \times (0{,}019 \text{ m} - (0{,}0165\text{m}/2)) = 0{,}00007525 \text{ m}^2$

Connaissant f_y et f_u des cornières, on tire : $V_{eff,1,Rd} = 120{,}368 \text{ kN} \times 2 = 240{,}736 \text{ kN}$

- Au niveau de la poutre UPN 180 (h = 180 mm) :

$A_{nt} = t_w \times (p_1 - d_0) = 0{,}008 \text{ m} \times (0{,}070 \text{ m} - 0{,}0165\text{m}) = 0{,}000428 \text{ m}^2$

$A_{gv} = t_w \times e_{2b} = 0{,}008 \text{ m} \times 0{,}026 \text{ m} = 0{,}000208 \text{ m}^2$

$A_{nv} = t_w (e_{2b} - d_0/2) = 0{,}008 \text{ m} \times (0{,}026 \text{ m} - (0{,}0165\text{m}/2)) = 0{,}000142 \text{ m}^2$

De la même manière que précédemment, on tire : $V_{eff,1,Rd} = 145{,}841 \text{ kN}$

Ainsi, la résistance au cisaillement de bloc sera de : $V_{eff,1,Rd} = 145{,}841 \text{ kN}$

La combinaison $F_{1T,Rd} + F_{2T,Rd} = 108{,}916 \text{ kN}$ étant inférieure à $V_{eff,1,Rd} = 145{,}841 \text{ kN}$, les valeurs de résistance pour les deux rangées de boulons sont : $F_{1T,Rd} = F_{2T,Rd} = 54{,}458 \text{ kN}$

D.1.4.3.1.3 Détermination du moment résistant de la liaison « poutre - cornières »

En considérant que l'effort de compression, au niveau de la semelle inférieure (Figure D.9), passe par la mi-hauteur de cette semelle, le moment résistant de l'assemblage poutre - cornières est trouvé, après développement, par la formule suivante :

$M_{j,Rd} = (F_{1T,Rd} \cdot z_1) + (F_{2T,Rd} \cdot z_2) = (54{,}458 \times 0{,}1195) + (54{,}458 \times 0{,}0495) = 9{,}203 \text{ kNm}$

Avec : $z_1 = (h + p_1 - t_f)/2 = 0{,}1195 \text{ m}$ et $z_2 = (h - p_1 - t_f)/2 = 0{,}0495 \text{ m}$

Note : Il est possible d'appliquer une distribution plastique car la résistance est associée à un mode de ruine ductile (pression diamétrale dans l'âme de la poutre).

D.1.4.3.1.4 Interaction M-V dans l'assemblage « cornières - poutre »

Les rivets sont soumis, en présence conjointe de moment et de cisaillement dans l'assemblage, à des efforts de cisaillement dans deux directions perpendiculaires, $F_{b,x,Ed}$ et $F_{b,y,Ed}$. Ils doivent alors satisfaire la condition suivante :

$$\left(\frac{F_{b,x,Ed}}{F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{b,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{ou} \quad \sqrt{\left(F_{b,x,Ed}\right)^2 + \left(F_{b,y,Ed}\right)^2} \leq F_{b,Rd}$$

Cette vérification ne pourra être faite qu'une fois que le moment M_{Ed} et l'effort tranchant V_{Ed} dans les assemblages auront été déterminés avec prise en compte, dans l'analyse structurale, des propriétés mécaniques réelles des assemblages. Une vérification similaire à la pression diamétrale devrait être également réalisée conformément au §5.9.1(10) de la FprEN 1993-1-8:2023 (E). Enfin, il conviendra de se positionner quant aux risques de « ruine de bloc » dans les cornières et dans la poutre.

D.1.4.3.2 Détermination de la rigidité initiale au niveau de l'assemblage poutre - cornières

Les coefficients de rigidité des différentes composantes de l'assemblage poutre - cornières sont donnés ci-dessous

1. Rivet en cisaillement : déterminé en considérant le rivet comme boulon non précontraint de 15 mm de diamètre. Pour une seule rangée ($n_b = 1$) avec un seul boulon et deux plans de cisaillement, on a pour valeur du coefficient de rigidité (voir Tableau 6.11 de l'EN1993-1-8) :

   $$k_{11} = \frac{16\, n_b d^2 f_{ur}}{Ed_{M16}} = \frac{16 \times 1 \times 0{,}015^2 \times 380.\ 10^3}{2{,}1.\ 10^8 \times 0{,}016} = 0{,}0004071 \text{ m}$$

2. Rivet en pression diamétrale sur l'âme de la poutre et sur l'aile de la cornière : les coefficients de rigidité du rivet en pression diamétrale, sur l'âme de la poutre et sur l'aile de la cornière, sont trouvés conformément à la formule donnée au Tableau 6.11 de l'EN1993-1-8 en considérant qu'il s'agit d'un boulon de 15 mm de diamètre.

   $$k_{12} = \frac{12\, n_b\, k_b\, k_t\, d\, f_u}{E}$$

   Avec : $k_b = \min(k_{b1}, k_{b2})$; $k_{b1} = \min(0{,}25e_b/d+0{,}5\ ;\ 1{,}25)$; $k_{b2} = \min(0{,}25p_b/d+0{,}375\ ;\ 1{,}25)$ et $k_t = 1{,}5\ t_j / d_{M16}$; $e_b = e_2 = 19$ mm pour les deux cornières et 26 mm pour la poutre UPN 180 (voir Figure D.14) ; $p_b = \infty$ (dans la direction de l'effort) ; $t_j = 7{,}0$ mm (pour la cornière) et 8,0 mm (pour l'âme de la poutre). Ainsi, on tire comme valeurs des coefficients de rigidité :

   Pour l'âme de la poutre ($n_b = 1$) :

   $$k_{12} = \frac{12\, n_b\, k_b\, k_t\, d\, f_u}{E} = \frac{12 \times 1 \times 0{,}933 \times 0{,}75 \times 0{,}015 \times 360.\ 10^3}{2{,}1.\ 10^8} = 0{,}000216 \text{ m}$$

   Pour l'aile des deux cornières (deux plans de cisaillement - $n_b = 2$) :

   $$k_{12} = \frac{12\, n_b\, k_b\, k_t\, d\, f_u}{E} = \frac{12 \times 2 \times 0{,}8167 \times 0{,}656 \times 0{,}015 \times 360.\ 10^3}{2{,}1.\ 10^8} = 0{,}00033075 \text{ m}$$

Le calcul du coefficient de rigidité de cet assemblage est traité comme pour le cas de l'assemblage par platine d'about comportant plus d'une rangée de boulons tendus (cf. §6.3.3 de l'EN1993-1-8). Les coefficients de rigidité efficaces $k_{eff,\,r}$ pour les rangées de boulons r ainsi que leur distance par rapport au centre de compression se déterminent comme suit :

$$k_{eff,\,1} = \frac{1}{\frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}} + \frac{1}{k_{12}}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}0004071} + \frac{1}{0{,}000216} + \frac{1}{0{,}00033076}} = 0{,}0000989198 \text{ et } z_1 = 0{,}1195 \text{ m}$$

$$k_{eff,\,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{11}} + \frac{1}{k_{12}} + \frac{1}{k_{12}}} = \frac{1}{\frac{1}{0{,}0004071} + \frac{1}{0{,}000216} + \frac{1}{0{,}00033076}} = 0{,}0000989198 \text{ et } z_2 = 0{,}0495 \text{ m}$$

Ainsi, le bras de levier et le coefficient de rigidité équivalents sont :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,\,r}\, h_r^2}{\sum_r k_{eff,\,r}\, h_r} = \frac{(0{,}0000989048 \times 0{,}1195^2) + (0{,}0000989048 \times 0{,}0495^2)}{(0{,}0000989048 \times 0{,}1195) + (0{,}0000989048 \times 0{,}0495)} = 0{,}099 \text{ m}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,\,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{(0{,}0000989048 \times 0{,}1195) + (0{,}0000989048 \times 0{,}0495)}{0{,}099} = 0{,}000168868 \text{ m}$$

La rigidité (S_j) de l'assemblage au niveau de l'âme de la poutre UPN 180 sera :

$$S_{j,1} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez_{eq}^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{2{,}1.10^8 \text{ x } 0{,}140^2}{\frac{1}{0{,}000168868}} = 347{,}545 \text{ kNm/rad}$$

D.1.4.3.3 Détermination des résistances au niveau de la liaison cornières - poteau

D.1.4.3.3.1 Détermination du moment résistant de l'assemblage cornières - poteau

Composante aile de la cornière fléchie

L'aile de la cornière fléchie sera traitée de la même manière que la cornière de semelle fléchie (cf. §6.2.6.6 de l'EN1993-1-8). Toutefois, la détermination des longueurs efficaces de semelle de tronçon en T équivalent l_{eff} se fera conformément au §6.2.4.2 de l'EN1993-1-8 au moyen des valeurs données pour chaque rangée de boulons dans le Tableau 6.4 (longueurs efficaces pour une semelle de poteau non raidie).

L'épaisseur de la cornière de liaison vaut : $t_p = 0{,}007$ m (cette valeur est aussi adoptée comme congé de raccordement « r_p » des ailes de la cornière). Vu que $g_h = 0$ (< 0,4 t_p), on tire « *m* » de l'expression suivante (cf. Figure 6.13 de l'EN 1993-1-8:2005) :

$e_{min} = 0{,}019$ m (Figure D.7)

$\Rightarrow m = l_y - e_{min} - t_p - 0{,}8.r_p = 0{,}045 - 0{,}019 - 0{,}007 - (0{,}8 \text{ x } 0{,}007) = 0{,}0134$ m

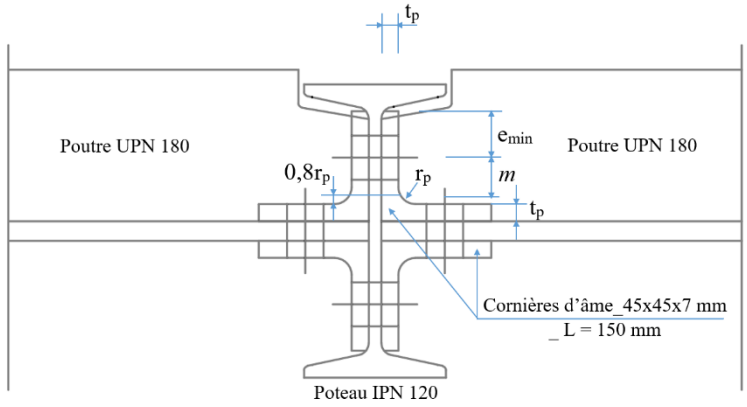


Figure D.15 : Dimensions e_{min} et *m* pour une cornière d'âme boulonnée

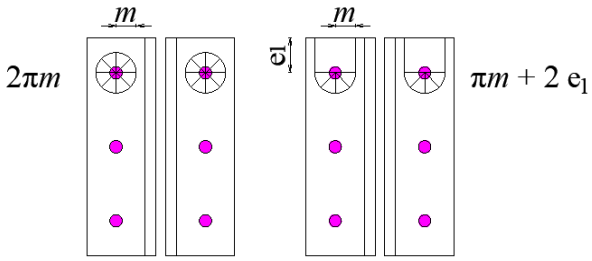
Note : ce travail utilise le mètre (m) et le kilonewton (kN) comme unités principales, il convient donc aux lecteurs de faire la distinction entre « *m* » qui est une grandeur permettant de déterminer la longueur efficace et « m » qui est l'unité de mesure.

Les lignes de plastification

- ✓ Boulon 1 (rangée de boulons d'extrémité) : longueurs efficaces individuelles

Mécanisme circulaire : $l_{eff,\,cp} = \min(2\pi m, \pi m + 2e_1)$ avec $e_1 = 0{,}025$ m (Figure D.7).

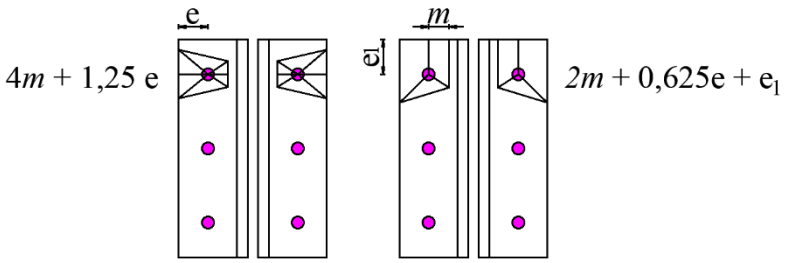
$\Rightarrow l_{eff,\,cp} = \min(0{,}084 \text{ m} ; 0{,}092 \text{ m}) = 0{,}084$ m



Mécanisme non circulaire : $l_{eff,\,nc} = \min(4m + 1{,}25e\ ;\ 2m + 0{,}625e + e_1)$

On prendra : $e = e_{min} = 0{,}019$ m

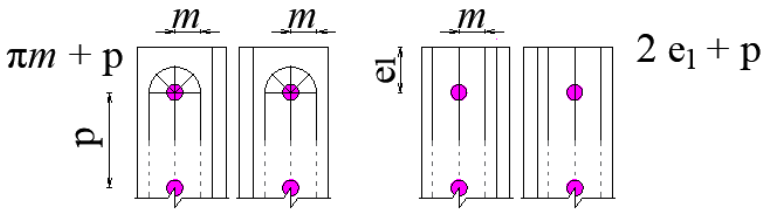
$\Rightarrow l_{eff,\,nc} = \min(0{,}077\text{ m}\ ;\ 0{,}064\text{ m}) = 0{,}064$ m



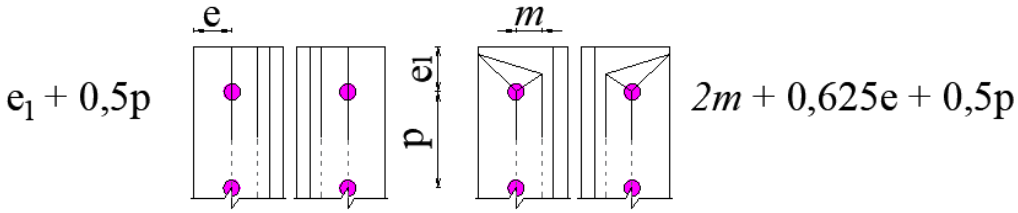
Ainsi pour les modes 1 et 2, $l_{eff,\,1} = l_{eff,\,2} = l_{eff,\,nc} = 0{,}064$ m

- ✓ Boulon 1 (rangée de boulons d'extrémité) : longueurs efficaces comme première rangée de boulons d'un groupe

Mécanisme circulaire : $l_{eff,\,cp} = \min(\pi m + p,\ 2e_1 + p) = \min(0{,}092\text{ m}\ ;\ 0{,}1\text{ m}) = 0{,}092$ m



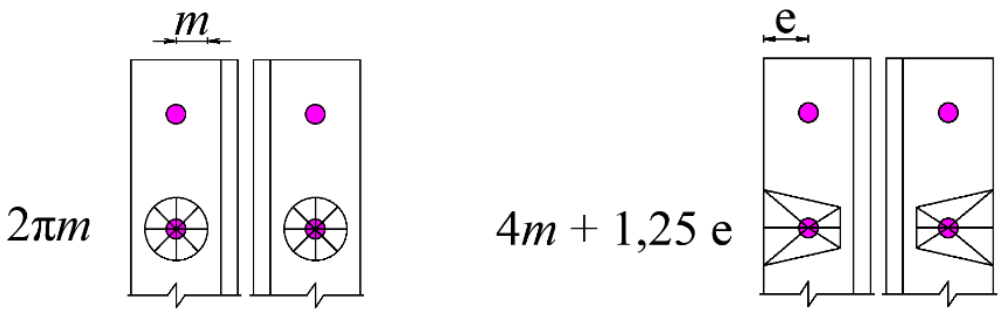
Mécanisme non circulaire : $l_{eff,\,nc} = \min(2m + 0{,}625e + 0{,}5p\ ;\ e_1 + 0{,}5p) = \min(0{,}064\text{ m}\ ;\ 0{,}050\text{ m}) = 0{,}050$ m



- ✓ Boulon 2 (rangée de boulons intérieure) : longueurs efficaces individuelles

Mécanisme circulaire : $l_{eff,\,cp} = 2\pi m = 0{,}084$ m.

