

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil.



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master 2 en génie civil.
Option : construction métallique.

THEME

**ETUDE COMPARATIVE DES SYSTEMES DE
CONTREVENTEMENT CHARPENTE METALLIQUE**



Etudié par : M^R HADDAD ALI

Dirigé par : M^R HARMIM .M

Promotion 2014/2015

Remerciement

Je remercie tout d'abord Dieu tout puissant de m'avoir facilité le parcours et donné la patience pour aboutir à ce modeste prestation.

En deuxième lieu, je tien à remercier mon promoteur. Mr HARMIM de m'avoir suivi et orienté durant l'élaboration de ce mémoire ; et pour ses conseils et ses encouragement

Mes vifs remerciements s'adressent aussi au corps enseignant et a tout le personnel du département génie civil , aux membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail

Et enfin, merci à toutes personnes ayant participé à la réalisation du présent mémoire.

Dédicaces

Merci allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie qui a été toujours présente à mes côtés et sur laquelle je puisse compter à tout moment, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite à ma mère MALIKA.

À mon père SLIMANE, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes les années d'études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger. que dieu les garde et les protège.

À ma mère bien entendu.

À la mémoire de : sofiane mes grands parents maternelle et mon grand père paternelle.

À ma grand mère puisse dieu, lui procurer santé, bonheur et longue vie.

À ma tante NACERA et RADIA.

À mon seul et unique frère youcef.

À mes adorables sœurs narimane et kamí

À mes amis : moumouh et lyes.

À tous ceux qui me sont chères.

HADDAD ALI

Sommaire

➤ Introduction general

Chapitre I : Présentation et caractéristique de l'ouvrage.....01

Chapitre II : Pré dimensionnement de l'ouvrages charge et surcharges22

Chapitre III : Calcul des efforts sismiques33

Chapitre IV : Récolte et interprétation des résultats73

➤ Conclusion générale

Bibliographie

Introduction

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions Civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Les tremblements de terre, leur influence sur les personnes et sur les constructions où ces personnes habitent et travaillent, l'évaluation et l'interprétation des dommages produits par les actions sismiques de différentes intensités sont les principales préoccupations de l'ingénieur de projet, dans les zones sismiques. Le besoin de répondre à la question : « *Comment de tels dommages sont encore possibles, après tant de travaux de recherche ?* » est un devoir éthique de tous les chercheurs et de tous les spécialistes. La dégradation des structures après un tremblement de terre constitue toujours une provocation pour les chercheurs et les ingénieurs, les poussant à améliorer leurs méthodes de dimensionnement.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la Structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les structures métalliques sont actuellement l'un des systèmes de construction les plus utilisés à travers le monde. Dans le cas de l'Algérie, ce type de construction est largement préféré après le séisme de Boumerdes du 21.05.2003, en raison de leurs principaux avantages en zones sismiques.

Les palées de contreventements sont adoptées fréquemment en structures métalliques pour augmenter la rigidité latérale et réduire les déplacements sous charges latérales causées généralement par le vent et les tremblements de terre, ainsi que leurs influences sur la dissipation d'énergies sismiques des structures.

Le RPA dans sa version 2003, présente un *certain* nombre de système de contreventement pour ce qui est de structures parasismiques des bâtiments en charpente métallique. Ces systèmes de contreventement sont repris ci-dessous.

- Ossature contreventée par palées triangulées en X
- Ossature contreventée par palées triangulées en V
- Portique autostable ductile
- Voile en béton armée

Comme le calcul de l'effort sismique V à la base du bâtiment dépend étroitement du facteur

de comportement R, dont la valeur est donnée justement selon les différents systèmes de contreventement, il faut calculer cet effort pour dimensionner les éléments qui vont constituer le système de contreventement.

Le but assigné à ce travail est de faire une étude comparative des systèmes de contreventement calculés pour un bâtiment à étages et à usage industriel sis à Boufarik, 'est-à-dire en zone de forte sismicité. Ce bâtiment a déjà fait l'objet d'un calcul au vent et sous les charges verticales



Chapitre I :

**Présentation et
caractéristique de
l'ouvrage**

I -Présentation et caractéristiques de l'ouvrage :

I-1-Présentation générale:

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal

I-2-Présentation de l'ouvrage:

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+2) INDUSTRIEL ; ce bâtiment est situé dans la wilaya de BLIDA (BOUFARIK) et il est classé selon le **RPA 99 version 2003**, comme étant une zone de forte sismicité (**Zone III** , groupe 2)

Le bâtiment est implantée dans un site meuble S3.

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « **ETUDE COMPARATIVE DES SYSTÈMES DE CONTREVENTEMENT CHARPENTE METALLIQUE**», constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC).
- 2 autres étages a usage industriel

I-3-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I-3-1-Les dimensions en plan :

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- longueur totale du bâtiment : 28.00m
- largeur totale du bâtiment : 13.00 m
- hauteur totale de la tour 11.00 m + x
- hauteur du toit : négligeable
- hauteur du RDC : 3.50 m
- hauteur du 1er étage : 3.50 m
- hauteur du 2emme étage : 4.00m

I-3-2- Données du site :

- Le bâtiment est implantée dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme zone de forte sismicité (**zone III**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 de moyenne résistance.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars selon le rapport de site fourni.

I-4- Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en charpente métallique ainsi qu'a tous les règlements applicables en Algérie :

R.P.A 99/VERSION 2003
EUROCODE 3
EUROCODE 8

I-5-Eléments du bâtiment :

I-5-1- Les planchers :

I-5-1-1 :Présentation :

Un plancher d'habitation est un élément généralement plane destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement les charges verticale. Le plancher est de type plancher collaborant (mixte) d'épaisseur 20 cm

Le plancher mixte ou collaborant constitue la solution de construction idéale pour tous les chantiers réclamant des performances techniques et mécaniques poussées et exigeant une rapidité de mise en œuvre en toute garantie. Grâce à ses caractéristiques de premier plan, ce plancher s'adapte à toutes les typologies de construction (industrielle, commerciale, sportive et résidentielle). Il offre également des avantages économiques significatifs, surtout lorsqu'il est envisagé dès le début du projet. Son utilisation implique en effet une diminution de l'épaisseur moyenne des dalles, ce qui se traduit par une réduction des éléments portants de la structure (poteaux, poutres et fondations). Outre l'amélioration de la planification des différentes phases de mise en œuvre, l'adoption de cette technologie répond à certaines exigences aujourd'hui incontournables dans les édifices modernes telles que l'incorporation des conduites nécessaires à la fourniture des services de bureautique et l'utilisation de faux plafond.