Mécanisme non circulaire : $l_{eff,\,nc} = 4m + 1{,}25e = 0{,}077$ m

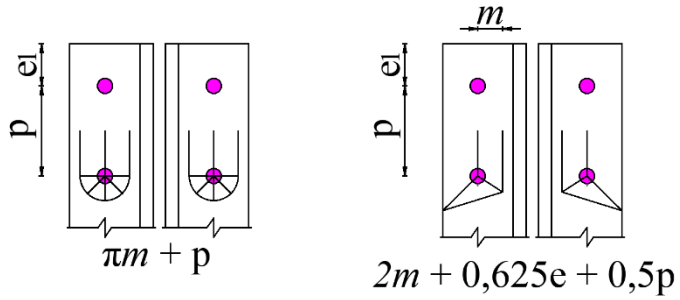


Ainsi pour les modes 1 et 2, $l_{eff,\,1} = l_{eff,\,2} = l_{eff,\,nc} = 0{,}077$ m

- ✓ Boulon 2 (rangée de boulons intérieure) : longueurs efficaces comme deuxième rangée du groupe 1-2 ou 3-2

Mécanisme circulaire : $l_{eff,\,cp} = \pi m + p = 0{,}092$ m

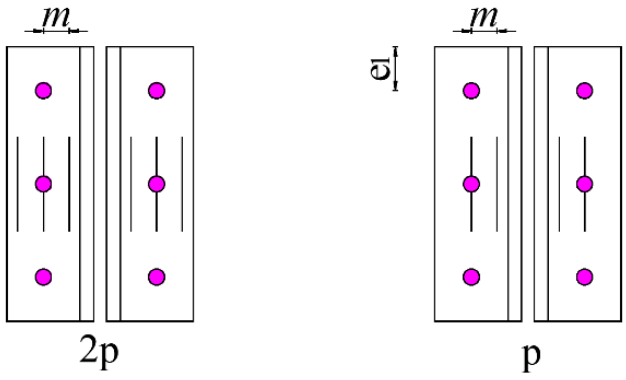
Mécanisme non circulaire : $l_{eff,\,nc} = 2m + 0{,}625e + 0{,}5p = 0{,}064$ m



- ✓ Boulon 2 (rangée de boulons intérieure) : longueurs efficaces comme deuxième rangée du groupe 1-2-3

Mécanisme circulaire : $l_{eff,\,cp} = 2p = 0{,}100$ m

Mécanisme non circulaire : $l_{eff,\,nc} = p = 0{,}050$ m



- ✓ Boulon 3 : Idem Boulon 1

Les longueurs efficaces pour le groupe sont :

- ✓ Groupe 1-2 ou 3-2 :

$\sum l_{eff,\,cp} = 0{,}092 + 0{,}092 = 0{,}184$ m et $\sum l_{eff,\,nc} = 0{,}050 + 0{,}064 = 0{,}114$ m

⇒ pour les modes 1 et 2 : $\sum l_{eff,\,1} = \sum l_{eff,\,2} = \sum l_{eff,\,nc} = 0{,}114$ m

✓ Groupe 1-2-3 :

$\sum l_{eff,\,cp} = (2 \times 0{,}092) + 0{,}100 = 0{,}284$ m et $\sum l_{eff,\,nc} = (2 \times 0{,}050) + 0{,}050 = 0{,}15$ m

⇒ pour les modes 1 et 2 : $\sum l_{eff,\,1} = \sum l_{eff,\,2} = \sum l_{eff,\,nc} = 0{,}15$ m

Les résistances de calcul de semelle de tronçon en T (sur base des valeurs de longueurs efficaces trouvées) sont données ci-dessous. La longueur du boulon L_b prise en conformité avec le Tableau 6.2 de la FprEN 1993-1-8:2023 sera de :

$L_b = t_{wc} + 2t_p + (s/2) + (k/2) + r = 0{,}0051 + (2 \times 0{,}007) + (0{,}013/2) + (0{,}01/2) + 0{,}003 = 0{,}0336$ m

Avec : k : la hauteur de la tête du boulon ; s : la hauteur de l'écrou ; et r : l'épaisseur de la rondelle.

$$L_b^* = \frac{8{,}8\ m^3\ A_s}{\sum l_{eff,\,1}\ t_p^3} = \frac{8{,}8 \times 0{,}0134^3 \times 157 \,.\, 10^{-6}}{0{,}114 \times 0{,}007^3} = \frac{3{,}32 \,.\, 10^{-9}}{3{,}91 \,.\, 10^{-8}} = 0{,}0853 \text{ m (groupe 1-2 ou 2-3)}$$

$$L_b^* = \frac{8{,}8\ m^3\ A_s}{\sum l_{eff,\,1}\ t_p^3} = \frac{8{,}8 \times 0{,}0134^3 \times 157 \,.\, 10^{-6}}{0{,}15 \times 0{,}007^3} = \frac{3{,}32 \,.\, 10^{-9}}{5{,}145 \,.\, 10^{-8}} = 0{,}0646 \text{ m (groupe 1-2-3)}$$

L_b et $L_b/2$ étant inférieurs à L_b^*, les effets de leviers vont donc apparaitre.

✓ Résistances individuelles des boulons 1, 2 et 3

<u>Mode 1 (Plastification totale de la semelle) :</u>

$$\text{Boulon 1 ou 3 : } M_{pl,\,1,\,Rd} = \frac{0{,}25\ \sum l_{eff,\,1}\ t_p^2\ f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}064 \times 0{,}007^2 \times 235000}{1{,}0} = 0{,}183 \text{ kNm}$$

$$F_{T,\,1,\,Rd} = \frac{4M_{pl,\,1,\,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0{,}183}{0{,}0134} = 54{,}718 \text{ kN}$$

$$\text{Boulon 2 : } M_{pl,\,1,\,Rd} = \frac{0{,}25\ \sum l_{eff,\,1}\ t_p^2\ f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}077 \times 0{,}007^2 \times 235000}{1{,}0} = 0{,}223 \text{ kNm}$$

$$F_{T,\,1,\,Rd} = \frac{4M_{pl,\,1,\,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0{,}223}{0{,}0134} = 66{,}469 \text{ kN}$$

<u>Mode 2 (Ruine de boulons avec plastification de la semelle) :</u>

Boulon 1 ou 3 : vu que $l_{eff,\,1} = l_{eff,\,2} \Rightarrow M_{pl,\,2,\,Rd} = M_{pl,\,1,\,Rd} = 0{,}183$ kNm

$$F_{t,\,Rd} = \frac{0{,}9\ f_{ub}\ A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0{,}9 \times 400 \,.\, 10^3 \times 157 \,.\, 10^{-6}}{1{,}25} = 45{,}216 \text{ kN et } n = \min(e_{min},\ 1{,}25m) = 0{,}01675 \text{ m}$$

$$F_{T,\,2,\,Rd} = \frac{2M_{pl,\,2,\,Rd} + n\sum F_{t,\,Rd}}{m + n} = \frac{(2 \times 0{,}183) + (0{,}01675 \times 2 \times 45{,}216)}{(0{,}0134 + 0{,}01675)} = 62{,}399 \text{ kN}$$

Boulon 2 : $l_{eff,\,1} = l_{eff,\,2} = 0{,}077$ m $\Rightarrow M_{pl,\,2,\,Rd} = M_{pl,\,1,\,Rd} = 0{,}223$ kNm

$$F_{T,\,2,\,Rd} = \frac{2M_{pl,\,2,\,Rd} + n\sum F_{t,\,Rd}}{m + n} = \frac{(2 \times 0{,}223) + (0{,}01675 \times 2 \times 45{,}216)}{(0{,}0134 + 0{,}01675)} = 65{,}011 \text{ kN}$$

Mode 3 (Ruine de boulons) :

Boulons 1, 2 ou 3 : $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 45{,}216 = 90{,}43$ kN

- ✓ Résistances du groupe de boulons 1-2 ou 3-2

Mode 1 (Plastification totale de la semelle) :

La résistance du groupe, tenant compte des contributions des boulons 1(ou 3) et 2, est calculé comme suit :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} t_p^2 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}114 \times 0{,}007^2 \times 235000}{1{,}0} = 0{,}327 \text{ kNm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0{,}327}{0{,}0134} = 97{,}684 \text{ kN}$$

Mode 2 (Ruine de boulons avec plastification de la semelle) :

La résistance du groupe, tenant compte des contributions des boulons 1(ou 3) et 2, est calculé comme suit :

$l_{eff,1} = l_{eff,2} \Rightarrow M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0{,}327$ kNm

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{(2 \times 0{,}327) + (0{,}01675 \times 4 \times 45{,}216)}{(0{,}0134 + 0{,}01675)} = 122{,}188 \text{ kN}$$

Mode 3 (Ruine de boulons) : Boulons 1-2 ou 2-3 $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 45{,}216 = 180{,}86$ kN

- ✓ Résistances du groupe de boulons 1-2-3

Mode 1 (Plastification totale de la semelle) :

Connaissant $l_{eff,1} = (2 \times 0{,}05) + 0{,}050 = 0{,}15$, la résistance totale du groupe est calculé comme suit :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{0{,}25 \sum l_{eff,1} t_p^2 f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0{,}25 \times 0{,}150 \times 0{,}007^2 \times 235000}{1{,}0} = 0{,}432 \text{ kNm}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 0{,}432}{0{,}0134} = 128{,}899 \text{ kN}$$

Mode 2 (Ruine de boulons avec plastification de la semelle) :

Vu que $l_{eff,1} = l_{eff,2} \Rightarrow M_{pl,2,Rd} = M_{pl,1,Rd} = 0{,}432$ kNm

La résistance totale du groupe sera de :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{(2 \times 0{,}432) + (0{,}01675 \times 6 \times 45{,}216)}{(0{,}0134 + 0{,}01675)} = 179{,}377 \text{ kN}$$

Mode 3 (Ruine de boulons) : Boulons 1-2 et 3, $F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 6 \times 45{,}216 = 271{,}30$ kN

Toutes les valeurs de résistance sont reprises au Tableau D.1

Tableau D.1 : Résumé de valeurs des résistances de boulons

Type de rangées	Modes	$F_{1, Rd}$ (kN)	$F_{2, Rd}$ (kN)	$F_{3, Rd}$ (kN)	$\sum F_{1+2, Rd}$ (kN)	$\sum F_{3+2, Rd}$ (kN)	$\sum F_{1+2+3, Rd}$ (kN)
Rangée de boulons isolée	Mode 1	54,718	66,469	54,718	-	-	-
	Mode 2	62,399	65,011	62,399	-	-	-
	Mode 3	90,43	90,43	90,43	-	-	-
Rangée de boulons dans le groupe de boulons 1-2 ou 3-2	Mode 1	-	-	-	97,684	97,684	-
	Mode 2	-	-	-	122,188	122,188	-
	Mode 3	-	-	-	180,86	180,86	-
Rangée de boulons dans le groupe de boulons 1-2-3	Mode 1	-	-	-	-	-	128,899
	Mode 2	-	-	-	-	-	179,377
	Mode 3	-	-	-	-	-	271,30

✓ Assemblage de composantes

Les résistances des 3 rangées de boulons, considérées individuellement, sont reprises au Tableau D.1 ci-dessus (cf. les 3 lignes de la rangée de boulons isolée) pour les 3 modes de ruine définis ci-haut.

Pour la première rangée, l'effort transmis sous moment de flexion sera donc égal à $F_{1, Rdmin}$ = 54,718 kN. Comme cela correspond à un mode de ruine ductile (mode 1), une redistribution plastique des efforts vers la rangée 2 est donc permise.

La résistance individuelle de la rangée 2 est atteinte par mode 2 pour une valeur de 65,011 kN. L'effort maximum transmis par les deux premières rangées individuelles (54,718 kN + 66,469 kN = 121,187 kN) excède toutefois la résistance du groupe (1+2), c.-à-d 97,684 kN (mode de ruine 1). Par conséquent, l'effort transmis par la rangée 2 sera de :

$F_{2, Rdmin,red} = \sum F_{1+2, Rdmin} - F_{1, Rdmin}$ = 97,684 kN - 54,718 kN = 42,966 kN

La résistance $\sum F_{1+2, Rdmin}$ correspond au mode de ruine 1 avec $\sum F_{1+2, Rdmin} < 1,9 \times 2F_{t,Rd}$ = 171,821 kN, une redistribution plastique des efforts vers la rangée 3 est donc autorisée.

Les efforts transmissibles par les 2 premières rangées valent donc respectivement : $F_{1, Rdmin}$ = 54,718 kN et $F_{2, Rdmin,red}$ = 42,966 kN.

La résistance individuelle de la rangée 3 est de 54,718 kN (Mode 1). Il faut tout d'abord s'assurer que la résistance potentielle des rangées 2 et 3 (42,966 kN + 54,718 kN = 97,684 kN)

ne surpasse pas la résistance du groupe 2-3, soit $\sum F_{3+2,Rdmin} = 97,684$ kN. Ce qui est le cas. Mais il faut aussi que la résistance potentielle des trois rangées (54,718 kN + 42,966 kN + 54,718 kN = 152,402 kN) n'excède pas $\sum F_{1+2+3,Rdmin} = 128,899$ kN. Comme cette condition n'est pas satisfaite, on déduit la valeur de résistance de la rangée 3 comme suit :

$F_{3,Rdmin,red} = \sum F_{1+2+3,Rdmin} - F_{1,Rdmin} - F_{2,Rdmin,red} = 128,899$ kN - 54,718 kN - 42,966 kN = 31,215 kN

A cette étape, on obtient donc la distribution suivante des efforts dans les rangées : $F_{1,\ Rdmin} = 54,718$ kN ; $F_{2,\ Rdmin,red} = 42,966$ kN et $F_{3,\ Rdmin,red} = 31,215$ kN. La somme de ces résistances vaut : 128,899 kN (Mode de ruine 1 : Plastification totale de la semelle) .

Comme on peut le voir sur la Figure D.10 ci-dessus, l'effort de compression au niveau de l'assemblage passe par la semelle inférieure de la poutre UPN 180. Cet effort, conformément l'annexe A.10 de la prénorme FprEN 1993-1-8:2023, est déterminé par la formule suivante :

$F_{c,fw,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_f}$ où $M_{c,Rd}$ est le moment résistant de la section transversale de la poutre.

Comme il est réalisé des entailles sur les semelles de poutres UPN 180 (cf. Figure D.16), le moment $M_{c,Rd}$ est déterminé en estimant visuellement que seul le 2/3 de la largeur "b" des semelles, au détriment de la largeur totale, est prise en compte dans la détermination du module de flexion plastique de la poutre UPN 180 au droit de l'assemblage.



Figure D.16 : Photo présentant la liaison côté intérieure de la poutre UPN 180 et du poteau IPN 120 (avec entailles faites sur les semelles des poutres UPN 180)

Ceci conduit à avoir pour module de flexion plastique : $W_{pl,y} = 135,28$ ➔ $M_{c,Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{M0}} = \frac{W_y f_y}{\gamma_{M0}}$

conformément aux §8.2.2.6 et 8.2.5 de la prénorme FprEN1993-1-1:2022

Ainsi, $F_{c,fw,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_f} = \frac{31,792\ \text{kNm}}{0,18\text{m} - 0,011\text{m}} = 188,12$ kN

Comme ce dernier est bien supérieur à la somme des résistances des 3 rangées, soit 128,899 kN, aucune réduction des efforts repris par les rangées ne doit être considérée.

Ainsi, le moment résistant au niveau de l'assemblage cornières - poteau IPN 120 peut être évalué comme suit (cf. Figure D.9) :

$M_{j,\,Rd} = (F_{1,\,Rdmin}\ x\ h_1) + (F_{2,\,Rdmin}\ x\ h_2) + (F_{3,\,Rdmin}\ x\ h_3) = [F_{1,\,Rdmin}\ x\ (2e_1 + 4p_1 + h - h_p - t_f)/2] + [F_{2,\,Rdmin}\ x\ (2e_1 + 2p_1 + h - h_p - t_f)/2] + [F_{3,\,Rdmin}\ x\ (2e_1 + h - h_p - t_f)/2] = (54,718\ x\ 0,1345) + (42,966\ x\ 0,0845) + (31,215\ x\ 0,0345) = 12,067$ kNm.

Cette valeur étant supérieure au moment résistant de la liaison poutre UPN 180 - cornières ($M_{j,\,Rd} = 9,203$ kNm), le moment résistant de l'assemblage étudié vaudra donc : $M_{j,\,Rd} = 9,203$ kNm.

D.1.4.3.3.2 Résistance de l'assemblage à l'effort de cisaillement (V)

- ✓ Résistance des boulons au cisaillement

En ce qui concerne la résistance des boulons au cisaillement, les formules du Tableau 5.9 de la FprEN 1993-1-8:2023, en considérant que le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon, sont exploitées conformément au §B.3.4 de la même norme :

$$F_{v,\,Rd} = \frac{\alpha_v\, f_{ub}\, A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec : $\alpha_v = 0,6$ les boulons de classe 4.6 ; $\gamma_{M2} = 1,25$; $f_{ub} = 400$ Mpa ; $A_s = 157$ mm^2 (le boulon M16). ➔ $F_{v,\,Rd} = 30,144$ kN

➔ $V_{Rd\,1} = 0,8\ n\ F_{v,Rd} = 0,8\ x\ 2\ x\ 30,144$ kN $= 48,2304$ kN (par rangée de boulons)

- ✓ Résistances de la cornière (aile poteau) en pression diamétrale

Comme pour le point précédent, la résistance de la cornière en pression diamétrale est déterminée conformément au Tableau 5.9 de la FprEN 1993-1-8:2023 :

la résistance de l'aile de la cornière en pression diamètre vaut : $F_{b,Rd} = \frac{k_m\, \alpha_b\, f_u\, d\, t_p}{\gamma_{M2}}$

- 1ère rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0,5)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((50/18)-0,5\ ;\ 3x400/360\ ;\ 3) = 2,278$

➔ $F_{b,Rd} = 73,472$ kN et $V_{Rd\,2} = 2\ x\ F_{b,Rd} = 146,944$ kN

- 2ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0,5)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((50/18)-0,5\ ;\ 3x400/360\ ;\ 3) = 2,278$

➔ $F_{b,Rd} = 73,472$ kN et $V_{Rd\,2} = 2\ x\ F_{b,Rd} = 146,944$ kN

- 3ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((e_1/d_0)\ ;\ 3f_{ub}/f_u\ ;\ 3) = \min((25/18)\ ;\ 3x400/360\ ;\ 3) = 1,389$

➔ $F_{b,Rd} = 44,8$ kN et $V_{Rd\,2} = 2\ x\ F_{b,Rd} = 89,6$ kN

✓ Résistances de l'âme du poteau en pression diamétrale

Pour calculer la résistance de l'âme du poteau (du bâtiment étudié) en pression diamétrale, la pince longitudinale inférieure e_1 est prise égale à la distance entre l'axe des boulons de la troisième rangée (en comptant de haut en bas) et la face supérieure de la plaque d'assise du poteau (sur le socle de fondation) qui est de (20 - 5,0) cm = 15,0 cm (au niveau du rez-de-chaussée). Au niveau du plancher de l'étage, $e_1 = \infty$. La même formule que pour le cas précédent est utilisée : $F_{b,\ Rd} = \frac{k_m\ \alpha_b\ f_u\ d\ t_w}{\gamma_{M2}}$

Note : L'âme du poteau est soumise à pression diamétrale sous l'effet des efforts de cisaillement résultants des sollicitations reprises par les 2 assemblages, gauche et droit, connectés au même poteau.

- 1ère rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0{,}5) ; 3f_{ub}/f_u ; 3) = \min((50/18)-0{,}5 ; 3x400/360 ; 3) = 2{,}278$; t_w : épaisseur de l'âme du poteau = 5,1 mm.

➔ $F_{b,Rd} = 53{,}53$ kN et $V_{Rd\,3} = 2 \times ½ \times F_{b,Rd} = 53{,}53$ kN

- 2ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((p_1/d_0 - 0{,}5) ; 3f_{ub}/f_u ; 3) = \min((50/18)-0{,}5 ; 3x400/360 ; 3) = 2{,}278$; t_w : épaisseur de l'âme du poteau = 5,1 mm.

➔ $F_{b,Rd} = 53{,}53$ kN et $V_{Rd\,3} = 2 \times ½ \times F_{b,Rd} = 53{,}53$ kN

- 3ième rangée de boulons

On a : $k_m = 1$; $\alpha_b = \min((e_1/d_0) ; 3f_{ub}/f_u ; 3) = \min((150/18) ; 3x400/360 ; 3) = 3$

➔ $F_{b,Rd} = 70{,}502$ kN et $V_{Rd\,3} = 2 \times ½ \times F_{b,Rd} = 70{,}502$ kN

Des valeurs trouvées ci-dessus, les résistances au cisaillement pour les 3 rangées de boulons sont :

- 1ère rangée : $V_{Rd} = \min(48{,}23\text{ kN} ; 146{,}944\text{ kN} ; 53{,}53\text{ kN}) = 48{,}23$ kN ;
- 2ième rangée : $V_{Rd} = \min(48{,}23\text{ kN} ; 146{,}944\text{ kN} ; 53{,}53\text{ kN}) = 48{,}23$ kN ;
- 3ième rangée : $V_{Rd} = \min(48{,}23\text{ kN} ; 89{,}6\text{ kN} ; 70{,}502\text{ kN}) = 48{,}23$ kN.

Ainsi la résistance au cisaillement de la liaison cornières - poteau vaut : $V_{Rd} = 3 \times 48{,}23\text{ kN} = 144{,}69$ kN qui correspond à la ruine par cisaillement des boulons.

Toutefois, la combinaison de ces résistances au cisaillement par rangée de boulons doit rester inférieure à :

✓ Résistance de l'assemblage à l'arrachement de bloc (block tearing resistance)

Comme pour le cas de la liaison « poutre - cornières », la résistance à l'arrachement de bloc $V_{eff,1,Rd}$ de la liaison « cornières-poteau » est calculée conformément au §5.14 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E) en se basant sur la Figure D.17 ci-dessous.

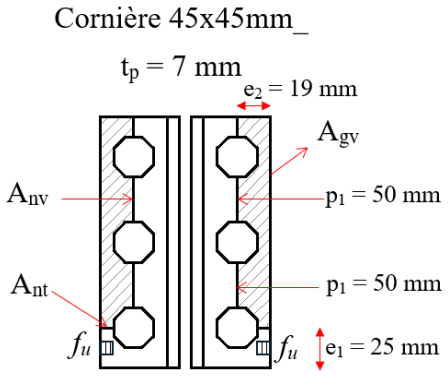


Figure D.17 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié.

Ainsi : $V_{eff,1,Rd} = \dfrac{A_{nt}f_u + \min\left(\frac{A_{gv}f_y}{\sqrt{3}}; \frac{A_{nv}f_u}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M2}}$

Au niveau des cornières :

$A_{nt} = t_p\,(e_2 - d_0/2) = 0{,}007$ m x $(0{,}019$ m $- 0{,}018/2$ m$) = 0{,}00007$ m^2

$A_{gv} = t_p$ x $(h_p - e_1) = 0{,}007$ m x $(0{,}150 - 0{,}025)$ m $= 0{,}000875$ m^2

$A_{nv} = t_p\,[h_p - e_1 - (n - 0{,}5).d_0] = 0{,}007$ x $[0{,}150 - 0{,}025 - (3\text{-}0{,}5)$ x $0{,}018] = 0{,}00056$ m^2

Connaissant f_y et f_u de la cornière, on tire : $V_{eff,1,Rd} = 113{,}275$ kN x $2 = 226{,}55$ kN

Au niveau du poteau IPN 120 :

Il n'y a pas de risque de ruine par arrachement de bloc pour le poteau IPN 120.

- Résistances de sections nettes et brutes des cornières

  Résistance de la section brute des cornières : $V_{Rd} = \dfrac{2\,h_p\,t_p\,f_{yc}}{1{,}27\,\sqrt{3}\gamma_{M0}} = 224{,}348$ kN ;

  Résistance de la section nette des cornières : $V_{Rd} = \dfrac{2\,A_{v,net}\,f_{uc}}{\sqrt{3}\gamma_{M2}}$ et $A_{v,net} = t_p(h_p - nd_0)$

  $A_{v,net} = t_p(h_p - nd_0) = 672$ mm^2 ; $V_{Rd} = 223{,}476$ kN ;

La résistance au cisaillement de la liaison « cornières - poteau » vaut donc : $V_{Rd} = 3$ x $48{,}23$ kN $= 144{,}69$ kN comme dit ci-haut.

D.1.4.3.3.3 Interaction M-V dans l'assemblage cornières - poteau

Voir la deuxième partie de la présente annexe au §D.2.2.

D.1.4.3.4 Détermination de la rigidité initiale de l'assemblage cornières - poteau

Avant de calculer la rigidité de cette portion de l'assemblage A1, il est avant tout présenté au §D.1.4.3.4.1 ci-dessous, le comportement du panneau d'âme du poteau IPN 120 sous moment de flexion.

D.1.4.3.4.1 Attaches panneau d'âme

1. Introduction

En considérant la répartition des efforts au niveau de la liaison « cornières - poteau » de l'assemblage A1 telle que présentée à la Figure D.10 ci - dessus, la semi-rigidité des assemblages étudiés engendre des moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ dans les poutres aboutissant à une connexion bilatérale (cf. Figure D.18) ; ces moments sont inconnus tant que l'analyse semi-rigide n'est pas réalisée.

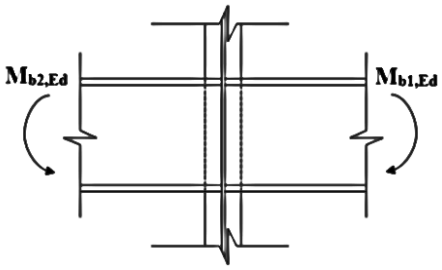


Figure D.18 : Moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ engendrés par la semi-rigidité des assemblages pour une configuration bilatérale

Cependant, les développements réalisés ci-dessous, montrent que la contribution de l'âme à la déformation globale de la zone d'assemblage peut être supposée infini. Ainsi, n'importe que soit la différence entre les moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$; la distribution des efforts dans l'assemblage étudié ne sera influencée que par la rigidité de ses deux attaches.

2. Démonstration

Pour $M_{b1,Ed}$ supérieur à $M_{b2,Ed}$ ou vice versa, la configuration d'assemblage bilatérale de la Figure D.18 peut se ramener à une configuration d'assemblage unilatérale avec déformation globale de l'âme du poteau au droit de l'assemblage comme présentée à la Figure D.19 ci-dessous

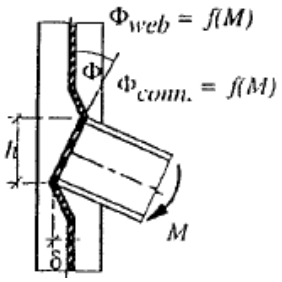


Figure D.19 : Mécanisme global de ruine plastique de l'âme du poteau à assemblage suivant l'axe faible d'inertie (source : NEVES et GOMES 1996)

Le seul modèle disponible dans la littérature et adapté à la présente étude est celui de NEVES et GOMES de 1996 (NEVES et GOMES 1996). Dans ce modèle, la transmission des efforts à l'âme du poteau se fait via « des rectangles rigides de compression » de dimensions b_c x c_c (Figure 4.14) et de coefficient de rigidité k_c défini ci-dessous.

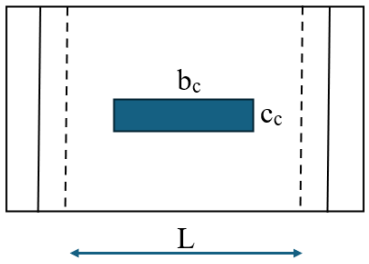


Figure D.20 : Schéma représentatif de la transmission des efforts à l'âme du poteau via un rectangle rigide de compression

Selon NEVES et GOMES, en combinant les déformations dues au moment de flexion et à l'effort tranchant, la valeur du coefficient de rigidité « k_c » est facilement trouvée via l'expression suivante :

$$k_c = \frac{2\ E\ l_{eff}\ t_{wc}^3}{a^3 + 2\ (1+\upsilon)\ a\ .\ t_{wc}^3}$$

avec a = (L - b_c)/2. Ainsi, pour bc ≃ L, le coefficient de rigidité « k_c » tend vers l'infini comme le montre la Figure D.21 ci-dessous.

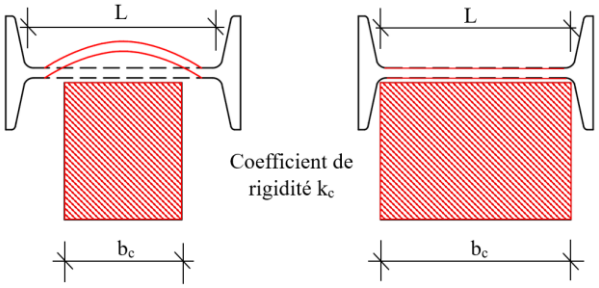


Figure D.21 : Influence de la largeur « b_c » du rectangle rigide de compression sur le coefficient de rigidité « k_c » de l'âme du poteau

Transmission des efforts à l'âme du poteau IPN 120

Zone comprimée de la liaison « poutre - poteau »

L'effort de compression est transmis à l'âme du poteau IPN 120 par la semelle du profilé UPN 180. A priori, le modèle du rectangle rigide présenté ci-dessus ne peut donc s'appliquer puisque « le rectangle associé à la semelle de l'UPN 180 » n'est pas centré sur l'axe longitudinal du poteau. Par ailleurs, parler de « rectangle » dans ce cas n'est pas tout à fait exact ; il faudrait parler de « trapèze » (cf. Figure D.22), vu que l'épaisseur de la semelle de l'UPN 180 n'est pas constante.

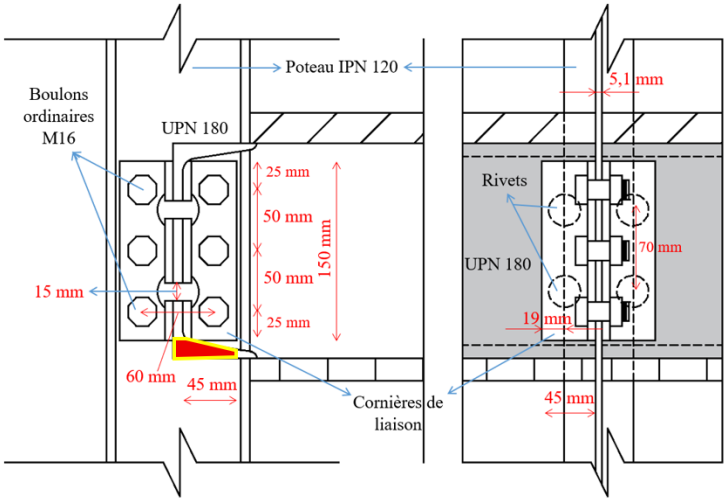


Figure D.22 : Schéma montrant, en rouge, la transmission de l'effort de compression de la poutre UPN 180 à l'âme du poteau IPN 120

L'application du modèle de NEVES et GOMES semblent toutefois pouvoir être utilisé pour la zone de compression de l'assemblage étudié pour les raisons pointées ci-dessous.

- Les profilés UPN supportent des planchers qui, par leur conception, constituent un diaphragme. Le frottement entre ces planchers et la semelle des profilés UPN est suffisante pour empêcher un déplacement transversal de ces semelles sous l'action de charges de gravité (la présence de liaisons entre le plancher et les poutres UPN, cf. §1.2.3.1.3 du chapitre 1, ne fait évidemment que renforcer l'effet évoqué ci-dessus). Par ailleurs, la rigidité flexionnelle de ces planchers évite aussi toute torsion des poutres UPN soumis à charges de gravité. Dans les faits, la présence des planchers impose dès lors une simple flexion des profilés UPN autour de leur axe de forte inertie.
- Cela étant, le trapèze de compression ne viendra s'appuyer sur l'âme de la colonne qu'au seul niveau du congé de raccordement, ne provoquant dès lors aucune déformation hors-plan de la semelle de la colonne.

Cette situation correspond donc exactement à celle d'un rectangle de NEVES et GOMES avec appui au niveau des deux congés de raccordement de l'âme : Appui à hauteur du congé de raccordement ➔ $k_c = \infty$

Zone tendue de la liaison « poutre - poteau »

En fait, les boulons tendus, d'un côté de l'assemblage (Figure D.7), transfèrent les efforts aux cornières situées de l'autre côté de l'âme qui, à leur tour, transmettent les efforts par compression à l'âme du poteau. Il s'agit à nouveau d'un transfert par « rectangle comprimé » pour lequel $b_c = (2l_y + t_w) = (2 \times 45 + 8)$ mm = 98 mm ≃ L = (d + 3r/2) = [92,4 +(3 x 5,1/2)] mm = 100,05 mm (NEVES et GOMES 1996 ; ArcelorMittal 2021) ➔ $k_c = \infty$

En conclusion, la contribution de l'âme à la déformation globale de la zone d'assemblage peut être supposée infini. La distribution des efforts ne sera influencée que par la rigidité des deux attaches ➔ validation de l'hypothèse formulée ci-dessus.

D.1.4.3.4.2 Rigidité des autres composantes de la liaison « cornières - poteau »

Il convient pour cette partie de distinguer la composante « boulons tendus » de la composante « aile de la cornière fléchie ». Les valeurs de coefficients de rigidité sont données au Tableau D.2 ci-dessous en conformité avec le Tableau 6.11 de l'EN1993-1-8.

Tableau D.2 : Coefficients de rigidité

Composantes	Coefficients de rigidité k_i
Aile de la cornière fléchie	$k_{4,1} = \frac{0,9\, l_{eff,1} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 0,050 \times 0,007^3}{0,0134^3} = 0,006415$ $k_{4,2} = \frac{0,9\, l_{eff,1} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 0,050 \times 0,007^3}{0,0134^3} = 0,006415$ $k_{4,3} = \frac{0,9\, l_{eff,1} t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \times 0,050 \times 0,007^3}{0,0134^3} = 0,006415$
Boulons tendus	$k_{10} = 1,6\, A_s/L_b = \frac{1,6 \times 157 \,.\, 10^{-6}}{0,0336} = 0,0074762$
Semelle de la poutre en compression	$k_6 = \infty$

Les coefficients de rigidité efficaces $k_{eff,r}$ pour les rangées de boulons r ainsi que leur distance par rapport au centre de compression se déterminent comme suit :

$$k_{eff,1} = \frac{1}{\frac{1}{k_{4,1}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{0,006415} + \frac{1}{0,0074762}} = 0,003452512 \text{ et } h_1 = (2e_1 + 4p_1 + h - h_p - t_f)/2 = 0,1345 \text{ m}$$

$$k_{eff,2} = \frac{1}{\frac{1}{k_{4,2}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{0,006415} + \frac{1}{0,0074762}} = 0,003452512 \text{ et } h_2 = (2e_1 + 2p_1 + h - h_p - t_f)/2 = 0,0845 \text{ m}$$

$$k_{eff,3} = \frac{1}{\frac{1}{k_{4,3}} + \frac{1}{k_{10}}} = \frac{1}{\frac{1}{0,006415} + \frac{1}{0,0074762}} = 0,003452512 \text{ et } h_3 = (2e_1 + h - h_p - t_f)/2 = 0,0345 \text{ m}$$

Ainsi, le bras de levier et le coefficient de rigidité équivalents sont :

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} = \frac{(0,003452512 \times 0,1345^2) + (0,003452512 \times 0,0845^2) + (0,003452512 \times 0,0345^2)}{(0,003452512 \times 0,1345) + (0,003452512 \times 0,0845) + (0,003452512 \times 0,0345)} = 0,1042 \text{ m}$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{z_{eq}} = \frac{(0,003452512 \times 0,1345) + (0,003452512 \times 0,0845) + (0,003452512 \times 0,0345)}{0,1042} = 0,008397422 \text{ m}$$

La rigidité (S_j) de l'assemblage au niveau de l'âme du poteau sera :

$$S_{j,2} = \frac{Ez^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{Ez_{eq}^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}} = \frac{2,1.10^8 \times 0,1042^2}{\frac{1}{0,006335577}} = 19155,76976 \text{ kNm/rad}$$

D.1.4.4 Classification de l'assemblage

Connaissant les rigidités initiales de l'assemblage étudié, pour les liaisons poutre - cornières et cornières - poteau, la rigidité initiale globale de l'assemblage étudié est déterminée par la

combinaison de ces deux rigidités (« poutre - cornières » et « cornières - poteau »). Cette rigidité est trouvée de la manière suivante :

$$S_{j,\,g} = \frac{1}{\left(\frac{1}{S_{i,\,1}} + \frac{1}{S_{i,\,2}}\right)} = \frac{1}{\left(\frac{1}{347{,}545} + \frac{1}{19155{,}76976}\right)} = 341{,}352 \text{ kNm/rad}$$

La Figure 4.19 ci-dessous délimite les zones de classification des assemblages par rigidité :

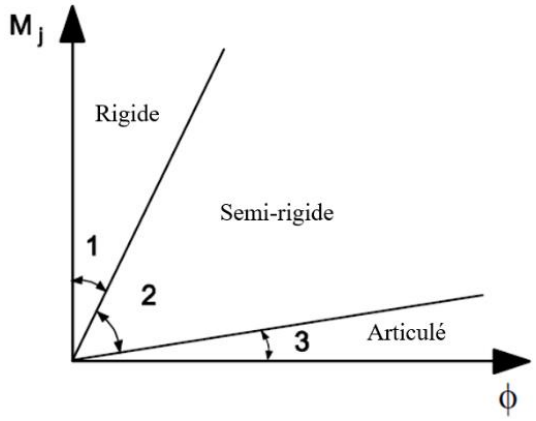


Figure D.23 : Classification des assemblages par rigidité (cf. EN1993-1-8, Figure 5.4, § 5.2.2.5)

Pour le cas du bâtiment étudié et dans la configuration actuelle, on se met, conformément au §7.3.2.5 de la FprEN 1993-1-8:2023 (E), dans la situation où l'on considère que le système de contreventement réduit le déplacement horizontal d'au moins 80%. Ainsi, en prenant $k_b = 8$, les différentes bornes de classification sont :

Borne supérieure : $k_b E I_b/L_b = 8 \text{ x } 2{,}1.10^8 \text{ kN/m}^2 \text{ x } 145.10^{-7}\text{m}^4 / 4{,}12 \text{ m} = 5912{,}621 \text{ kNm/rad}$

Borne inférieure : $k_b E I_b/L_b = 0{,}5 \text{ x } 2{,}1.10^8 \text{ kN/m}^2 \text{ x } 145.10^{-7}\text{m}^4 / 4{,}12 \text{ m} = 369{,}539 \text{ kNm/rad}$

La valeur du coefficient de rigidité calculé étant inférieure à 369,539 kNm/rad, l'assemblage (poutre - poteau) étudié est considéré comme articulé avec comme caractéristiques : S_j = 341,352 kNm/rad et $M_{j,\,Rd}$ = 9,203 kNm. Ceci correspond à la première hypothèse formulée au chapitre 2. Rien, toutefois, n'empêche de considérer ces assemblages comme semi-rigides, afin de mesurer leur impact réel sur le comportement réel de la structure. C'est ce qui est fait au chapitre 4 du présent travail de thèse.