La pertinence des planchers mixtes réside dans la technologie visant à renforcer l'adhérence entre la tôle d'acier travaillée et le béton. Cette technologie porte également le nom de plancher collaborant du fait de la « collaboration » entre les deux matériaux façonnant le plancher visant à faire face aux tensions générées par les charges. L'adhérence mécanique des deux composants est obtenue à travers les crantages usinés sur les flancs inclinés du profil en acier galvanisé. À elle seule, l'adhérence chimique n'est en effet pas suffisante pour garantir une liaison efficace faisant réellement travailler le plancher composite comme une structure mixte.

I -5-1-2 Fonctions et avantages du plancher mixte collaborant :

Après avoir installé et fixé le plancher, celui-ci remplit les fonctions suivantes :

- Il sert de plateforme de travail pendant la construction tout en remplissant une fonction de protection et de sécurité contre la chute d'objets.
- Il remplace le coffrage perdu traditionnel en bois servant de support au coulage du béton.
- Il contribue à la stabilisation du cadre lorsqu'il s'agit d'une structure métallique, évitant ainsi la pose de contreventements horizontaux.
- Il supporte les charges pendant la phase de bétonnage dans certains cas de figure de portée et d'épaisseur. Au-dessus d'un certain rapport d'élancement, il s'avère nécessaire d'étayer le profil avant de procéder au coulage du béton. Il revient à la personne responsable du calcul de veiller à ce que les supports intermédiaires nécessaires soient mis en place lorsque le tableau de surcharge le recommande.
- Il permet la libre circulation des opérateurs au niveau des étages grâce à l'absence du matériel d'étaie nécessaire aux coffrages conventionnels.
- Il exerce une action dite de « collaboration » en se mariant étroitement au béton par le biais des crantages et éléments en saillie. Le profil métallique permet ainsi de remplacer totalement ou partiellement les armatures de traction habituellement placées dans la dalle. L'utilisation de fers ronds de traction supplémentaires n'est

pas prise en considération dans les tableaux de ce manuel. Il revient toutefois à la personne responsable du calcul de décider de la présence ou non de ces fers en vue d'augmenter la résistance au feu de la dalle.

- L'utilisation de connecteurs permet au plancher collaborant de travailler comme une poutre mixte. Ceci se traduit par une importante réduction de l'épaisseur du plancher entraînant, par conséquent, la diminution du poids de l'ensemble des profils métalliques supportant la dalle, de la structure et des fondations du bâtiment en règle générale. L'avantage économique est donc flagrant, aussi bien en termes de matériel que de durée d'exécution.

- Les nervures longitudinales de la tôle profilée permettent le logement des installations et canalisations du bâtiment.

- Il s'agit d'un système de construction offrant des économies d'argent plus que significatives associées à un gain de temps d'exécution.

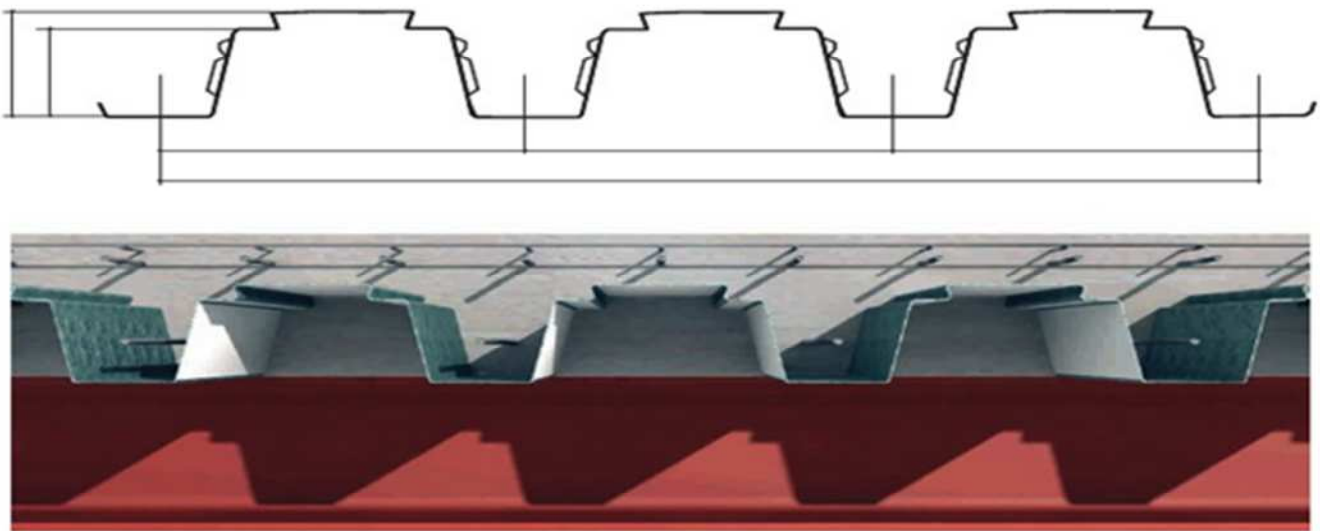


Fig 1-I : Le plancher mixte ou collaborant

I-5-1-3 Caractéristiques :

Le profil du plancher collaborant MT-100 (appelé ainsi pour la hauteur des crantages de 100 mm) est particulièrement recommandé pour les bâtiments à structure métallique dont les dimensions et les portées sont relativement importantes. Il s'adapte parfaitement à différentes typologies de bâtiments :

- Bâtiments industriels.
- Bâtiments administratifs et bureaux.
- Bâtiments publics de grande superficie.
- Grandes surfaces et entrepôts.
- Centres commerciaux et centres de loisirs.
- Complexes sportifs.