D.1.5 Conclusions

Les résultats ci-dessus ont permis de caractériser l'assemblage des poutres de plancher (UPN180) et poteau IPN 120 du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu. La classification sous critère de rigidité conduit à considérer cet assemblage comme articulé avec pour rigidité S_j = 341,352 kNm/rad et moment résistant $M_{j,\,Rd}$ = 9,203 kNm. Ceci implique, contrairement à ce qui a été fait aux précédents annexes, que les analyses des éléments porteurs de la structure, dans la phase proposition de solutions de réparation et de réhabilitation du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu, devront prendre en compte les caractéristiques réelles de l'assemblage étudié.

D.2 Deuxième partie : Etudes après prise en compte du comportement réel des assemblages dans les analyses de portiques du bâtiment en étude

Cette partie de l'annexe consiste non seulement à comparer les efforts internes (M_{Ed} et V_{Ed}), au niveau des assemblages (cf. Figure D.24 et Figure D.25 - pour la combinaison la plus contraignante - combinaison 7 définie au chapitre 2), trouvés après analyse des portiques externes dans Ossa2d réalisée avec prise en compte du comportement réel de l'assemblage « poutre - poteau », aux valeurs de résistance de l'assemblage déterminées ci-dessus ; mais aussi à effectuer les vérifications liés à l'interaction des efforts combinés de flexion et d'effort tranchant sur les assemblages, ces efforts étant connus par suite de l'analyse structurale.

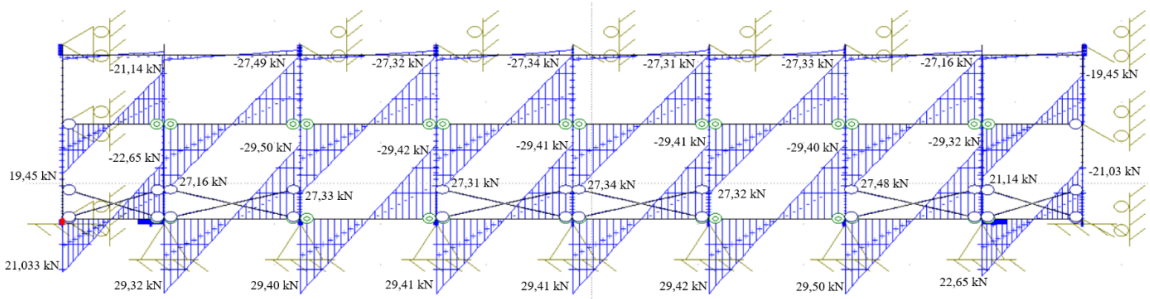


Figure D.24 : Diagramme des efforts tranchants V_{Ed} du portique externe du bâtiment du palais de justice en configuration post renforcement avec valeurs numériques en [kN] pour les poutres de planchers

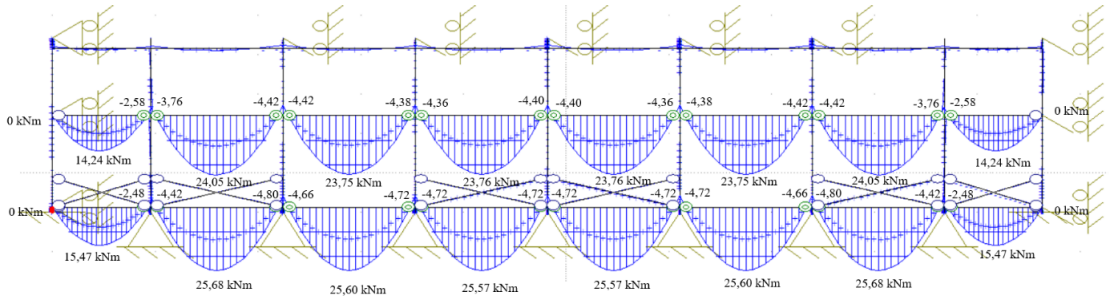


Figure D.25 : Diagramme des moments fléchissant M_{Ed} du portique externe du bâtiment du palais de justice en configuration post renforcement avec valeurs numériques en [kNm] pour les poutres de planchers

Les efforts internes extrema à considérer au niveau des appuis sont issus des analyses des portiques externes réalisées au chapitre 4 du présent travail de thèse dans la configuration post renforcement du bâtiment étudié. Ces efforts sont : M_{Ed} = 4,80 kNm et V_{Ed} = 29,50 kN (cf. Figure D.24 et Figure D.25)

Ces valeurs sont inférieures aux résistances de l'assemblage étudié qui sont :

Pour la liaison « poutre - cornières » : $M_{j,Rd}$ = 9,203 kNm (Mode de ruine : pression diamétrale au niveau de l'âme de la poutre) et V_{Rd} = 124,81 kN (Mode de ruine : cisaillement des rivets)

Pour la liaison « cornières - poteau » : $M_{j,Rd}$ = 12,067 kNm (Mode de ruine 1) et V_{Rd} = 144,69 kN (Mode de ruine : cisaillement des boulons)

D.2.1 Interaction M-V dans l'assemblage « cornières-poutre »

Comme dit à la première partie de cette annexe : « Les rivets étant soumis à des efforts de cisaillement dans deux directions perpendiculaires, $F_{b,x,Ed}$ et $F_{b,y,Ed}$ engendrés par la présence conjointe de moment et de cisaillement dans l'assemblage », ils doivent satisfaire la condition suivante :

$$\left(\frac{F_{b,x,Ed}}{F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{b,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

L'assemblage possède une résistance en flexion de 9,203 kNm alors qu'il est soumis, au maximum, à un effort de 4,80 kNm (poutre du plancher du rez-de-chaussée). Le moment appliqué est donc inférieur au moment résistant élastique évalué, selon l'annexe J de l'Eurocode 3, à 2/3 de 9,203 kNm = 6,135 kNm. La distribution des efforts internes dans l'assemblage peut dès lors être estimée sur base d'une répartition élastique comme suit :

$M_{Ed} = (F_{1x,Ed} \cdot z_1) + (F_{2x,Ed} \cdot z_2)$

$6{,}135\ \text{kNm} = (F_{1x,Ed} \cdot z_1) + [F_{1x,Ed}\,(z_2/z_1) \cdot z_2]$

Et la valeur de l'effort dans la première rangée de rivet sera de : $F_{1x,Ed}$ = 43,82 kN. Par conséquent, $F_{2x,Ed}$ = 18,15 kN.

La détermination des efforts repris par les rivets sous l'effet de l'effort de cisaillement V_{Ed} s'effectue plus aisément :

$F_{1y,Ed} = F_{2y,Ed} = V_{Ed} / 2 = 29{,}50\ \text{kN} / 2 = 14{,}75\ \text{kN}$

Ainsi, la vérification de l'interaction M-V dans l'assemblage « poutre - cornières » s'effectue comme suit (en considérant, de manière conservative, les plus faibles valeurs de résistance sous (V) et sous (M) comme déterminé au §D.1.4.3.1 ci-dessus) :

Pour la première rangée :

$$\left(\frac{F_{b,x,Ed}}{F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{b,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{43{,}82}{54{,}458}\right)^2 + \left(\frac{14{,}75}{62{,}40}\right)^2 = 0{,}703 \leq 1 \text{ (critère satisfait)}$$

Pour la deuxième rangée :

$$\left(\frac{F_{b,x,Ed}}{F_{b,x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{b,y,Ed}}{F_{b,y,Rd}}\right)^2 = \left(\frac{18{,}15}{54{,}458}\right)^2 + \left(\frac{14{,}75}{62{,}40}\right)^2 = 0{,}167 \leq 1 \text{ (critère satisfait)}$$

D.2.2 Interaction M-V dans l'assemblage cornières-poteau

La résistance au seul cisaillement de l'assemblage cornières - poteau est atteinte par cisaillement des boulons. Ces boulons sont cependant soumis à un effort de traction lorsque l'assemblage est conjointement soumis au moment de flexion. Afin de tenir compte de la

présence supplémentaire de traction dans les boulons, l'EN1993-1-8 recommande de multiplier leur résistance au cisaillement par le facteur minorateur « 0,4/1,4 », dérivé de la formule d'interaction donnée au Tableau 5.9 en supposant sécuritairement que l'effort de traction sollicitant les boulons est équivalent à leur résistance en traction.

Ainsi, la résistance au cisaillement des boulons de la liaison « cornières - poteau » devrait ne pas dépasser : pour chaque rangée (0,4 x 48,23 /1,4) = 13,78 kN. La résistance de l'assemblage cisaillé vaut alors : V_{Rd} = 3 x 13,78 kN = 41,34 kN > V_{Ed} = 29,50 kN (configuration post renforcement). Ce résultat permet de conclure que le critère d'interaction M-V dans l'assemblage « cornières - poteau » est satisfait.

D.2.3 Conclusion

L'assemblage poutre-poteau étudié dans la présente annexe possède une résistance assez suffisante face aux différents cas et combinaisons de charge en « configuration post renforcement » de la structure du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu.

ANNEXE E : Vérification de l'influence de la couverture en TOG sur la stabilité des Pannes

E.1 Introduction

Au §4.3.1.2 du chapitre 4 de la présente thèse ; il est évoqué, comme l'une des solutions pour la stabilisation des pannes du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu, de mobiliser (via les organes de fixation des tôles sur les pannes - voir Figure E.1) l'effet diaphragme qu'apporte la nouvelle couverture en TOG afin de contribuer à la stabilité au déversement des pannes. Cette annexe a donc pour but de vérifier s'il est possible de prendre en compte cette influence de la couverture en tôles ondulées galvanisées (TOG) comme panneau de cisaillement (diaphragme) permettant de stabiliser les pannes IPN 120 du bâtiment en étude. Ce travail s'appuie sur la section 9 et l'annexe B du livre « European Recommendations for the Application of Metal Sheeting acting as a Diaphragm - Stressed Skin Desing » (Tomà et al 1995). Dans ce document, des exemples d'illustration de la procédure à suivre sont donnés à l'annexe E8 et la présente annexe s'est donc inspirée de ces exemples. Tout au long de cette annexe, le livre cité ci-dessus sera abrégé par le sigle : E.R.-MS.

Note : ces vérifications sont faites sur les éléments porteurs de remplacement qui sont intacts et non affectés par la corrosion

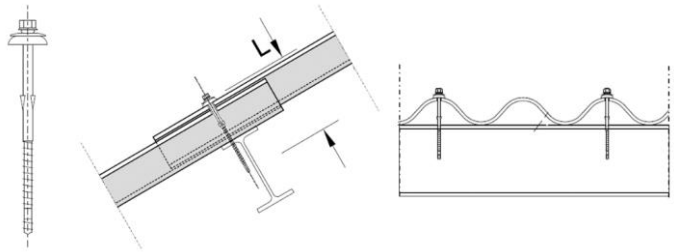


Figure E.1 : modèle de fixation de la tôle ondulée, via les vis autoperceuses, sur une panne en acier (SVK Experts in Fibre cement 2019)

E.2 Données

E.2.1 Poutres IPN 120

Tableau E.1 : Propriétés géométrique et mécanique de la panne IPN 120

Profilé	h(mm)	b(mm)	t_w(mm)	t_f(mm)	r_1(mm)	r_2(mm)	A_v(cm^2)	d(mm)	I_y(cm^4)
IPN120	120	58	5,1	7,7	5,1	3,1	6,63	92,4	328
Profilé	I_z(cm^4)	I_t(cm^4)	I_w(cm^6)	$W_{pl,z}$(cm^3)		$W_{pl,y}$(cm^3)		$W_{el,z}$(cm^3)	
IPN120	21,5	2,71	$0,69.10^3$	12,4		63,6		7,41	
Profilé	$W_{el,y}$(cm^3)		E (N/mm^2)	f_y(N/mm^2)		A(cm^2)		A-(h-2t_f).t_w (cm^2)	
IPN120	54,7		$2,1.10^5$	235		14,2		8,865	

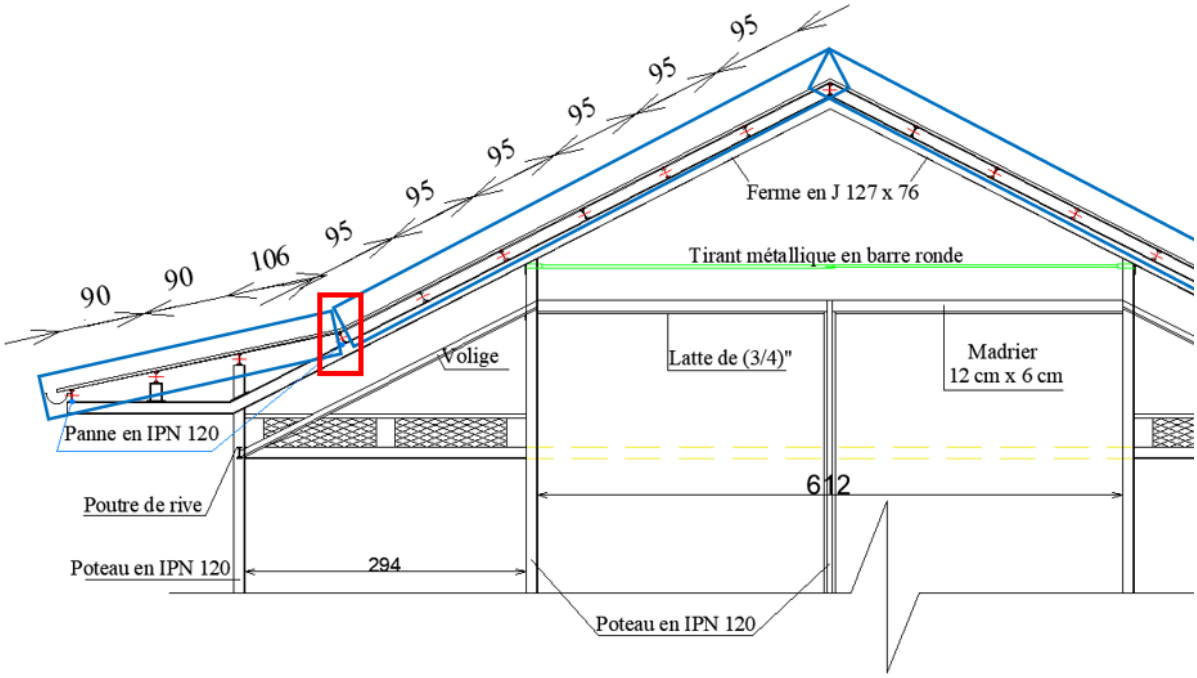


Figure E.2 : Coupe de la toiture avec panne de calcul (encadrée en rouge) et panneaux de cisaillement (encadré en bleu) - dimensions en cm

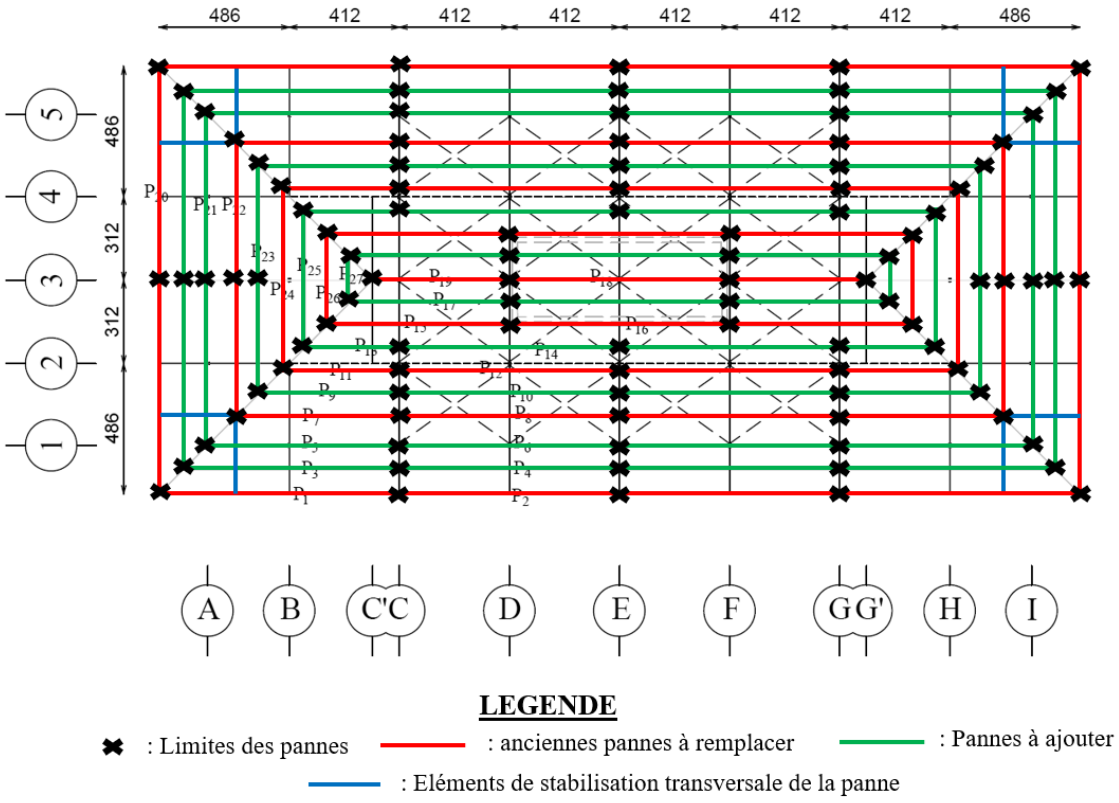


Figure E.3 : Vue en plan des solutions proposées pour les pannes de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (dimensions en cm)

E.2.2 Tôle ondulée galvanisée 836 (11-76-18) - tôle en acier S235 :

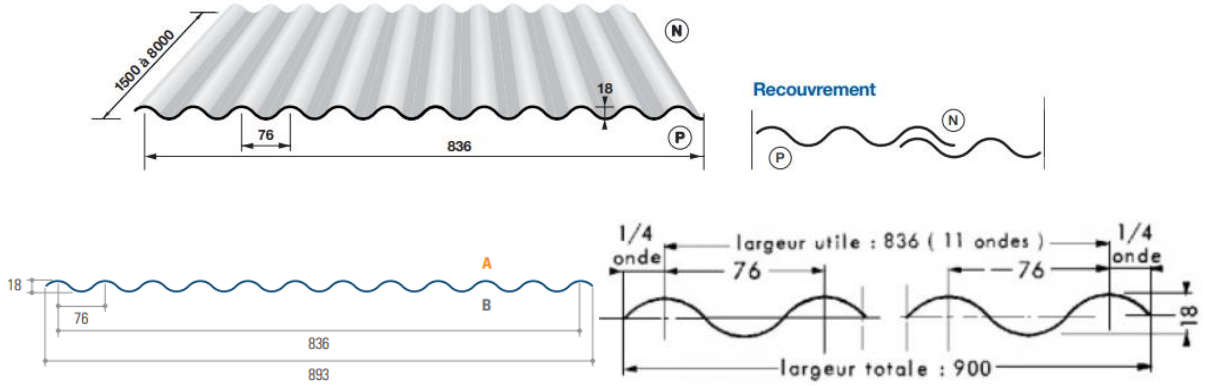


Figure E.4 : Forme et dimensions de la couveture étudiée

a = 4,12 m (longueur entre deux appuis des pannes) ; w ≈ 1,0 m (entraxe des pannes) ;

b = 15,96 m (largeur en plan de la toiture) ; h = 18 mm (hauteur de la tôle) ;

d = 76 mm (longueur d'onde) ; h/d = 0,237 ; l = d/2 = 38 mm (longueur d'une demi-onde) ; l/d = 0,5 ; t = 0,75 mm (épaisseur de la tôle) ; l_{ut} = 836 mm (la largeur utile de la tôle) ;

$n_{sh} = a/l_{ut} = 4120/836 = 4,93$ (nombre de largeurs de tôle par panneau de cisaillement) ;

p = 76 x 3 = 228 mm (entraxe vis) ;

d_n = 6,3 mm (diamètre nominale de la vis de fixation - ST 6,3 vis autoperceuse de 6,3 mm avec tête de collier et rondelle en néoprène) ;

$F_p = F_{sc} = 1,9\ f_u\ d_n\ t = 1,9 \times 360000 \times 0,0063 \times 0,00075 = 3,23$ kN (résistance nominale d'une fixation individuelle de tôle/panne - cf. Tableau 5.1 de l'E.R.-MS.)

s_p = 0,35 mm/kN (glissement de la fixation de la tôle sur la panne par unité de charge - cf. Tableau 5.1 de l'E.R.-MS.) ;

$F_s = 3,2(t/\ d_n\ )^{1/2}\ f_u\ d_n\ t = 3,2 \times (0,00075/0,0048)^{1/2} \times 360000 \times 0,0048 \times 0,00075 = 1,64$ kN (résistance de la fixation individuelle de couture- cf. Tableau 5.1 de l'E.R.-MS.).

s_s = 0,30 mm/kN (glissement de la fixation de couture, rivets aveugles en acier de 4,8 mm de diamètre, par charge unitaire - cf. Tableau 5.1 de l'E.R.-MS.) ;

υ = 0,3 (coefficient de poisson) ; $E = 2,1.10^2$ kN/mm^2 (module d'élasticité)

θ = 64,65°(angle de pente formé par le quart d'onde et la verticale en face externe de l'onde) ;

K = K_2 = 1,197 (trouvé par extrapolation pour une fixation alternée - Tableau 5.7 de l'E.R.-MS.) ;

s_s = 0,30 mm/kN (glissement de la fixation de couture, rivets aveugles en acier de 4,8 mm de diamètre, par charge unitaire - cf. Tableau 5.1 de l'E.R.-MS.) ;

n_f = 4 (nombre de fixations de tôle/panne par élément et par largeur de tôle ou nombre de fixations entre la tôle et l'élément stabilisé par largeur de tôle) ;

$\beta_1 = 0,44$ et $\beta_2 = 1,11$ (facteurs tenant compte du nombre d'attaches de tôle/panne par largeur de tôle - cf. Tableau 5.2 de l'E.R.-MS.) ;

$\beta_3 = (n_f - 1)/ n_f = 0,75$ (pour la tôle, fixations de couture aux sommets d'ondes) ;

n_p : nombre total des pannes par panneau de cisaillement ou nombre total des pannes sur la longueur d'une feuille de tôle pour le facteur α_1 ; pour ce travail, $n_p = 19$ pour un panneau de cisaillement et $n_p = 7$ pour une feuille de tôle - cf. Figure E.2) ;

$\alpha_1 = 0,60$; $\alpha_2 = 0,20$; $\alpha_3 = 0,28$ (Facteurs permettant de tenir compte de l'effet des pannes intermédiaires et dépendant de n_p - cf. Table 5.4 de l'E.R.-MS.) ;

n_s : nombre de fixations de couture par recouvrement latéral / à l'exclusion de celles qui traversent les deux tôles et la panne de support (pour un recouvrement à chaque mi-travée entre deux pannes, on a (Figure E.2) : $n_s = 9$ x 2 versants = 18) ;

$n_b = 4$: nombre de longueurs de tôles dans la profondeur du diaphragme (pour les tôles perpendiculaire à la longueur du diaphragme) ; $\alpha_4 = 1+0,3n_b = 2,2$ (pour $n_b = 4$ et $K = K_2$ - voir Tableau 5.8 de l'E.R.-MS.).

E.3 Caractérisations de la tôle au cisaillement

E.3.1 Rigidité de la tôle au cisaillement

Les formules ci-dessous sont tirées du Table 5.5 de l'E.R.-MS.

$$c_{1,1} = \frac{a\, d^{2,5}\alpha_1\alpha_4 K}{E\, t^{2,5} b^2} = \frac{4120 \text{ x } (76)^{2,5} \text{ x } 0,60 \text{ x } 2,2 \text{ x } 1,197}{2,1.10^2 \text{ x } (0,75)^{2,5} \text{ x } 15960^2} = 0,0126 \text{ mm/kN}$$

$$c_{1,2} = \frac{2a\alpha_2(1+\upsilon)\,[1+(2h/d)]}{Etb} = \frac{2 \text{ x } 4120 \text{ x } 0,20 \text{ x } (1+0,3) \text{ x } [1+(2 \text{ x } 18/76)]}{2,1.10^2 \text{ x } 0,75 \text{ x } 15960} = 0,00126 \text{ mm/kN}$$

$$c_{2,1} = \frac{2as_p p\alpha_3}{b^2} = \frac{2 \text{ x } 4120 \text{ x } 0,35 \text{ x } 228 \text{ x } 0,28}{15960^2} = 0,000723 \text{ mm/kN}$$

$$c_{2,2} = \frac{2s_s s_p\,(n_{sh} - 1)}{2n_s s_p + \beta_1 n_p s_s} = \frac{2 \text{ x } 0,30 \text{ x } 0,35 \text{ x } (4,93 - 1)}{(2 \text{ x } 18 \text{ x } 0,35) + (0,44 \text{ x } 19 \text{ x } 0,30)} = 0,0546 \text{ mm/kN}$$

$$c = c_{1,1} + c_{1,2} + c_{2,1} + c_{2,2} = 0,0692 \text{ mm/kN}$$

La rigidité réelle au cisaillement sera de :

$$S_{act} = \frac{a}{c\,(n+1)} = \frac{4120}{0,0692\,(8+1)} = 6615,286 \text{ kN}$$ (avec n : le nombre de panneaux de cisaillement dans la longueur du diaphragme - le nombre de travée de la panne considérée).

E.3.2 Résistance de la tôle au cisaillement

$$P_{max} = \left[n_s F_s + \frac{\beta_1}{\beta_3}(n+1)F_p\right]/n = 5,823 \text{ kN}$$

Vérifications d'autres modes de ruine :

a) Résistance des attaches de la tôles sur la panne :

$\frac{w\ 0,6\ F_p}{\alpha_3 p} \geq P_{max} \Rightarrow 30,357\ kN \geq 5,823\ kN$ (critère satisfait)

b) Affaissement au bout du profil de la tôle

$0,9\ t^{1,5}\ w\ f_y / d^{0,5} \geq P_{max} \Rightarrow 15,76\ kN \geq 5,823\ kN$ (critère satisfait)

c) Voilement par cisaillement

$$D_x = \frac{Et^3 d}{12(1 - \upsilon^2)u} = \frac{2,1.\ 10^5\ x\ (0,75)^3 x\ 76}{12\ x\ (1 - 0,3^2)\ x\ 93,406} = 8801,5265\ Nmm$$

$$\text{avec : } u = 2\pi\sqrt{\frac{(a^2_{ellipse} + b^2_{ellipse})}{2}} = 2\pi\sqrt{\frac{\left[\left(\frac{d}{4}\right)^2 + \left(\frac{h}{2}\right)^2\right]}{2}} = 2\pi\sqrt{\frac{\left[\left(\frac{76}{4}\right)^2 + \left(\frac{18}{2}\right)^2\right]}{2}} = 93,406\ mm$$

$I = 4,3\ cm^4/m = 43\ mm^4/mm \rightarrow D_y = \frac{EId}{d} = \frac{2,1.10^5\ x\ 43\ x\ 76}{76} = 90,3\ .\ 10^5 Nmm$

Pour le voilement global

$$V_g = \frac{14,4}{b} D_x^{1/4} D_y^{3/4} (n_p - 1)^2 = \frac{14,4}{15960}\ 8801,5265^{1/4}\ (90,3\ .\ 10^5)^{3/4} (19 - 1)^2 = 466,423\ kN$$

Pour le voilement local

$$V_l = 4,83\ E\ (t/l)^2\ bt = 4,83\ x\ 2,1.10^5\ x\ (0,75/38)^2\ x\ 15960\ x\ 0,75 = 4729,507\ kN$$

Vérification de la prise en compte de l'interaction entre le voilement global et le voilement local de la tôle :

L'interaction entre les voilements global et local de la tôle peut être négligée si :

$l/t \leq 2,9\ (E/f_y)^{0,5} \Longrightarrow 50,667 \leq 86,691$ (l'interaction peut être négligée)

Si on ne néglige pas l'interaction entre les deux voilements, la résistance au voilement global par cisaillement est réduite à l'expression suivante :

$$V_{red} = \frac{V_g V_l}{(V_g + V_l)} = 424,554\ kN$$

L'effort de cisaillement V* de la tôle est déterminé comme suit :

$V^* = V_{ult} = n_s F_s + \frac{\beta_1}{\beta_3} n_p F_p = 29,52 + 36 = 65,52\ kN \rightarrow V_{red} > V^* > 8\ P_{max}$ (critère satisfait)

E.3.3 Vérification de la rigidité de la tôle

$S_y = \frac{f_y A}{2} = 235000\ x\ 0,00142 / 2 = 166,85\ kN$

$S_y < S_{act} \rightarrow$ les pannes sont complètement stabilisées.

Alors, le moment résistant des pannes IPN 120 de la toiture étudiée sera de :

$M_{pl,y} = W_{pl,y} \times f_y = 14{,}946$ kNm

E.3.4 Vérification de la résistance de la tôle

E.3.4.1 Charges descendantes :

$k_1 = -\left[N.(W_z + W_w) - M.\frac{S.h}{i_p^2}\right]$ or $N = 0$ ➔ $k_1 = M.\frac{S.h}{i_p^2}$

$M_{y,max} = -7{,}515$ kNm (appui) ; 6,607 kNm (travée) - combinaison 6 (cf. Tableau A.5 de l'annexe A pour la combinaison). Pour des raisons sécuritaires, on prendra M = 7,515 kNm

$S = \min(S_{act}, S_y) = 166{,}85$ kN

Panne IPN 120 : h = 120 mm ; $i_p = 0{,}0496$ m

➔ $k_1 = 61160{,}79$

$k_2 = \left[N^2 - M^2.\frac{1}{i_p^2}\right]$ or $N = 0$ ➔ $k_2 = -M^2.\frac{1}{i_p^2}$ ➔ $k_2 = -22955{,}915$

$W_z = -\left(\frac{EI_z.\pi^2}{L^2} + S\right)$ ➔ $W_z = -193{,}102$

$W_w = -\frac{1}{i_p^2}.\left[\frac{EC_w.\pi^2}{L^2} + GI_T + S.\left(\frac{h}{2}\right)^2\right]$; avec : $C_w = I_w$: inertie de gauchissement ; I_T : inertie de torsion ; G : Module de cisaillement ≈ 81000 Mpa.

➔ $W_w = -1170{,}66$

$$\psi_{1,2} = -\frac{k_1}{2.k_2} \pm \sqrt{\left(\frac{k_1}{2.k_2}\right)^2 - \frac{1}{k_2}.\left[W_z.W_w - \left(S.\frac{h}{2i_p}\right)^2\right]}$$

➔ $\psi_1 = 4{,}47$; $\psi_2 = -1{,}806$

Note : ψ est la plus petite valeur positive entre ψ_1 et ψ_2 (si les deux valeurs propres sont négatives, il n'existe pas de problème de stabilité face aux sollicitations résultantes M et N).

Prise en compte des effets des imperfections via l'imperfection géométrique équivalente (cf. § 5.3.3 (1) de l'EN 1993-1-1:2005 (F))

$e_0 = \alpha_m L/500 = 5{,}98$ mm

L = 4,12 m ; $\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1 + \frac{1}{m}\right)} = 0{,}7255$ et m = 19 (le nombre d'éléments à stabiliser).

La résistance au cisaillement maximale de la tôle sur les éléments à stabiliser sera de :

$T_d = \frac{\psi}{\psi - 1} S \frac{e_0}{L} = \frac{4{,}47}{4{,}47 - 1} \times 166{,}85 \times \frac{5{,}98}{4120} = 0{,}312$ kN < $P_{max} = 5{,}823$ kN (critère satisfait)

En outre : $T_d = 0{,}312$ kN < $\frac{L.F_p}{8p} = 7{,}296$ kN (critère satisfait)

E.3.4.2 Charges ascendantes :

En procédant de la même manière que pour les charges descendantes, on a :

$M_{y,\,max}$ = 4,816 kNm (appui) ; -4,234 kNm (travée) - combinaison 7 (cf. Tableau A.5 de l'annexe A pour la combinaison). Pour des raisons sécuritaires, on prendra M = 4,816 kNm

S = min (S_{act}, S_y) = 166,85 kN

Panne IPN 120 : h = 120 mm ; i_p = 0,0496 m

➔ k_1 = 39194,992 ; k_2 = -9427,784 ; W_z = -193,102 ; W_w = -1170,66

➔ ψ_1 = 6,975 ; ψ_2 = -2,818 ; e_0 = 5,98 mm

La résistance au cisaillement maximale de la tôle sur les éléments à stabiliser sera de :

$$T_d = \frac{\psi}{\psi - 1} S \frac{e_0}{L} = \frac{6,975}{6,975 - 1} \text{ x } 166,85 \text{ x } \frac{5,98}{4120} = 0,283 \text{ kN} < P_{max} = 5,823 \text{ kN}$$ (critère satisfait)

En outre : T_d = 0,283 kN < $\frac{L \,.\, F_p}{8p}$ = 7,296 kN (critère satisfait)

E.4 Conclusions

Les résultats des vérifications ci-dessus permettent de confirmer que la couverture en TOG, vissée sur les pannes, contribue pleinement à leur stabilisation. Il y a donc lieu de prendre en compte cet effet favorable de la stabilisation des pannes par des tôles dans les vérifications réalisées au chapitre 4 de la présente thèse.

ANNEXE F : Valeurs numériques pour la détermination des charges maximales à supporter.

Pour le portique externe :

Au rez-de-chaussée : $M'_{Ed1} = 1{,}7932$ kNm et $w'_{max,1} = 0{,}0014$ m ;

A l'étage : $M'_{Ed2} = 1{,}7949$ kNm et $w'_{max,2} = 0{,}0014$ m

Note : les valeurs des efforts tranchants n'ont pas été considérés car elles sont moins contraignantes, pour les portiques étudiés, que celle des moments de flexion (cf. remarques Tableau 3.12 du chapitre 3)

Ainsi, on tire comme valeurs de « n_i » :

Aux ELU : Connaissant $M_{pl,y}$ (pour UPN 180 corrodé - cf. Tableau 3.10 du chapitre 3) qui vaut : $M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 144590}{1,0} = 33.978.650$ Nmm = 33,98 kNm

$$\Longrightarrow n_1 = \frac{M_{ply,\,Rd}}{M'_{Ed1}} = \frac{33{,}98 \text{ kNm}}{1{,}7932 \text{ kNm}} = 18{,}95 \text{ ; et } n_2 = \frac{M_{ply,\,Rd}}{M'_{Ed2}} = \frac{33{,}98 \text{ kNm}}{1{,}7949 \text{ kNm}} = 18{,}93$$

Aux ELS : $w_{max,i} = w_{lim,\,max} = L/250 = 4{,}12 \text{ m} / 250 = 0{,}01648$ m

$$\Longrightarrow n_1 = \frac{w_{lim,\,max}}{w'_{max,1}} = \frac{0{,}01648 \text{ m}}{0{,}0014 \text{ m}} = 11{,}77 \text{ ; et } n_2 = \frac{w_{lim,\,max}}{w'_{max,2}} = \frac{0{,}01648 \text{ m}}{0{,}0014 \text{ m}} = 11{,}77$$

Pour la portion la plus chargée des portiques intermédiaires :

Au rez-de-chaussée : $M'_{Ed1} = 1{,}1704$ kNm et $w'_{max,1} = 0{,}0005$ m ;

A l'étage : $M'_{Ed2} = 1{,}1704$ kNm et $w'_{max,2} = 0{,}0005$ m

Ainsi, on tire comme valeur de « n_i » :

Aux ELU : Connaissant $M_{pl,y}$ (pour IPN 180 corrodé - cf. Tableau 3.9 du chapitre 3) qui vaut : $M_{ply,\,Rd} = \frac{f_y W_{ply}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 151750}{1,0} = 35.661.250$ Nmm = 35,66 kNm

$$\Longrightarrow n_1 = \frac{M_{ply,\,Rd}}{M'_{Ed1}} = \frac{35{,}66 \text{ kNm}}{1{,}1704 \text{ kNm}} = 30{,}47 \text{ ; et } n_2 = \frac{M_{ply,\,Rd}}{M'_{Ed1}} = \frac{35{,}66 \text{ kNm}}{1{,}1704 \text{ kNm}} = 30{,}47$$

Aux ELS : $w_{max,i} = w_{lim,\,max} = L/250 = 3{,}06 \text{ m} / 250 = 0{,}01224$ m

$$\Longrightarrow n_1 = \frac{w_{lim,\,max}}{w'_{max,1}} = \frac{0{,}01224 \text{ m}}{0{,}0005 \text{ m}} = 24{,}48 \text{ ; et } n_2 = \frac{w_{lim,\,max}}{w'_{max,2}} = \frac{0{,}01224 \text{ m}}{0{,}0005 \text{ m}} = 24{,}48$$