Les caractéristiques techniques du plancher MT-100 ont été définies en collaboration avec le groupe de structures du département de mécanique des milieux continus de l'École d'ingénieur supérieur de Séville dans le cadre d'une coopération avec l'AICIA (Association de recherche et coopération industrielle d'Andalousie). Les essais expérimentaux menés à bien s'alignent sur les recommandations des

règlementations Eurocode 4 et Eurocode 3 qui constituent les seuls règlements de référence à l'échelle européenne dont le respect est obligatoire. Les valeurs indiquées dans les tableaux font référence à la surcharge statique admissible et à la section d'armature de moment fléchissant négatif en cas d'appuis intermédiaires. Les essais de rupture réalisés sur des dalles de différente typologie ont permis l'obtention des paramètres caractéristiques « m » et « k » qui définissent la droite de référence du plancher MT-100.

Cette droite fournit la valeur de surcharge admissible en fonction de l'épaisseur de la tôle et de celle du plancher. Après obtention de ces valeurs, les essais obligatoires de vérification mentionnés dans l'EC4 ont été menés à bien

ÉPAISSEUR DE LA DALLE (cm)		14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
CONSOMMATION DE BÉTON DU PLANCHER (m ³ /m ²)		0,075	0,085	0,095	0,105	0,115	0,125	0,135	0,145	0,155	0,165	0,175	0,185
ÉPAISSEUR DE TÔLE (mm)	0.8	191	215	239	263	287	311	335	359	383	406	430	454
	1.0	193	217	241	265	289	313	337	361	385	409	433	457
	1.2	196	220	244	268	292	316	340	364	388	412	436	460

Tab 1-1 : poid propre du plancher collaborant

I-5-1-4 : composition du béton

- Résistance caractéristique à la compression: $f_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ (30 N/mm²).
- Coefficient partiel de sécurité pour un calcul aux états limites ultimes: 1,50.
- Densité: 2 400 kg/m³ (béton normal).
- Fissuration: pour les calculs de déformation, on considère que l'inertie du plancher est égale à la moyenne de l'inertie de la dalle en béton non fissuré et en béton fissuré, sur la base d'une section homogénéisée équivalente, tout en tenant compte du coefficient de fluage.
- Limite d'élasticité de l'acier des armatures: 400 MPa.
- Coefficient partiel de sécurité de l'acier des armatures pour un calcul aux états limites ultimes: 1,15. Données nécessaires pour le calcul du plancher: Pour calculer avec précision les caractéristiques du plancher relatif au projet, l'ingénieur d'études doit être en possession des données suivantes :
- Distance entre les appuis et nombre de portées couvertes par une seule tôle.
- Charges d'exploitation (= charges permanentes + surcharges d'exploitation).
- Épaisseur de la dalle en béton.
- Flèche maximale admissible.
- Résistance caractéristique du béton à la compression « f_{ck} ».
- Densité du béton (normal ou léger).

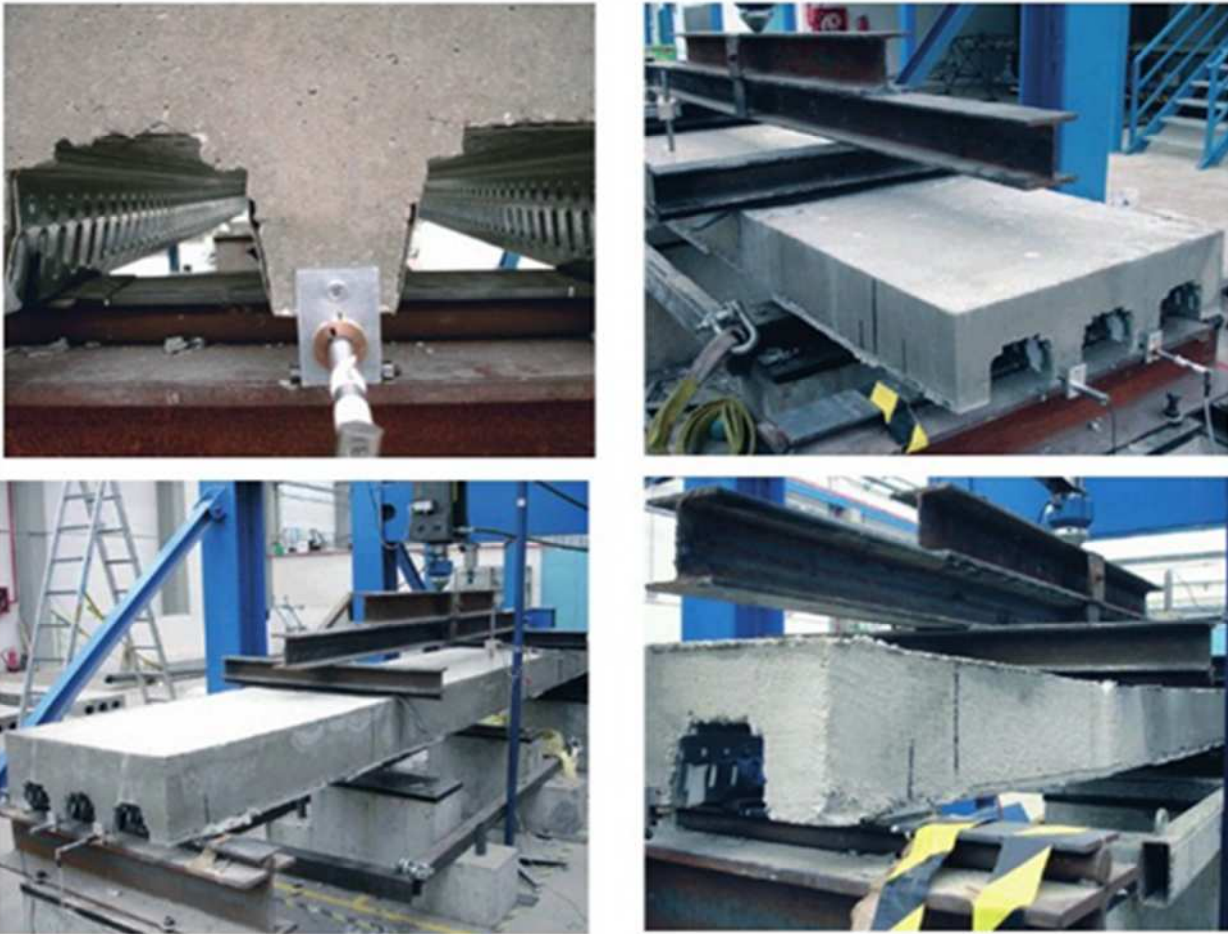


Fig 2-1 fabrication du plancher mixte

I-5-2 Poutres et poteaux (profilé métallique) :

I-5-2-1 LE MATÉRIAU ACIER

L'acier est un matériau issu de la réduction du minerai de fer ou du recyclage de ferrailles. Le fer est un élément très répandu dans l'écorce terrestre dont il représente 5 % mais on ne le trouve pas à l'état pur. Il est combiné avec d'autres éléments et mêlé à une gangue terreuse. La réduction de cet oxyde nécessite l'emploi d'un combustible : du charbon de bois jusqu'au XVIII^e siècle, puis du charbon de terre. Le métal ainsi obtenu est de la fonte qui contient 96 % de fer et 3 à 4 % de carbone et à partir de laquelle on produit de l'acier.

L'utilisation de l'acier dans la construction remonte à la fin du XIX^e siècle, bien que les métaux ferreux soient connus depuis environ quarante siècles.

Auparavant on employait la fonte qui peut se mouler facilement mais se révèle cassante et impossible à forger. Il faut donc l'assembler à l'aide de boulons, de vis ou de clavettes. On est progressivement passé, à partir des années 1840, de l'usage de la fonte à celui du fer puddlé, la fonte étant affinée industriellement pour obtenir du fer pur, plus souple et plus facile à laminier, à percer et à forger. Le principe des rivets posés à chaud a permis de disposer d'un mode d'assemblage universel et facile à mettre en oeuvre.

C'est une cinquantaine d'années plus tard que l'acier a pu être produit de façon industrielle et s'imposer ainsi à partir des années 1890 comme le matériau de la construction métallique, avec des caractéristiques physiques bien supérieures au fer grâce à la présence de traces bien dosées de carbone et d'autres éléments chimiques. L'assemblage s'est d'abord fait avec des rivets, puis, à partir des années 1930, par la soudure ou

le boulonnage. La sidérurgie n'a cessé de perfectionner les qualités de ses aciers. La masse volumique de l'acier est de 7850 kg/m³. Un mètre cube d'acier pèse donc près de 8 t.

I-5-2-2-Les familles d'acier :

On distingue les aciers dits aciers au carbone des aciers inoxydables. L'acier au carbone est aujourd'hui fabriqué par deux grandes filières d'importance à peu près égales : la filière fonte, où l'on réduit du minerai de fer dans un hautfourneau avant passage au convertisseur pour transformer la fonte en acier, et la filière électrique, où l'on traite directement des ferrailles. Dans les deux cas l'acier est « mis à nuance » dans une station d'affinage. L'acier inoxydable est quant à lui produit uniquement à partir de la filière électrique.

Les aciers de construction contiennent en général de 0,1 à 1 % de carbone. Les additions sont variables : manganèse, silicium, molybdène, chrome, nickel, titane, tungstène... En fonction de ses composants lors de la « mise à nuance » et des traitements thermiques subis par les alliages lors de leur élaboration, l'acier aura des résistances mécaniques variables. Il existe plus de 3 000 nuances d'acier.

I-5-2-3-Les formes de produits

Pour obtenir leur forme de finition et leurs caractéristiques mécaniques les aciers courants dans la construction sont :

- laminés : ce sont les produits les plus couramment utilisés dans la construction métallique. Les demi-produits sont déformés successivement au travers des laminoirs constitués par des cylindres qui compriment et étirent la masse relativement malléable en raison de sa température encore élevée. L'étape ultérieure possible est le laminage à froid. Ce procédé est principalement utilisé pour façonner des tôles minces qui sont ensuite galvanisées et/ou pré-laquées ;
- étirés ou tréfilés : par étirage ou tréfilage (à chaud ou à froid) on amène un produit déjà laminé à une section plus réduite et à une plus grande longueur pour former des barres ou des fils. On distingue dès lors :
 - les produits longs (poutrelles, palplanches, câbles, fils, ronds à béton...), obtenus par laminage à chaud, étirage ou tréfilage ;
 - les produits plats (tôles, bardages, profils minces, profils creux...) qui subissent en général un laminage à froid supplémentaire, à l'exception des tôles de forte épaisseur. Il existe aussi d'autres procédés moins courants de fabrication de pièces telles que le forgeage, le moulage...



Fig 3-1 :
Laminage à chaud à Bizkaia, en Espagne et laminage à froid à Vega do Sul, au Brésil
La classification des produits



Fig 4-I : Laminage à chaud (poutrelle)

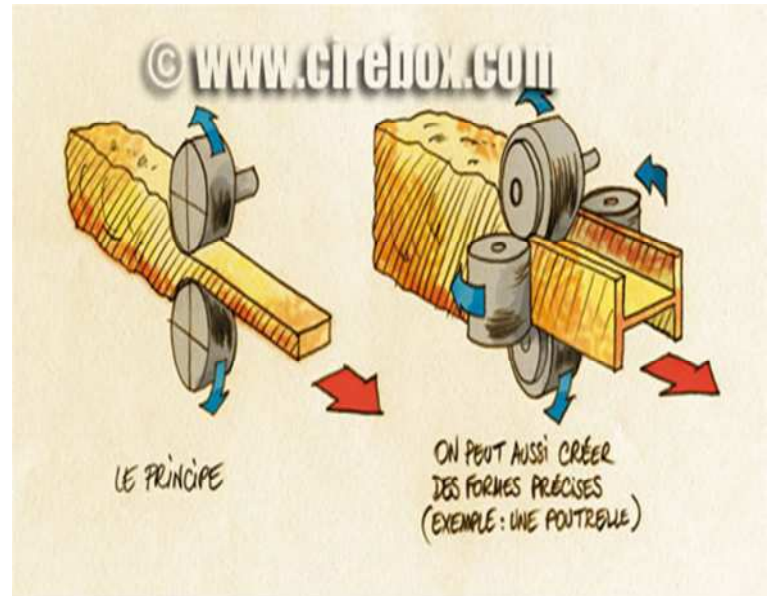


Fig5-I : technique de laminage

dans la famille des produits en aciers on s'intéresse à deux qui sont

I-5-2-4-produits plats :