Liste des Figures

Figure 1.1: (a) Carte de la R.D.Congo avec localisation de la province du Kongo-Central (NordNordWest 2016). (b) Carte de la province du Kongo-Central avec ses 10 territoires et une signalisation de la zone d'étude (source : Cellule d'Analyses des Indicateurs de Développement s. d.). 3
Figure 1.2 : Les maisons danoises mesurant 4,00 m x 4,00 m en plan avec une hauteur de 2,25 m environ (Goffin 1907) 7
Figure 1.3: AP.0.2.12528, collection MRAC Tervuren; photo A. Mahieu, 1900 : Matadi, hôtel et bureaux de la société du chemin de fer. 9
Figure 1.4: Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914 10
Figure 1.5: Vue de deux bâtiments à ossature métalliques et remplissage en maçonnerie de béton (AfricaMuseum_AP.0.0.14536 ; Hôtel de la M'Poko) 12
Figure 1.6 : Vue d'un pavillon à ossature en acier et remplissage en béton au Kongo-Central (source : Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914) 13
Figure 1.7 : Photo d'un bâtiment à étage couplée à celle de sa fondation dans la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020). 14
Figure 1.8: Profilé UPN 180 marqué sur sa face CL.ACIER (Mission Mbanza-Ngungu janvier 2020) 14
Figure 1.9: Vue d'un bâtiment « pavillon » dans la ville de Mbanza-Ngungu avec éléments porteurs en acier (poteaux en IPN 120, poutres de rive du plancher en UPN 180 et poutres de rive du plafond en IPN 120) (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020). 16
Figure 1.10: Dimensions des profilés identifiés dans les bâtiments de Mbanza-Ngungu construits pars les GCE 16
Figure 1.11 : Vues de dessus et de dessous du plancher en bois du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020) 17
Figure 1.12 : Coupe transversale d'un plancher à voussettes en briques pleines ou creuses avec entretoises en barre ronde placées au-dessus des voussettes (source : Oslet 1898) 17
Figure 1.13 : Vue des voussettes en maçonneries des briques pleines sur les pavillons de Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020) 18
Figure 1.14 : Vue de dessous d'un plancher avec remplissage en dalle mixte dans un des bâtiments « pavillon » de la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020) 18
Figure 1.15 : Maison à ossature en acier et remplissage en bois au Kongo-Central (Goffin 1907) 19
Figure 1.16 : ligne du temps (Elaboration, mise en forme et utilisation de la fonte, du fer, et de l'acier en construction) (source : Espion et al., 2018) 20
Figure 1.17 : Inscription « BCG » sur les têtes de boulons dans un des bâtiments « pavillon » de la ville de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020) 20
Figure 1.18 : Couverture en tôles ondulées galvanisées au bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021) 21
Figure 1.19 : Socles et murs de fondation au palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021) 21

Figure 1.20 : - à gauche : Liaison poutre de rive en UPN et poteau intermédiaire en IPN dans un bâtiment « pavillon » de Mbanza-Ngungu (Mission, janvier 2020) ; - à droite : Liaison poutre de rive en UPN et poteau d'angle en IPN au palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission, septembre 2021) 22
Figure 1.21 : - à gauche : Liaison pied de poteau et socle de fondation « bâtiment - pavillon » - à droite : Liaison pied de poteau et socle de fondation « palais de justice de Mbanza-Ngungu » (Mission Mbanza-Ngungu, janvier 2020) 23
Figure 1.22 : - à gauche : Liaison par vis (solives en bois et poutre en UPN 180) - à droite : Liaison par cornière de liaison (solive en bois et poutre en IPN 180) « bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu » (Mission Mbanza-Ngungu, septembre 2021) 23
Figure 1.23 : Schéma d'une ferme à membrures articulées sur les poteaux et stabilisées par un tirant métallique (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo) 25
Figure 1.24 : Présence du tirant métallique raccordant deux poteaux opposés aux bâtiments suivants : (a) 4 maisons d'habitation à fournir à la compagnie du chemin de fer du Congo - plan N°624E^{x} 6073TER II, expédition du 17/12/1909, commande N°1661) (source : archives de la SCTP) - (b) plan de la coupe transversale de l'ancien hôtel ABC de Thysville (actuel palais de justice de Mbanza-Ngungu) (Goffin 1907) - (c) plan de modification N°V.T. 7049 du 14/10/1954 de l'habitation du docteur (N°5230) à Thysville (source : archives de la SCTP). 25
Figure 1.25 : Schéma d'une ferme à treillis métalliques simplement appuyée sur des poteaux à ses extrémités (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo) 26
Figure 1.26 : (a) : les ateliers de Matadi (source : Blanchart et al., 1993) - (b) : Grand hôtel ABC de Kinshasa, construit en 1912 pour le compte de la Société ABC (Alimentation du Bas-Congo) (source : Page 6 du journal NEPTUNE du 20 Janvier 1914) 26
Figure 1.27 : (a) Jarret au palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021) - (b) Jarret à l'ancien hôtel ABC de Kinshasa (source : Mission septembre 2021) - (c) Jarret de la maison d'habitation N°5277 (source : Mission janvier 2020) - (d) Jarret à l'hôpital de Kinkanda (Mission janvier 2020) 27
Figure 1.28: Cadres en métal déployé sur les poutres supérieurs ; à gauche : ancien hôtel ABC de Kinshasa (source : Mission septembre 2021) - à droite et en bas : palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021) 28
Figure 1.29 : Locomotives et wagons de la Compagnie du Chemin de Fer du Congo (CCFC) (source : Goffin, 1907, Annexe VI) 32
Figure 1.30 : Affiche des différents trafics de la CBMC (source : "Les chemins de Fer Belges" Commemoration catalog with lots of advertisements of railway industry and products, janvier 1928) 33
Figure 1.31 : Montage à blanc en Belgique de l'ossature métallique d'un bâtiment démontable (Laporte et Dosse 1905) 34
Figure 1.32 : Montage à blanc de l'Hôtel ABC de Kinshasa à Hoboken (Anvers) (source : AfricaMuseum, AP.0.0.15609) 35
Figure 1.33: Vue du fleuve du chantier de l'hôtel ABC de Kinshasa (Mwana Mboka 2011).. 35
Figure 1.34: Bâtiment, en tôles embouties (système Danly), d'une école au quartier Noki à Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu janvier 2020) 37
Figure 1.35: Bâtiments à ossature en acier et remplissage en maçonnerie de béton du quartier Noki dans la ville de Mbanza-Ngungu (mission Mbanza-Ngungu janvier 2020) 37

Figure 2.1: Poteau d'angle externe incliné d' angles α/β par rapport aux directions principales du bâtiment (image extraite du plan N°624Ex 6073TER II, expédition du 17/12/1909, commande N°1661 - 4 maisons d'habitation à fournir à la compagnie du chemin de fer du Congo 44
Figure 2.2 : Géolocalisation du palais de justice dans la ville de Mbanza-Ngungu (province du Kongo-Central)..... 46
Figure 2.3 : Portion de la page 6 du journal Neptune du 20 janvier 1914 47
Figure 2.4 : Coupe transversale de l'ancien hôtel ABC de Thysville (actuel Palais de Justice de Mbanza-Ngungu) (Goffin 1907). 48
Figure 2.5 : Coupe longitudinale et vue en plan (RDC et étage) de l'ancien hôtel ABC de Thysville (Goffin 1907) 48
Figure 2.6 : Coupe transversale A-A du bâtiment du palais de justice montrant la hauteur hors-sol du bâtiment - configuration initiale. 49
Figure 2.7 : Vue en plan fondation et éléments du plancher du rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 49
Figure 2.8: Vue en plan rez-de-chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm 50
Figure 2.9 : Vue en plan des éléments du plancher de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm..... 50
Figure 2.10 : Vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm 50
Figure 2.11 : Vue des quelques jonctions entre les murs de cloisonnement et les poteaux du bâtiment étudié. 51
Figure 2.12 : Vue représentative des éléments constitutifs de la structure du plancher du rez-de-chaussée du bâtiment étudié. 52
Figure 2.13 : Vue en plan des poutres supérieures IPN 120 (en rouge) au niveau des plafonds du bâtiment étudié - dimensions en cm 52
Figure 2.14: Vue en plan des éléments de la toiture du bâtiment palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm. 53
Figure 2.15 : Photo illustrant les crochets attachant les pannes à la tôle ondulée galvanisée au niveau de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021)..... 53
Figure 2.16 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (mission janvier - février 2023)..... 54
Figure 2.17 : Actuelle vue en plan rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec plancher en béton armé - dimensions en cm 55
Figure 2.18 : Actuelle vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 55
Figure 2.19 : Illustration de l'actuelle coupe transversale A-A montrant quelques éléments ajoutés au niveau des vérandas du palais de justice de Mbanza-Ngungu 56
Figure 2.20 : Idéalisations de l'assemblage articulé poutre-poteau (à gauche) et du pied de poteau articulé sur le socle de fondation (à droite) 57
Figure 2.21 : Idéalisations de l'assemblage rigide poutre-poteau (à gauche) et du poteau encastré sur le socle de fondation (à droite)..... 57

Figure 2.22 : Illustrations des liaisons articulées (poutres - poteaux) du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu..... 58
Figure 2.23 : Vue de la liaison au niveau des pieds de poteaux du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 59
Figure 2.24 : Détails assemblages poutres supérieures IPN 120 et poteau IPN 120..... 59
Figure 2.25 : Schéma des charges à appliquer sur les pannes (dessiné par Aris Mpemba Nkole Kabongo)..... 63
Figure 2.26 : Vue en plan des éléments porteurs de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu - numérotation et délimitation des pannes (dimensions en cm) 70
Figure 2.27 : Schéma statique et de chargement des pannes du bâtiment du palais de justice (à gauche : panne isostatique, à droite : panne hyperstatique) 70
Figure 2.28 : Point de rencontre de 5 membrures encerclé en rouge 71
Figure 2.29 : Photo des fermes 4 (F4) appuyées à la fois sur la ferme 3 (F3) et sur le poteau UPN 120..... 72
Figure 2.30 : Schémas statiques de différentes fermes analysées 72
Figure 2.31 : Elément décoratif servant de jarret au niveau des porte-à-faux des membrures de fermes 73
Figure 2.32 : Influence des éléments décoratifs sur les longueurs des parties en porte-à-faux des membrures de fermes (cas de la ferme 3)..... 74
Figure 2.33 : Grillage de poutres au niveau des planchers RDC et Etage 1 - dimensions en [cm] 75
Figure 2.34 : Plan des poutres au niveau des plafonds du premier étage - dimensions en [cm] 75
Figure 2.35 : Photo montrant la présence des cadres en métal déployé sur les poutres supérieures IPN 120 du portique 1 76
Figure 2.36 : Illustration de l'influence des cadres en métal déployé sur la rigidité des nœuds des poutres supérieures IPN 120 de portiques externes 77
Figure 2.37 : Photo illustrant la présence de la structure des brise-soleil ainsi que les garde-corps au niveau de la véranda du palais de justice de Mbanza-Ngungu 78
Figure 2.38 : Schéma statique du portique 2 en phase de construction..... 79
Figure 2.39: Schéma statique du portique 3 en phase de construction..... 79
Figure 2.40 : Schéma statique du portique 1 en phase de fonctionnement 80
Figure 2.41 : Schéma statique de la portion des portiques 2 et 3 en phase de fonctionnement 80
Figure 2.42 : Grillage des poutres au niveau du plancher du rez-de-chaussée - Dimensions en [cm] 81
Figure 2.43 : Grillage des poutres au niveau du plancher de l'étage - Dimensions en [cm].... 81
Figure 2.44 : Photo montrant la présence des murs en maçonnerie de bloc creux de 23 cm (y compris enduit) sur le portique 1 au niveau du rez-de-chaussée. (source : mission septembre 2021)..... 82
Figure 2.45 : Schéma statique du portique 1 en configuration actuelle 83
Figure 2.46 : Photo montrant la présence des murs en maçonnerie de briques de terre cuite de 10 cm d'épaisseur avec enduit en mortier de ciment (source : mission septembre 2021). 83
Figure 2.47 : Schéma statique du portique 5 en configuration actuelle 83
Figure 2.48 : Vue de face de la portion du portique 4 analysée 84

Figure 2.49 : Schéma statique de la portion du portique 4 84
Figure 2.50 : Photo montrant la détérioration d'une des pannes de coin de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021) 85
Figure 2.51 : Diagramme des moments de flexion d'une des fermes du palais de justice de Mbanza-Ngungu lorsqu'on ne prend pas en compte la présence du jarret sous la partie en porte-à-faux 86
Figure 2.52 : Diagramme des moments de flexion d'une des fermes du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec prise en compte de la présence du jarret sous la partie en porte-à-faux 86
Figure 2.53: Photo montrant l'ajout des certains éléments sous les poutres UPN 180 pour reprendre les poids des murs ajoutés (source : mission septembre 2021). 87
Figure 2.54 : Vue de la détérioration des tôles au bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 88
Figure 2.55: Repérage des pannes ou files de pannes les plus critiques 89
Figure 3.1: Déversement de pannes de la toiture après corrosion (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021) 95
Figure 3.2: Ruine de la poutre du plancher par suite de l'ajout du mur en maçonnerie et de l'effet de la corrosion (Mbanza-Ngungu, mission janvier-février 2020) 96
Figure 3.3 : Création de couples galvaniques (Bouillette 1983) 98
Figure 3.4 : Principales formes de corrosion (source : Roberge, 2008) 99
Figure 3.5 : Principe de la corrosion généralisée ou uniforme (exemple pour l'acier au carbone) (source: Persy, 2019) 100
Figure 3.6 : Abaque de corrélation entre la teneur en eau de l'air, la température et le taux d'humidité relative (à partir des valeurs de référence) (source : Sutter, 2016) 101
Figure 3.7 : Masse d'acier corrodée en fonction de l'humidité relative, essais de 55 jours en présence de 0,01% SO_2 (d'après W.H. Vernon) (source : Hélie, s. d.) 102
Figure 3.8 : Palais de Justice de Mbanza-Ngungu (Ancien hôtel ABC de Thysville) (Mission janvier/février 2020) 106
Figure 3.9 : Section transversale d'un profilé double-T avec ses propriétés géométriques (ArcelorMittal 2021) 107
Figure 3.10 : Remplacement de la section des profilés double-T par une section idéalisée .. 108
Figure 3.11 : Schéma de la demi-section du profilé double-T idéalisé utilisé pour la détermination des caractéristiques géométriques 108
Figure 3.12 : Section transversale d'un profilé UPN avec ses propriétés géométriques (ArcelorMittal 2021) 109
Figure 3.13 : Remplacement de la section du profilé laminé UPN par une section idéalisée 110
Figure 3.14 : Schéma de la demi-section du profilé U de remplacement aidant à la détermination de ses caractéristiques géométriques 110
Figure 3.15 : Schéma illustrant la dégradation, en gris, des sections transversales des profilés double-T et U de remplacement 112
Figure 3.16 : Evolution dans le temps de l'attaque totale par corrosion « D » pour les quatre vitesses de corrosion considérées 113
Figure 3.17 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé IPN 120 corrodé en fonction du temps t exprimé en année 113

Figure 3.18 : A gauche : Photo de la panne reposant sur la membrure de la ferme, qui commence à se détériorer. A droite : Photo montrant le début de l'enlèvement de la couche de protection sur le poteau externe d'angle du bâtiment étudié. 114
Figure 3.19 : Photo montrant la ruine complète d'un tronçon de l'âme d'une panne du bâtiment étudié. 114
Figure 3.20 : Schéma permettant de déterminer les dimensions géométriques m' et n' des profilés double-T et U corrodé au temps t..... 115
Figure 3.21 : Evolutions, dans le temps, de la classe de la paroi interne comprimée (sous N) et fléchie (sous M) du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ ... 116
Figure 3.22 : Evolution, dans le temps, de la classe de la semelle comprimée du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ 117
Figure 3.23 : Evolution globale, dans le temps, de la classe de section du profilé IPN 120 corrodé pour les vitesses de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ 117
Figure 3.24 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (paroi interne comprimée) du profilé J 127 x 76 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ 117
Figure 3.25 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (paroi interne fléchie) du profilé IPN 180 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ 118
Figure 3.26 : Evolution, dans le temps, de la classe de section (semelle comprimée sous flexion) du profilé UPN 180 corrodé sous vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ et $r_{corr,4}$ 118
Figure 3.27 : Schémas de distribution des contraintes en flexion d'axe fort de la section efficace du profilé double-T de remplacement 121
Figure 3.28 : Schéma pour le calcul de la position de l'axe neutre (y'-y') de la section efficace 122
Figure 3.29 : schéma de distribution des contraintes en flexion d'axe faible de la section efficace du profilé double-T de remplacement 123
Figure 3.30 : Schéma pour le calcul de la position de l'axe neutre (z'-z') de la section efficace 123
Figure 3.31 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de $r_{corr,1}$ = 80 µm/an pour les pannes IPN 120 : 1) de la résistance au cisaillement suivant l'axe fort, 2) de la résistance au cisaillement suivant l'axe faible, 3) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 4) de la déformation perpendiculaire à l'axe faible (z-z), 5) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 6) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément 127
Figure 3.32 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de 200 µm/an pour les pannes IPN 120 : 1) de la résistance au cisaillement suivant l'axe fort, 2) de la résistance au cisaillement suivant l'axe faible, 3) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 4) de la déformation perpendiculaire à l'axe faible (z-z), 5) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 6) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément..... 128
Figure 3.33 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour une vitesse de corrosion de 80 µm/an pour les membrures de fermes J 127x76 : 1) de la résistance au cisaillement, 2) de la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y), 3) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 4) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément 129

Figure 3.34 : Vue des éléments de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec la présence d'une protection initiale (en vert) et la présence de la formation des films passifs sur les membrures de fermes (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021) 130
Figure 3.35 : Graphes théoriques des évolutions dans le temps pour les vitesses de corrosion $r_{corr,0}$ et $r_{corr,-1}$ pour les membrures de fermes J 127x76 : 1) des taux de chargement liés à la résistance flexionnelle en section, 2) des taux de chargement liés à la stabilité au déversement de l'élément 131
Figure 3.36 : A gauche : vue du poteau externe le plus sollicité du portique intermédiaire ; à droite : vue de la détérioration par corrosion au niveau de la base du poteau externe (Mbanza-Ngungu, mission septembre 2021) 134
Figure 4.1 : A gauche : vue du raccord des tuyaux pour WC ou salle de bain du bâtiment du palais de justice datant de l'époque coloniale (mission janvier 2023). A droite : vue des ouvertures en fenêtres carrées sur les murs au niveau de la véranda du rez-de-chaussée (mission janvier 2023). 141
Figure 4.2 : Quatre conditions initiales de l'acier - A, B,C, D suivant la norme ISO 8501-1 (Hempel 2020) 144
Figure 4.3 : Exemple de photographies montrant les niveaux de corrosion, les degrés de préparation des subjectiles d'acier non protégés et les substrats d'acier après élimination totale par décapage des revêtements précédents (source : Hempel 2020) 145
Figure 4.4 : Quelques dispositions constructives empêchant la rétention d'eau ou le dépôt de particules corrosives (source : Infosteel et al. 2012) 146
Figure 4.5 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu 149
Figure 4.6 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120 150
Figure 4.7 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120 150
Figure 4.8 : Schémas représentatifs de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180 151
Figure 4.9 : Vue de la connexion cadre en métal déployé - poteau IPN 120 - poutre supérieure IPN 120 au palais de justice de Mbanza-Ngungu 151
Figure 4.10 : Vue de l'assemblage entre la poutre UPN 180 et le poteau IPN 120 du bâtiment étudié (cf. Figure D.7 - annexe D) 152
Figure 4.11 : Répartitions des efforts sur l'assemblage poutres UPN 180 et poteau IPN 120 154
Figure 4.12 : Moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ engendrés par la semi-rigidité des assemblages pour une configuration bilatérale 155
Figure 4.13 : Mécanisme global de ruine plastique de l'âme du poteau à assemblage suivant l'axe faible d'inertie (source : NEVES et GOMES 1996) 155
Figure 4.14 : Schéma représentatif de la transmission des efforts à l'âme du poteau via un rectangle rigide de compression 155
Figure 4.15 : Influence de la largeur « b_c » du rectangle rigide de compression sur le coefficient de rigidité « k_c » de l'âme du poteau 156

Figure 4.16 : Schéma montrant, en rouge, la transmission de l'effort de compression de la poutre UPN 180 à l'âme du poteau IPN 120..... 156
Figure 4.17 : Modèle du tronçon en T équivalent, signalé en rouge sur le dessin de droite, des ailes de cornières fléchies..... 157
Figure 4.18 : Distributions des efforts internes dans l'assemblage cornières - poteau..... 158
Figure 4.19 : Classification des assemblages par rigidité (cf. EN1993-1-8, Figure 5.4, §5.2.2.5) 161
Figure 4.20 : Schémas de distribution des moments fléchissant pour structures modélisées avec assemblages articulés (à gauche) et semi-rigide (à droite) (source : FRAME DESIGN INCLUDING JOINT BEHAVIOUR 1997)..... 162
Figure 4.21 : Schéma statique du portique 1 en configuration actuelle avec prise en compte du comportement réel des assemblages « poutres - poteaux » - dimensions en cm..... 163
Figure 4.22 : Schéma statique du portique 5 en configuration actuelle avec prise en compte du comportement réel des assemblages « poutres - poteaux » - dimensions en cm..... 164
Figure 4.23 : Schéma statique de la portion du portique 4 en configuration actuelle - dimensions en cm 164
Figure 4.24 : Portions des diagrammes des moments (M_{Ed}) à gauche et efforts tranchants (V_{Ed}) à droite des portiques externes (cas des poutres avec les plus grands efforts sollicitants aux appuis mais inférieurs aux valeurs de résistance de l'assemblage traité dans l'annexe D) ... 165
Figure 4.25 : Distance entre appuis de la couverture actuelle du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm..... 168
Figure 4.26 : Caractéristiques techniques des tôles ondulées galvanisées 836 [11-76-18] (SPO (Société de Profilage Ouest) 2017) 168
Figure 4.27 : Forme et dimensions de la couveture étudiée (JI 18-076-836 Toiture s. d.; TOLES ACIER s. d.; SPO (Société de Profilage Ouest) 2017) 169
Figure 4.28 : Distance entre appuis (en cm) de la couverture proposée pour le bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm..... 169
Figure 4.29 : Vue en plan des pannes de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm..... 171
Figure 4.30 : Modification des pannes affectant le chargement des membrures de fermes (exemple de la ferme 4) - dimensions en cm..... 172
Figure 4.31 : Diagrammes des moments M_{Ed} (à gauche) et des efforts normaux N_{Ed} (à droite) sur la ferme 4 modifiée pour $r_{corr,1}$ (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge 173
Figure 4.32 : Taux de chargement, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la résistance flexionnelle en section du profilé J 127x76 servant de membrure de ferme (cas de la ferme 4) - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires) 175
Figure 4.33 : Taux de chargement, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la stabilité au déversement du profilé J 127x76 servant de membrure de ferme (cas de la ferme 4) - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires) 175
Figure 4.34 : Taux de déformation, en configuration non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition, liés à la déformation perpendiculaire à l'axe fort (y-y) de la membrure de la ferme

4 la plus chargée - (en rouge : situation avant ajout des pannes intermédiaires, en vert : situation avec ajout des pannes intermédiaires) 176
Figure 4.35 : Ajout des jarrets en acier (en rouge) pour améliorer les taux de chargement des membrures des fermes (exemple de la ferme 4) - dimensions en cm 176
Figure 4.36 : Nouvelles modélisation des membrures de fermes avec prise en compte de la présence des jarrets ajoutés - dimensions en cm 177
Figure 4.37 : Diagrammes des moments M_{Ed} (à gauche) et des efforts normaux N_{Ed} (à droite) sur la ferme 4 modifiée pour $r_{corr,1}$ (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge 178
Figure 4.38 : Graphique montrant les taux de déformation et de chargement de la membrure de la ferme 4 (après ajout des nouveaux jarrets), soumise à une vitesse de corrosion $r_{corr,1}$ après 120 ans d'exposition, sous différents critères de vérification aux ELU et ELS. 178
Figure 4.39 : Nouveau schéma statique des portiques externes pour la configuration post réparation ou renforcement du bâtiment étudié - dimensions en cm 181
Figure 4.40 : Schéma statique de la portion la plus chargée des portiques intermédiaires pour la configuration post réparation ou renforcement - dimensions en cm 181
Figure 4.41 : Vue en plan de la configuration post réparation ou renforcement du plancher du rez-de-chaussée avec portiques étudiés encadrés en rouge - dimensions en cm 183
Figure 4.42 : Schéma statique des portiques externes pour la configuration post réparation avec prise en compte de l'influence des garde-corps pour améliorer la stabilité des poteaux - dimensions en cm 185
Figure 4.43 : Schéma statique de la portion la plus chargée des portiques intermédiaires pour la configuration post réparation avec prise en compte de l'influence des garde-corps pour améliorer la stabilité des poteaux - dimensions en cm 185
Figure 4.44 : Photos montrant quelques exemples des éléments porteurs en acier détériorés à renforcer ou à remplacer 187
Figure 4.45 : Vue en plan du plancher du rez-de-chaussée du bâtiment en étude avec illustration de la zone à réparer encadrée en rouge - dimensions en cm 188
Figure 4.46 : Modèle de l' assemblage A1 « poutres - poteau » proposé conforme aux règles de conception - dimensions en cm 189
Figure 4.47 : Aspects visuels et représentatifs de quelques cas de déficience des assemblages des bâtiments de Grandes Chaudronneries de l'Escaut dans la ville de Mbanza-Ngungu 190
Figure A.1 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu - ancien hôtel ABC de Thysville (journal NEPTUNE du 20 janvier 1914) 206
Figure A.2 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission septembre 2021) 207
Figure A.3: (a) Carte de la R.D.Congo avec localisation de la province du Kongo-Central (source : NordNordWest, 2016). (b) Carte de la province du Kongo-Central avec ses 10 territoires et une signalisation de la zone d'étude (source : Cellule d'Analyses des Indic 208
Figure A.4 : Coupe transversale A-A du bâtiment du palais de justice montrant la hauteur hors-sol du bâtiment. 209
Figure A.5 : Vue en plan fondation et éléments du plancher du rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 210
Figure A.6: Vue en plan rez-de-chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm 210

Figure A.7 : Vue en plan des éléments du plancher de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 211
Figure A.8 : Vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu dans sa configuration initiale - dimensions en cm 211
Figure A.9 : Vue en plan des poutres supérieures IPN 120 au niveau des plafonds du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 212
Figure A.10: Vue en plan des éléments de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu-dimensions en cm. 212
Figure A.11: Vue en plan des éléments de la toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu. 215
Figure A.12 : Image de la toiture montrant l'influence de la lucarne dans l'analyse de la panne P_8 216
Figure A.13 : Surfaces d'influence (projetées), hachurées et non hachurées, de pannes 217
Figure A.14 : Schéma statique de la ferme 1 (Dimensions en [cm]) 217
Figure A.15 : Schéma statique de la ferme 2 (Dimensions en [cm]) 218
Figure A.16 : Schéma statique de la ferme 3 (Dimensions en [cm]) 218
Figure A.17 : Schéma statique de la ferme 4 (Dimensions en [cm]) 218
Figure A.18 : Pression exercée sur les surfaces (EN 1991-1-4 (§5.2), Figure 5.1)..... 220
Figure A.19 : Plan de repère pour toitures à deux versants (EN 1991-1-4 (§7.3), Tableau 7.7) 221
Figure A.20 : Délimitation des zones d'action du vent sur le toiture du palais de justice de Mbanza-Ngungu (cf. Figure A.19) - dimensions en [cm] 222
Figure A.21 : Ecoulement de l'air autour des toitures isolées avec des obstructions du cotés sous le vent $\varphi = 1$ (EN 1991-1-4 (§7.3), Figure 7.15) 222
Figure A.22 : Schéma des charges à appliquer sur les pannes 225
Figure A.23 : Schéma statique des pannes hyperstatiques 225
Figure A.24 : Schéma statique de la panne isostatique P_{I1} 225
Figure A.25 : Schéma statique de la panne hyperstatique rendue isostatique 230
Figure A.26 : Schéma statique du chargement de la panne P_{I1} 232
Figure A.27 : Diagrammes des efforts internes de la panne P_{I1} 233
Figure A.28 : Schéma statique de chargement de la panne P_4 233
Figure A.29 : Diagrammes des efforts internes de la panne P_4 234
Figure A.30 : section IPN 120 235
Figure A.31 : Valeurs de C_1 - chargement par moments d'extrémité et charge uniforme, $\mu < 0$ 239
Figure A.32 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge uniforme, $\mu < 0$ 244
Figure A.33 : Photo montrant la détérioration d'une des pannes de coin de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (source : Mission septembre 2021) 246
Figure A.34 : Vérification des flèches 246
Figure A.35 : Identification des fermes à analyser 249
Figure A.36 : Schéma représentatif des fermes 1 sous lucarne 250
Figure A.37 : Schéma statique de la ferme 1-A (Dimensions en [cm]) 251
Figure A.38 : Charges poids propre ferme 1-A 251

Figure A.39 :Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-A 252
Figure A.40: Charges de la lucarne sur la ferme 1-A..... 252
Figure A.41 : Charges variables sur la ferme 1-A..... 252
Figure A.42 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-A 253
Figure A.43 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-A..... 253
Figure A.44 : Numérotation des appuis de la ferme 1-A 254
Figure A.45 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8)..... 254
Figure A.46 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8)..... 255
Figure A.47 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 1-A (combinaison 8) 255
Figure A.48 : Schéma statique de la ferme 1-B (Dimensions en [cm]) 256
Figure A.49 : Charges poids propre ferme 1-B..... 256
Figure A.50 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-B 257
Figure A.51: Charges de la lucarne sur la ferme 1-B..... 257
Figure A.52 : Charges variables sur la ferme 1-B..... 257
Figure A.53 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-B..... 258
Figure A.54 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-B..... 258
Figure A.55 : Numérotation des appuis de la ferme 1-B 258
Figure A.56 : Schéma représentatif des fermes 1-C..... 259
Figure A.57 : Schéma statique de la ferme 1-C (Dimensions en [cm]) 260
Figure A.58 : Charges poids propre ferme 1-C..... 260
Figure A.59 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 1-C 260
Figure A.60 : Charges variables sur la ferme 1-C..... 261
Figure A.61 : Charges de vent (pression) sur la ferme 1-C..... 261
Figure A.62 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 1-C..... 261
Figure A.63 : Numérotation des appuis de la ferme 1-C 262
Figure A.64 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8)..... 262
Figure A.65 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8)..... 263
Figure A.66 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 1-C (combinaison 8) 263
Figure A.67 : Schéma représentatif de la ferme 2..... 263
Figure A.68 : Schéma statique ferme 2 - Dimensions en [cm] 264
Figure A.69 : Charges poids propre ferme 2..... 264
Figure A.70 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 2 265
Figure A.71 : Charges variables sur la ferme 2..... 265
Figure A.72 : Charges de vent (pression) sur la ferme 2..... 265
Figure A.73 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 2..... 266
Figure A.74 : Numérotation des appuis de la ferme 2 266
Figure A.75 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8)..... 267
Figure A.76 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8)..... 267
Figure A.77 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 2 (combinaison 8) 268
Figure A.78 : Schéma statique ferme 3 268
Figure A.79 : Charges poids propre ferme 3 268
Figure A.80 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 3 269
Figure A.81 : Charges variables sur la ferme 3..... 269
Figure A.82 : Charges de vent (pression) sur la ferme 3..... 270

Figure A.83 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 3 270
Figure A.84 : Numérotation des appuis de la ferme 3 270
Figure A.85 : Diagramme des moments MEd sur la ferme 3 (combinaison 8) 271
Figure A.86 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 3 (combinaison 8) 271
Figure A.87 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 3 (combinaison 8) 271
Figure A.88 : Schéma représentatif ferme 4 272
Figure A.89 : Schéma statique ferme 4 272
Figure A.90 : Charges poids propre ferme 4 273
Figure A.91 : Charges des pannes et tôles sur la ferme 4 273
Figure A.92 : Charges variables sur la ferme 4 273
Figure A.93 : Charges de vent (pression) sur la ferme 4 274
Figure A.94 : Charges de vent (dépression) sur la ferme 4 274
Figure A.95 : Numérotation des appuis de la ferme 4 274
Figure A.96 : Diagramme des moments MEd sur la ferme 4 (combinaison 8) 275
Figure A.97 : Diagramme d'efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 4 (combinaison 8) 275
Figure A.98 : Diagramme d'efforts tranchants V_{Ed} sur la ferme 4 (combinaison 8) 276
Figure A.99 : Section J 127x76 276
Figure A.100 : Elément décoratif servant de jarret 278
Figure A.101 : Influence des éléments décoratifs sur les longueurs des parties en porte-à-faux des fermes (exemple de la ferme 3). 279
Figure A.102 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 1-C modifiée (combinaison 8) - tronçon 2 en rouge 282
Figure A.103 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 1-C modifiée (combinaison 8) - tronçon 2 en rouge 282
Figure A.104 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 3 modifiée (combinaison 5) - tronçon 2 en rouge 283
Figure A.105 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 3 modifiée (combinaison 5) - tronçon 2 en rouge 283
Figure A.106 : Diagramme des moments M_{Ed} sur la ferme 4 modifiée (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge 284
Figure A.107 : Diagramme des efforts normaux N_{Ed} sur la ferme 4 modifiée (combinaison 8) - tronçon 1 en rouge 284
Figure A.108 : Valeurs de C_1 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu > 0$ 286
Figure A.109 : Valeurs de C_1 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu < 0$ 287
Figure A.110 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu > 0$ 289
Figure A.111 : Valeurs de C_2 : chargement par moments d'extrémité et charge concentrée, $\mu < 0$ 290
Figure A.112 : Grillage de poutres au niveau des planchers RDC et Etage 1 - Dimensions en [cm] 294
Figure A.113 : Plan des poutres au niveau des Plafonds du premier étage – dimensions en [cm] 294

Figure A.114 : Coupe transversale du bâtiment 295
Figure A.115 : Vue de la liaison à la base des poteaux de portiques du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 296
Figure A.116 : Les éléments rigidifiant les nœuds des poutres IPN 120 de plafond du portique 1 296
Figure A.117 : Schéma statique Portique 1 (phase de construction) 297
Figure A.118 : Schéma statique du Portique 1 (phase de fonctionnement) 298
Figure A.119 : Schéma statique du portique 2 (phase de construction) 298
Figure A.120 : Point de rencontre de 5 membrures encerclé en rouge 299
Figure A.121 : Schéma statique portique 3 (phase de construction) 299
Figure A.122 : Schéma statique de la portion des portiques 2 et 3 (phase de fonctionnement) 300
Figure A.123 : Charges des pannes sur la ferme 1-A 301
Figure A.124 : Charges des pannes sur la ferme 1-B 302
Figure A.125 : Charges des pannes sur la ferme 1-C 302
Figure A.126 : Charges des pannes sur la ferme 3 302
Figure A.127 : Charges des pannes sur la ferme 4 303
Figure A.128 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 1 304
Figure A.129 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre UPN 180 305
Figure A.130 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm] 305
Figure A.131 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm] 306
Figure A.132 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - Dimensions en [cm] 307
Figure A.133 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 2 - phase de construction 308
Figure A.134 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 2 - phase de fonctionnement 308
Figure A.135 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre IPN 180 309
Figure A.136 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm] 310
Figure A.137 : Vue de la liaison plancher étage et poutre IPN 180 310
Figure A.138 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm] 311
Figure A.139 : Vue des éléments constitutifs du plafond de l'étage 311
Figure A.140 : Schéma en plan de l'action du vent sur le bâtiment du palais de justice- Dimensions en [cm] 313
Figure A.141 : Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 3 (phase de construction) 313
Figure A.142 :Schéma de transmission des charges de la toiture au portique 3 (phase de fonctionnement) 313
Figure A.143 : Charges des pannes sur les fermes 2 comme partie intégrante du portique 3 314
Figure A.144 : Vue en élévation de la liaison plancher RDC et poutre IPN 180 314
Figure A.145 : Vue en plan des éléments constitutifs de l'ancien plancher du RDC - Dimensions en [cm] 315

Figure A.146 : Vue en élévation de la liaison plancher étage et poutre IPN 180 315
Figure A.147 : Vue en plan des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm] 316
Figure A.148 : Vue des éléments constitutifs du plafond de l'étage..... 316
Figure A.149 : Section des profilés IPN et UPN..... 325
Figure A.150: Premier mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 1)..... 326
Figure A.151 : Mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 2) 326
Figure A.152 : Mode d'instabilité latérale sous poids propre et charge de la toiture (portique 3) 326
Figure A.153 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1..... 328
Figure A.154 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2..... 328
Figure A.155 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3..... 329
Figure A.156 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4..... 329
Figure A.157 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5..... 329
Figure A.158 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6..... 329
Figure A.159 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7..... 330
Figure A.160 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1..... 330
Figure A.161 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2..... 330
Figure A.162 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3..... 331
Figure A.163 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4..... 331
Figure A.164 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5..... 331
Figure A.165 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6..... 332
Figure A.166 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7..... 332
Figure A.167 : Section IPN 180 335
Figure A.168 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu..... 338
Figure A.169 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120 338
Figure A.170 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120 339
Figure A.171 : Schémas représentatif de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180 339
Figure A.172 : Données en mm de la portion d'assemblage A3..... 339
Figure A.173 : Exemples des arrachements de blocs en zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue (source : Figure 5.13 de la FprEN 1993-1-8:2023) 342
Figure A.174 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié. 343
Figure A.175 : Vue de la liaison au niveau des pieds de poteaux du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu 344
Figure A.176 : Dimensions de la cornière de liaison au niveau des pieds de poteaux 344
Figure A.177 : Aire efficace sous la plaque d'assise 346
Figure A.178: Repérage des pannes ou files de pannes les plus critiques 347