- les tôles et larges plats laminés à chaud, en feuilles ou bobines, d'une épaisseur comprise entre 3 et 20mm et d'une largeur limitée à 1,8m. Elles servent à la fabrication des charpentes, des PRS (profils reconstitués par soudure), de biens d'équipement (chaudronnerie), ...et des profils creux (ou tubes). Ces derniers sont fabriqués à partir de tôles pliées dans le sens de la longueur et soudées longitudinalement, ont une longueur de 6 à 15m et un diamètre maximal de 400mm. Les tubes de sections carrée, rectangulaire, hexagonale, elliptique, sont, en général, formés au départ de tubes ronds.

- les plaques laminées à chaud, d'une épaisseur supérieure à 20 mm pouvant aller jusqu'à 400 mm, et d'une largeur maximale de 5,2m. Elles sont utilisées pour la fabrication de biens d'équipements (navires, plates-formes offshore, tubes des oléoducs), la grosse chaudronnerie, la charpente lourde (PRS) et les ouvrages d'art (ponts, passerelles).

Dans cette famille de produits plats, sont également classées les tôles d'épaisseur variable utilisées dans les ouvrages d'art (avantage : moins de joints soudés, notamment entre tôles d'épaisseurs différentes et pour l'empilage de plats renforts).

- les tôles minces laminées à froid d'une épaisseur inférieure ou égale à 3 mm, souvent galvanisées et revêtues, disponibles sous la forme de feuilles ou de bobines. Leurs utilisations sont très nombreuses, particulièrement pour la fabrication de biens de consommation (automobiles, emballages, électroménager), et pour le bâtiment sous la forme de tôles nervurées et de profilés minces.

Les tôles nervurées sont obtenues par profilage à froid (machine à galets) de tôles minces et sont utilisées pour les bardages, toitures, planchers, panneaux sandwich, ...

Les profilés minces sont obtenus par profilage ou pliage à froid de tôles d'épaisseur inférieure à 5mm et ont des sections en formes de C, U, Z, Sigma. Ils sont utilisés dans les ossatures légères : pannes, lisses, charpentes légères, stands, cloisons, faux-plafonds, ...

I-5-2-5- Les produits longs :

La famille des produits longs laminés à chaud regroupe :

- les poutrelles de la série des « I » : IPN (h=80 à 600mm), IPE (h=80 à 750mm),
de la série des « U » : UPN, UAP, UPE (h=80 à 400mm),
de la série des « H » : HEA, HEB, HEM, HL, HD, HP (h=100 à 1100mm).

Leur longueur varie de 18 à 33m selon le profil.






Il existe aussi des demi-poutrelles (provenant du découpage de I ou de H) et des poutrelles dissymétriques dont la semelle inférieure, plus large, sert d'appui au plancher.

- les laminés marchands qui comprennent une large variété de produits de petites sections : barres de sections pleines (ronde, carrée, hexagonale), plats, fers « T », petits « U », cornières (à branches égales ou inégales),





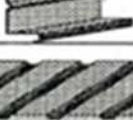

....

- les rails, palplanches, fils machine, ronds à béton. Il existe aussi des tubes extrudés sans soudure (plus fortes épaisseurs).

Les produits longs sont utilisés dans tous les secteurs industriels, mais particulièrement dans la construction métallique et dans l'industrie mécanique.

Poutrelles IPE	Poutrelles IPN	Poutrelles H	Poutrelles U (ailes droites)	Poutrelles U (ailes inclinées)
				
IPE 80 à 600 ; 750 IPE A 80 à 600 IPE O 180 à 600 IPE R 140 à 600	IPN 80 à 500 ; 550	HEA HEB HEM HEC 300 HEAA 100 à 1100 HL 1000 & 1100 HD 260 à 400 HP 220 à 400	UAP 80 à 300 UAP-A 250 & 300	UPN 80 à 400 UPN-A 240 à 400

Tab 2-I- Profilés classiques

	Couverture sèche
	Support d'étanchéité (étanchéité rapportée)
	Panneau isolant sandwich (couverture)
	Bardage
	Plateau (parement pour bardage double peau)
	Panneau isolant sandwich (pour bardage)

Tab 3-I-Tôles nervurées

Tab 4-I- autre profilés

I-5-2-6-Caractéristiques des aciers de structure

On distingue les aciers dits « aciers au carbone » des aciers « inoxydables » (aciers rendus passifs, c'est-à-dire insensibles

à la corrosion dans la masse par addition de pourcentages importants de chrome, nickel et molybdène). L'acier au carbone est fabriqué par l'une des deux grandes filières de production que sont :

- la filière « fonte et aciérie à l'oxygène »,
- la filière « ferrailles et four électrique ».

Dans les deux cas, l'acier est mis en nuance dans une station d'affinage.

L'acier inoxydable (non envisagés dans ces notes) est, quant à lui, produit uniquement à partir de la filière électrique. L'acier effervescent n'est plus admis, et en ce qui concerne la désoxydation, certaines nuances exigent que l'acier soit complètement « calmé » par addition d'éléments de désoxydation tels que silicium et manganèse.

I -5-2-7-Composition chimique des aciers

Les aciers de construction contiennent de 0,1 à 1% de carbone en fonction des propriétés recherchées, et, selon les cas, des éléments d'addition tels que manganèse, nickel, chrome, molybdène, titane, tungstène (augmentation des caractéristiques mécaniques), cuivre (contre la corrosion), silicium (désoxydation), aluminium (affinage du grain) ...

Ils contiennent également une faible proportion d'azote résiduel, du soufre et du phosphore (impuretés résiduelles défavorables aux caractéristiques mécaniques et à la soudabilité).