Figure A.179 : Elément décoratif servant de jarret 348
Figure B.1 : Palais de justice de Mbanza-Ngungu (Mission septembre 2021) 351
Figure B.2 : Illustration des quelques éléments ajoutés au niveau des vérandas du palais de justice de Mbanza-Ngungu (coupe A-A) 352
Figure B.3 : Actuelle vue en plan rez-de-chaussée du palais de justice de Mbanza-Ngungu avec plancher en béton armé - dimensions en cm 353
Figure B.4 : Actuelle vue en plan étage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 354
Figure B.5 : Vue en plan des éléments structuraux du plancher au niveau de l'étage du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 354
Figure B.6 : Vue en plan des éléments structuraux du plancher du rez-de chaussée du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu - dimensions en cm 355
Figure B.7 : Présence des murs en maçonnerie de bloc creux de 23 cm (y compris enduit) sur le portique 1 au niveau du rez-de-chaussée. 355
Figure B.8 : Modélisation du portique 1 avec schéma de transmission des charges venant de la toiture 356
Figure B.9 : Coupe au niveau du plancher du rez-de-chaussée 357
Figure B.10 : Vue des éléments constitutifs du nouveau plancher en béton armé du rez-de-chaussée - dimensions en [cm] 357
Figure B.11 : Vue des éléments constitutifs du plancher de l'étage - Dimensions en [cm] .. 358
Figure B.12 : Plan des poutres au niveau des Plafonds du premier étage - dimensions en [cm] 359
Figure B.13 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - dimensions en [cm] 359
Figure B.14 : Schéma en plan de l'action du vent sur le bâtiment du palais de justice-Dimensions en [cm] 361
Figure B.15 : Hauteur de référence, z_e, dépendant de h et b (modifié de l'EN 1991-1-4 - Figure 7.4) 361
Figure B.16 : Légende relative aux murs verticaux (modifié de l'EN 1991-1-4 - Figure 7.5) 362
Figure B.17 : Abaque donnant les valeurs du coefficient de dimension γ_0 (cf. Règles NV 65 (DTU P 06-002) §2.12) 363
Figure B.18 : Présence des murs en maçonnerie de briques de terre cuite de 10 cm d'épaisseur avec enduit en mortier de ciment. 364
Figure B.19 : Modélisation du portique 5 avec schéma de transmission des charges venant de la toiture 364
Figure B.20 : Vue de face de la portion du portique 4 analysée 367
Figure B.21 : Schéma d'analyse de la portion du portique 4 367
Figure B.22 : Coupe au niveau du plancher du rez-de-chaussée 368
Figure B.23 : Vue en plan des éléments constitutifs du nouveau plancher en béton armé du rez-de-chaussée - dimensions en [cm] 369
Figure B.24 : Présentation d'une portion du plancher de l'étage - dimensions en [cm] 370
Figure B.25 : Vue des éléments constitutifs du plafond de la terrasse - Dimensions en [cm] 371
Figure B.26 : Section transversale des profilés IPN 377
Figure B.27 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1 379

Figure B.28 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2 379
Figure B.29 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3 379
Figure B.30 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4 379
Figure B.31 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5 380
Figure B.32 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6 380
Figure B.33 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7 380
Figure B.34 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 1 381
Figure B.35 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 2 381
Figure B.36 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3 381
Figure B.37 : Modes d'instabilité latérale sous combinaison 4 382
Figure B.38 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5 382
Figure B.39 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6 382
Figure B.40 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7 383
Figure B.41 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 1 383
Figure B.42 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 2 384
Figure B.43 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 3 384
Figure B.44 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 4 384
Figure B.45 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 5 384
Figure B.46 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 6 385
Figure B.47 : Mode d'instabilité latérale sous combinaison 7 385
Figure B.48 : Section IPN 180 389
Figure B.49: Ajout des certains éléments en dessous des poutres UPN 180 pour reprendre les poids de murs ajoutés 391
Figure C.1 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé J127x76 corrodé en fonction du temps t exprimé en année 393
Figure C.2 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé IPN 180 corrodé en fonction du temps t exprimé en année 394
Figure C.3 : Graphes des évolutions (en mm) des dimensions géométriques principales du profilé UPN 180 corrodé en fonction du temps t exprimé en année 395
Figure D.1 : Vue en plan des éléments porteurs en acier du bâtiment étudié et des assemblages identifiés encerclés en bleu 397
Figure D.2 : Schéma représentatif de l'assemblage A1 : poutres UPN 180 et poteau IPN 120 397
Figure D.3 : Schéma représentatif de l'assemblage A2 : poutres UPN 180 et poteau d'angle IPN 120 398
Figure D.4 : Schémas représentatif de l'assemblage A3 : poutres UPN 180/ poteau IPN 120/ poutre IPN 180 398
Figure D.5 : Vue de la connexion cadre en métal déployé - poteau IPN 120 - poutre supérieure IPN 120 au palais de justice de Mbanza-Ngungu 399
Figure D.6 : Dimensions [en cm] de la cornière de liaison poutre UPN 180-poteau IPN 120 399
Figure D.7 : Assemblage poutre UPN 180 et poteau IPN 120 400
Figure D.8 : modèle d'un assemblage poutre-poteau par l'entremise d'une cornière de liaison (source : Tableau C.1 - FprEN 1993-1-8:2023) 400

Figure D.9 : Influence du moment sur les éléments d'assemblage au niveau de l'âme de la poutre UPN 180 401
Figure D.10 : Répartition des efforts sur l'assemblage poutre UPN 180 et poteau IPN 120 . 402
Figure D.11 : Exemples des arrachements de blocs en zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue (source : Figure 5.13 de la FprEN 1993-1-8:2023) 404
Figure D.12 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié. 404
Figure D.13 : Schémas de la section brute (à gauche) et de la section nette (à droite) à considérer pour déterminer les résistances de sections brutes et nettes des cornières de liaison sous effort de cisaillement $F_{i,T,Rd}$ engendré par le moment de flexion 407
Figure D.14 : Arrachement de bloc sous (M) 407
Figure D.15 : Dimensions e_{min} et *m* pour une cornière d'âme boulonnée 410
Figure D.16 : Photo présentant la liaison côté intérieure de la poutre UPN 180 et du poteau IPN 120 (avec entailles faites sur les semelles des poutres UPN 180) 416
Figure D.17 : Vue des zones où la résistance en traction est uniforme en zone tendue pour les éléments de l'assemblage étudié. 419
Figure D.18 : Moments de flexion $M_{b1,Ed}$ et $M_{b2,Ed}$ engendrés par la semi-rigidité des assemblages pour une configuration bilatérale 420
Figure D.19 : Mécanisme global de ruine plastique de l'âme du poteau à assemblage suivant l'axe faible d'inertie (source : NEVES et GOMES 1996) 420
Figure D.20 : Schéma représentatif de la transmission des efforts à l'âme du poteau via un rectangle rigide de compression 421
Figure D.21 : Influence de la largeur « b_c » du rectangle rigide de compression sur le coefficient de rigidité « k_c » de l'âme du poteau 421
Figure D.22 : Schéma montrant, en rouge, la transmission de l'effort de compression de la poutre UPN 180 à l'âme du poteau IPN 120 422
Figure D.23 : Classification des assemblages par rigidité (cf. EN1993-1-8, Figure 5.4, § 5.2.2.5) 424
Figure D.24 : Diagramme des efforts tranchants V_{Ed} du portique externe du bâtiment du palais de justice en configuration post renforcement avec valeurs numériques en [kN] pour les poutres de planchers 425
Figure D.25 : Diagramme des moments fléchissant M_{Ed} du portique externe du bâtiment du palais de justice en configuration post renforcement avec valeurs numériques en [kNm] pour les poutres de planchers 425
Figure E.1 : modèle de fixation de la tôle ondulée, via les vis autoperceuses, sur une panne en acier (SVK Experts in Fibre cement 2019) 428
Figure E.2 : Coupe de la toiture avec panne de calcul (encadrée en rouge) et panneaux de cisaillement (encadré en bleu) - dimensions en cm 429
Figure E.3 : Vue en plan des solutions proposées pour les pannes de la toiture du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu (dimensions en cm) 429
Figure E.4 : Forme et dimensions de la couverture étudiée 430

Liste des Tableaux

Tableau 1.1: Données du cahier des charges du 29 octobre 1913 (Poineau 2010) 15
Tableau 2.1 : Données géométriques de quelques pièces d'assemblage du bâtiment du palais de justice de Mbanza-Ngungu..... 58
Tableau 2.2 : Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage 60
Tableau 2.3 : Les combinaisons de charges sur les pannes..... 63
Tableau 2.4 : Cas de charges considérés sur les membrures de fermes 64
Tableau 2.5 : Combinaisons de charges sur les membrures de fermes 65
Tableau 2.6 : Combinaisons de charges aux ELS 67
Tableau 2.7 : Combinaisons de charges aux ELU 67
Tableau 3.1 : catégorie de corrosivité atmosphérique et exemples d'environnements types (sources : Persy, 2019; Steenhoudt, 2006) 104
Tableau 3.2 : Valeurs de "b" pour la prédiction et l'estimation de l'attaque par corrosion (source : ISO 9224, 2012) 105
Tableau 3.3 : Propriétés géométriques des profilés double-T de la structure de référence (source : ArcelorMittal 2021) 108
Tableau 3.4 : Résumé des caractéristiques géométriques des profilés double-T idéalisés (ArcelorMittal 2021) 109
Tableau 3.5 : Propriétés géométriques du profilé UPN..... 110
Tableau 3.6 : Résumé des nouvelles caractéristiques géométriques du profilé UPN 180 111
Tableau 3.7 : Caractéristiques géométriques du profilé IPN 120 corrodé 119
Tableau 3.8 : Caractéristiques géométriques du profilé J 127x76 corrodé 119
Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques du profilé IPN 180 corrodé 119
Tableau 3.10 : Caractéristiques géométriques du profilé UPN 180 corrodé..... 120
Tableau 3.11 : Résumé des valeurs de vérification de la panne hyperstatique la plus contraignante : 126
Tableau 3.12 : états limites ultimes (ELU) : taux de chargement (sous moment de flexion) des poutres de planchers pour différentes situations 132
Tableau 3.13 : Taux de chargement (liés à la flèche) aux ELS des poutres de planchers sous différentes configurations..... 133
Tableau 4.1 : Exemple du système de peinture pouvant être envisagé pour les éléments porteurs en acier du bâtiment étudié (source : Tableau C.5 de la norme ISO 12944-5) 148
Tableau 4.2 : Composantes de base de l'assemblage A1 poutre UPN 180 et poteau IPN 120 153
Tableau 4.3 : Coefficients de rigidité de la liaison « cornières - poteau » 160
Tableau 4.4 : Taux de chargement (liés à la résistance au moment de flexion) des poutres de planchers en configuration corrodée avec prise en compte ou non des caractéristiques réelles des assemblages..... 165
Tableau 4.5 : Taux de chargement (liés à la flèche) aux ELS des poutres de planchers sous différentes configurations avec prise en compte des caractéristiques réelles des assemblages 166
Tableau 4.6 : Valeurs extremum des éléments de réduction (MNV) sur la ferme 4 pour $r_{corr,-1}$ = 25 µm/an, $r_{corr,0}$ = 50 µm/an 173

Tableau 4.7 : Caractéristiques géométriques du profilé J 127x76 en configurations non corrodée et corrodées après 120 ans d'exposition. 174
Tableau 4.8 : Résumé des valeurs des efforts internes et flèches obtenues 182
Tableau 4.9 : Résumé des calculs de charges d'exploitation maximales supportables par les poutres (UPN 180 et IPN 180) de planchers du bâtiment étudié 183
Tableau 4.10 : Classification des surfaces des bâtiments résidentiels, sociaux, commerciaux ou administratifs selon leur usage spécifique (source : Tableau 6.1 de l'EN 1991-1-1) 186
Tableau A.1 : Subdivision de la pression dynamique suivant les régions (Règles NV 65 (DTU P 06-002) §1.2.3.2, CSTB, Fév. 2009) 220
Tableau A.2 : les coefficients de site suivant les régions (Règles NV 65 (DTU P 06-002) §1.2.4.2, CSTB, Fév. 2009) 221
Tableau A.3 : Interpolation des valeurs, en bleu-gras, de $c_{p,\,net}$ pour $\varphi = 1$ et $\alpha = x°$ 223
Tableau A.4 : Valeurs de pressions aérodynamiques nettes sur les pannes étudiées 224
Tableau A.5 : Les combinaisons d'actions globales 226
Tableau A.6 : Valeurs de combinaisons de charges pour la panne P_4 226
Tableau A.7 : Charges sur les pannes (Figure A.22 à Figure A.24) 227
Tableau A.8 : Combinaisons de charges dans le plan d'inertie maximale (y-y) (cf. Tableau A.5 et Tableau A.6) 228
Tableau A.9 : Combinaisons de charges dans le plan d'inertie minimale (z-z) (cf. Tableau A.5 et Tableau A.6) 229
Tableau A.10 : Réactions d'appui des pannes sous charges appliquées 231
Tableau A.11 : Réactions d'appui des pannes sous charges appliquées (suite) 232
Tableau A.12 : Valeurs des efforts internes de la panne P_4 233
Tableau A.13 : Valeurs d'efforts tranchants extremums en kN (panne P_5) 234
Tableau A.14 : Propriétés géométrique et mécanique de la panne IPN 120 235
Tableau A.15 : Valeurs des coefficients C_1, C_2, C_3 en fonction du coefficient de longueur effective k_z et pour un chargement par charges transversales 238
Tableau A.16 : Valeurs de kc pour une poutre sollicitée par une charge répartie, combinée à des moments d'extrémité 241
Tableau A.17 : Combinaisons d'actions sur la ferme 1 253
Tableau A.18 : Réactions d'appui sur la ferme 1-A 254
Tableau A.19 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 254
Tableau A.20 : Réactions d'appui sur la ferme 1-B 259
Tableau A.21 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 259
Tableau A.22 : Réactions d'appui sur la ferme 1-C 262
Tableau A.23 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 262
Tableau A.24 : Les réactions d'appui sur la ferme 2 266
Tableau A.25 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 267
Tableau A.26 : Les réactions d'appui sur la ferme 3 270
Tableau A.27 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 271
Tableau A.28 : Les réactions d'appui sur la ferme 4 275
Tableau A.29 : Efforts internes extrêmes pour chaque combinaison aux ELU 275
Tableau A.30 : Propriétés géométriques et mécaniques du profilé J 127x76 276
Tableau A.31 : Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de fermes 277

Tableau A.32 : Efforts internes extremum aux ELU sur les membrures de fermes (modélisations avec bracons fictifs) 280
Tableau A.33 : Efforts critiques de vérification de stabilité des membrures de fermes..... 281
Tableau A.34 : Vérifications du critère de non-susceptibilité au déversement..... 287
Tableau A.35 : Valeurs de k_c pour une poutre sollicitée par une charge concentrée, combinée à des moments d'extrémités..... 291
Tableau A.36 : Résumé des valeurs de vérification de la stabilité des membrures de fermes292
Tableau A.37 : Vérifications sous critère de déformation , aux ELS, des membrures de fermes 293
Tableau A.38 : Réactions d'appui des pannes sous poids propre 301
Tableau A.39 : Résumé des réactions d'appui des fermes sous chargement des pannes seules 303
Tableau A.40 : Résumé des réactions d'appui des fermes dues aux charges permanentes à considérer sur les portiques en phase de construction..... 303
Tableau A.41 : Report des charges des fermes sur le portique 1 304
Tableau A.42 : Report des charges des fermes sur le portique 2 309
Tableau A.43 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 1 (voir §A.2.2.3.2.1) 319
Tableau A.44 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 2 (voir §A.2.2.3.2.3) 319
Tableau A.45 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 3 (voir §A.2.2.3.2.4) 320
Tableau A.46 : Combinaisons d'actions à l'ELS 321
Tableau A.47 : Combinaisons d'actions à l'ELU..... 321
Tableau A.48 : Propriétés géométriques et mécaniques des profilés IPN 120 et UPN 120... 325
Tableau A.49 : Vérification de la stabilité des poteaux (Phase de construction)..... 328
Tableau A.50 : Vérification de la stabilité des poteaux /Portique 1 (Phase de fonctionnement) 333
Tableau A.51 : Vérification de la stabilité du poteau d'extrémité Portiques 2 et 3 (Phase de fonctionnement) 334
Tableau A.52 : Propriétés géométrique et mécanique du profilé IPN 180 335
Tableau A.53 : Propriétés mécaniques et géométriques des poutres IPN 120 et UPN 180 ... 336
Tableau A.54 : Valeurs de vérifications aux ELU des profilés IPN 120 et UPN 180 336
Tableau A.55 : Les valeurs de résistances des pièces d'assemblage 337
Tableau B.1 : Report des charges des fermes sur le portique 1..... 356
Tableau B.2 : Valeurs des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire (modifié du Tableau 7.1 de l'EN 1991-1-4, §7.2.2)..... 362
Tableau B.3 : Report des charges des fermes sur la portion du portique 4 368
Tableau B.4 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 1 (voir B.2.2.1) 372
Tableau B.5 : Valeurs des charges horizontales équivalentes Portique 5 (voir §B.2.2.2) 373
Tableau B.6 : Combinaisons d'actions à l'ELS..... 374
Tableau B.7 : Combinaisons d'actions à l'ELU 374
Tableau B.8 : Propriétés géométriques et mécaniques des profilés IPN 120..... 377
Tableau B.9 : Vérification de résistance et de stabilité des poteaux du portique 1..... 386

Tableau B.10 : Vérification de résistance et de stabilité des poteaux du portique 5 387
Tableau B.11 : Vérification de la stabilité du poteau de la portion du portique 4 388
Tableau B.12 : Propriétés géométrique et mécanique du profilé IPN 180 389
Tableau B.13 : Propriétés mécaniques et géométriques du profilé UPN 180 390
Tableau B.14 : Valeurs de vérifications aux ELU de la poutres UPN 180 390
Tableau D.1 : Résumé de valeurs des résistances de boulons 415
Tableau D.2 : Coefficients de rigidité 423
Tableau E.1 : Propriétés géométrique et mécanique de la panne IPN 120 428

LIÈGE université
Sciences Appliquées

DOCTORAL COLLEGE IN ARCHITECTURE, ENGINEERING AND GEOLOGY

JUILLET 2026