En fonction de ses composants lors de la mise en nuance et des traitements thermiques subis par les alliages lors de leur élaboration, l'acier aura des propriétés mécaniques et technologiques variables. D'une manière générale, on peut dire qu'en augmentant la teneur en carbone ou la teneur en éléments d'alliages, on augmente les caractéristiques de résistance des aciers, mais on nuit à leur soudabilité (par effet de trempe plus ou moins actif en fonction des produits)

I -5-3-LES ESCALIERS METALLIQUES

Un escalier est un ouvrage de circulation verticale composé d'une série de marches (au moins une marche) permettant d'accéder, à pied, d'un étage de bâtiment à un autre. Il peut avoir aussi une fonction de voie de secours en cas d'incendie ou d'accident. Un escalier est dit rapporté (ou désolidarisé) lorsque son palier ne forme pas un ensemble monolithique en continuité du support. Le palier est relié au « bâtiment support » par des organes de fixation.

Dans le domaine des escaliers, l'usage d'un vocabulaire spécifique relatif aux divers composants est nécessaire pour la compréhension des développements ultérieurs.

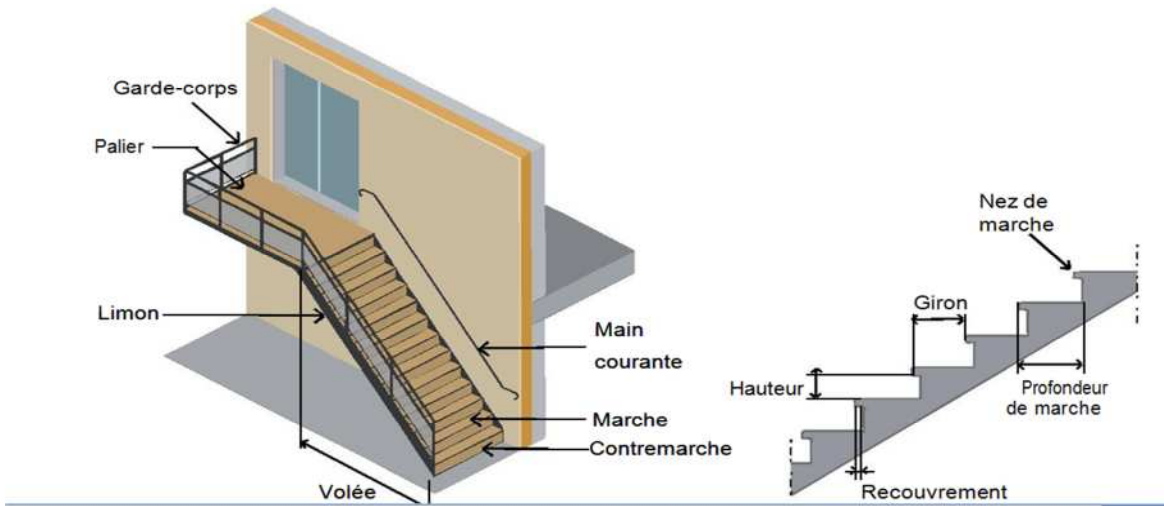


Fig 6-I -scaliers métalliques rapportés

- Marche : surface horizontale sur laquelle on se déplace.
- Contremarche : paroi fermant le devant d'une marche.
- Limon : élément incliné support des marches.
- Palier : plateforme horizontale à l'extrémité du limon ou entre deux volées
- Volée : suite ininterrompue de marches entre deux paliers
- Garde-corps : ouvrage de protection formant une barrière des-tinée à protéger du risque de chute les personnes stationnant ou circulant à proximité de ce dernier, sans leur interdire le pas-sage ou l'escalade forcée ou volontaire.
- Rampe : ouvrage de protection établi au bord des zones de cir-culation inclinées, ou à l'extrémité des marches d'escalier.
- Main courante : partie supérieure d'un garde-corps ou d'une rampe d'escalier destinée à être prise en main.

I-5-3-1Types d'escaliers métalliques

a)-Classement selon la forme

- a) Escaliers droits
- b) Escaliers demi tournant
- c) Escaliers hélicoïdaux

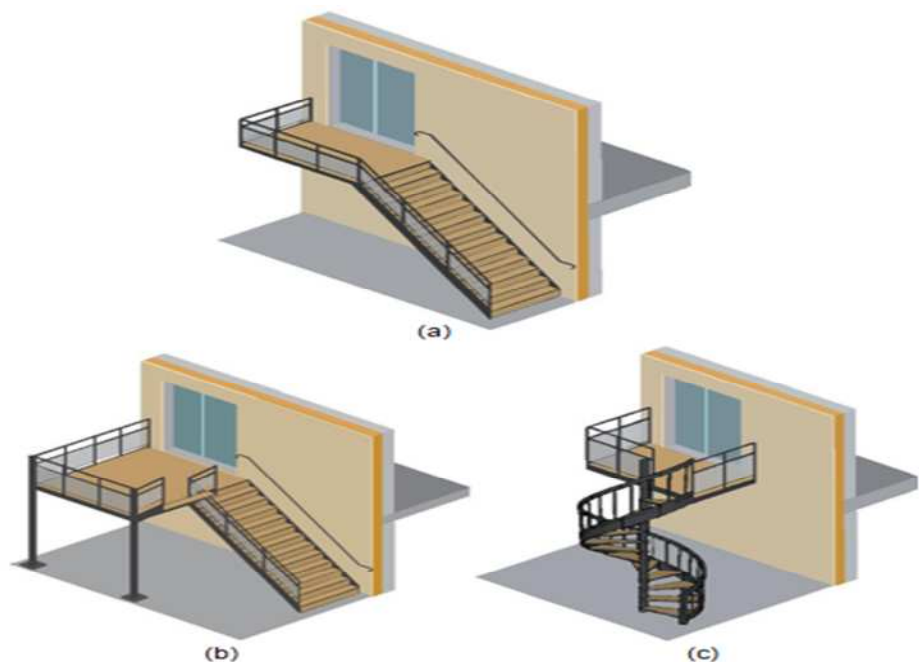


FIG 8-I- Classement selon la forme

b)-Classement selon la conception structurale

Du point de vue de la conception structurale, il faut noter que les limons sont généralement fixés uniquement aux paliers et non au bâtiment support (ce qui limite les ponts thermiques). En conséquence, les différentes conceptions structurales présentées dans ce paragraphe correspondent à différentes façons de reprendre les charges sur les paliers.

Les conceptions les plus courantes d'escaliers métalliques rapportés sont :

- (a) Escaliers en porte à faux ;
- (b) Escaliers sur béquilles ;
- (c) Escaliers en appui ;
- (d) Escaliers autoportants.

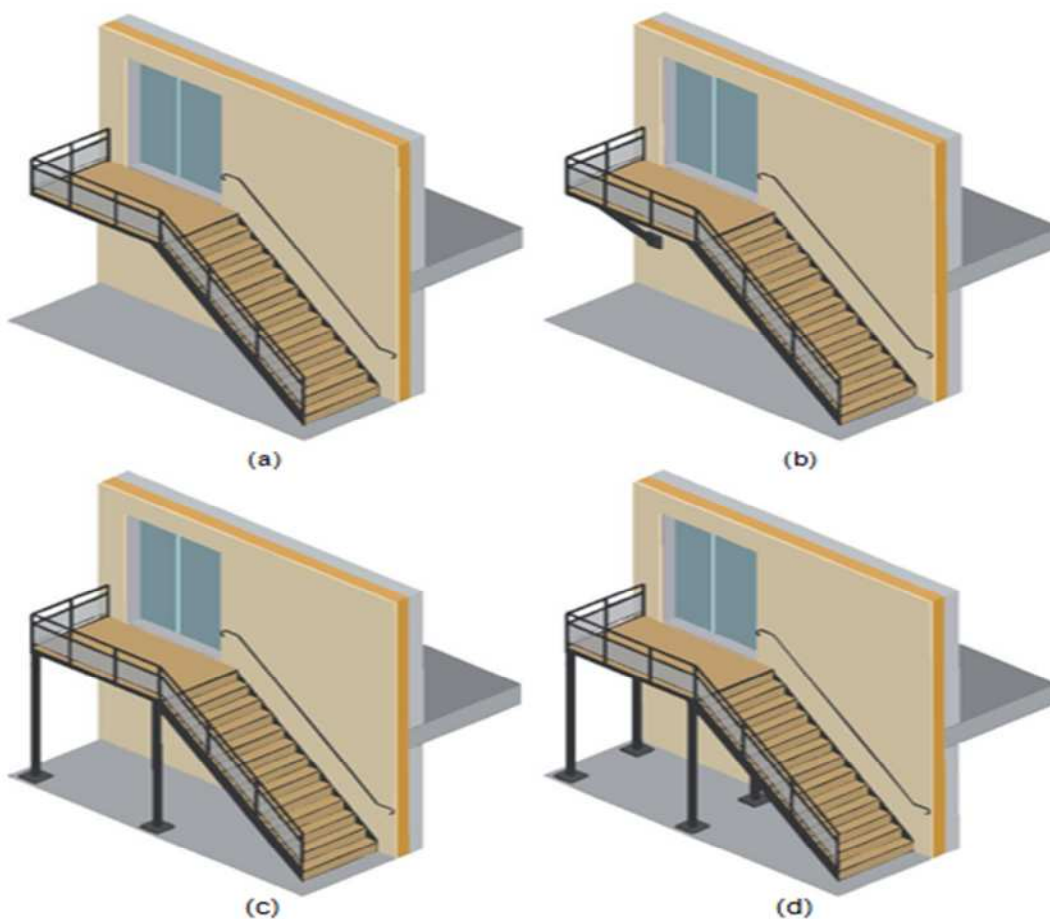


Fig 8-I- Classement selon la conception structurale

I-5-4-Panneaux sandwichs et bardage

Les panneaux sandwichs sont aujourd'hui fréquemment employés dans la fabrication de structures complexes telles que les navires, les avions ou encore les transports terrestres. Il en existe de nombreux types, mais le principe est toujours le même: placer un matériau léger et très rigide en compression et cisaillement, l'âme, entre deux peaux supportant de grands efforts dans leur plan. De cette manière, le panneau sandwich obtenu constitue un matériau structural à la fois léger et très raide en flexion/torsion du fait de l'utilisation optimisée de la matière.

Les matériaux constitutifs disponibles sont extrêmement variés offrant ainsi de nombreux champs d'applications aux panneaux sandwichs : panneaux de structure, d'isolation acoustique, thermique, d'absorption d'énergie (amortisseurs de chocs). Les peaux peuvent être métalliques : aluminium haute performance, titane; ou encore composites stratifiés à fibres de carbone ou de verre noyées dans une résine époxyde par exemple. Les âmes sont en général des matériaux alvéolaires comme des mousses ou des nids d'abeilles métalliques ou plastiques: mousses d'aluminium, de polyuréthane, nids d'abeilles aluminium, titane.

Fondamentalement, un sandwich est une structure à trois couches se composant de peaux (faces) inférieure et supérieure et d'une âme intermédiaire. Aux interfaces, l'âme et les faces sont collées ensemble. Le rôle principal des peaux est de supporter les charges dans le plan tendit que le rôle principal de l'âme, est de maintenir la distance respectueuse entre les faces, assurant de ce fait une rigidité à la flexion élevée avec un faible poids, une tâche additionnelle de l'âme peut être la reprise des forces transversales.

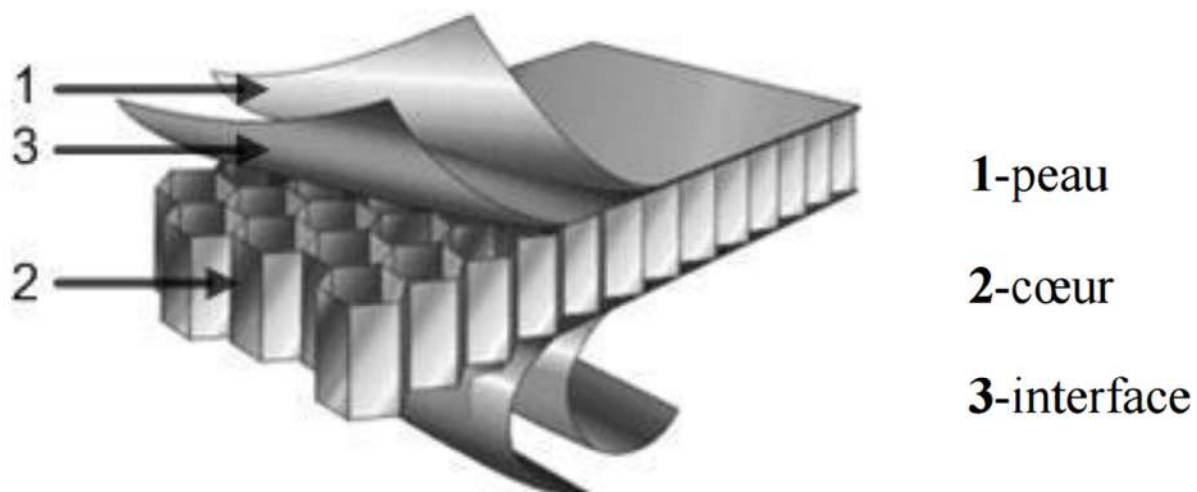


Fig 9- I -panneaux sandwichs a âme en nid d'abeille

I -5-4-1-Panneaux sandwichs horizontal

Les panneaux sandwich combinent les fonctions de couverture, de structure portante, d'isolation et de décoration intérieure des bâtiments. Les tôles enserrent une âme de mousse polyuréthane expansé ou de laine de roche ; cette dernière permettant d'atteindre une résistance au feu de 2 heures.

La mise en œuvre de ces panneaux légers et de grandes dimensions est facile et particulièrement rapide.

L'atout principal réside dans la composition hétérogène du panneau qui assure la mise sous toit et les parachèvements en une seule étape. Le coût de la main d'oeuvre est ainsi minimisé sans contrepartie sur la qualité de la couverture

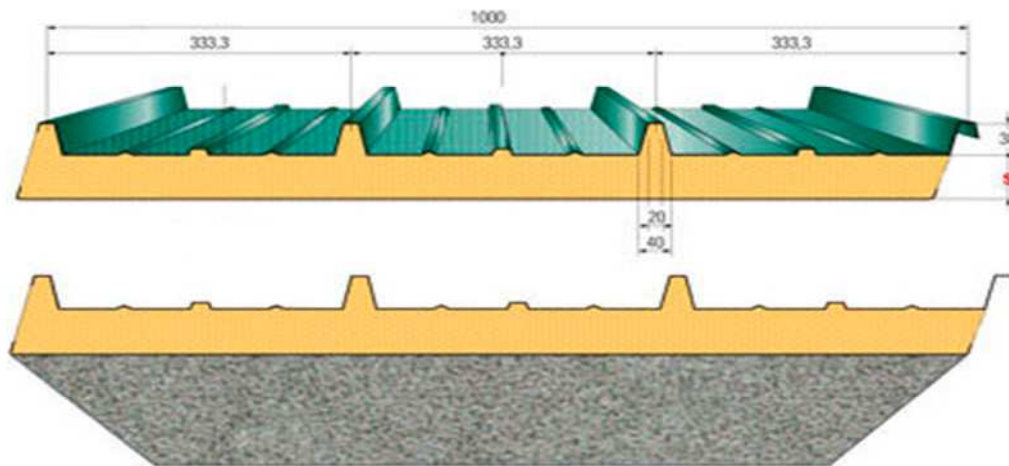


Fig 10- I -Panneaux sandwichs à âme en mousse

a) Sollicitations mécaniques des panneaux sandwichs

Un sandwich peut être soumis aux sollicitations mécaniques données par la figure suivante:



Fig 11-I-Différents sollicitations des panneaux sandwichs.

- Un moment de flexion M.
- Un effort normal N.
- Un effort tranchant T.

I -5-4-2-Panneaux sandwichs vertical (bardage)

C'est un Revêtement de façade mis en place par fixation mécanique. Façade légère à une ou double peau avec isolant intégré. Les différents procédés de bardage répondent à des propriétés appropriées à leur emploi dans tous les types de construction.

Bardage par panneaux sandwichs

Dans ce type de bardage les composants (peau extérieure, isolant, peau intérieure) sont préassemblés en atelier pour constituer des panneaux monoblocs.

Ces panneaux préfabriqués sont composés de deux parements le plus souvent en tôle traitée enserrant un isolant minéral ou solidarisés par une mousse de synthèse injectée, constituant l'âme isolante de l'élément.

L'épaisseur de l'isolant peut être comprise entre 30 et 80 mm. Le coefficient K du panneau est compris entre 0.69 et 0.23 W/m² .°C selon l'épaisseur de l'isolant



Fig 12- I -Bardage par panneaux sandwich

I -5-4-3-Les atouts des panneaux sandwich :

- Economie de main d'œuvre
- Economie de structure
- Coût global particulièrement intéressant
- Solution «tout en un»
- Qualité et homogénéité de la production en usine

I -5-5-La toitures :

Dans notre culture, la construction de toitures s'inscrit nettement dans la tradition depuis toujours, notamment en raison de la disponibilité immédiate des matières premières. A notre époque moderne, d'autres normes jouent un rôle important et ce sont surtout le savoir-faire et la combinaison intelligente de nouveaux matériaux et techniques qui garantissent le succès. L'acier offre indiscutablement une des meilleures solutions à cet effet, à la fois pour la structure, la forme et l'esthétique.

la charpente dite traditionnelle est constituée de fermes, de pannes et de chevrons. Une ferme est composée par l'assemblage de plusieurs pièces de bois massif. Les arbalétriers, l'entrait et le poinçon forment le réseau principal tandis que les contrefiches, les jambes de force, les diagonales et les potelets forment le réseau secondaire d'une ferme. Les assemblages des parties constitutives de la ferme se font par embrèvement, boulonnage ou clouage.

- ◆ PANNE FAITIÈRE .
- ◆ PANNE SABLIERE.
- ◆ CONTRE FICHE .
- ◆ POINÇON.
- ◆ MONTANT.
- ◆ GOUSSET.
- ◆ ENTRAIT.
- ◆ CONTREVENTEMENT.
- ◆ ARBALETRIER.

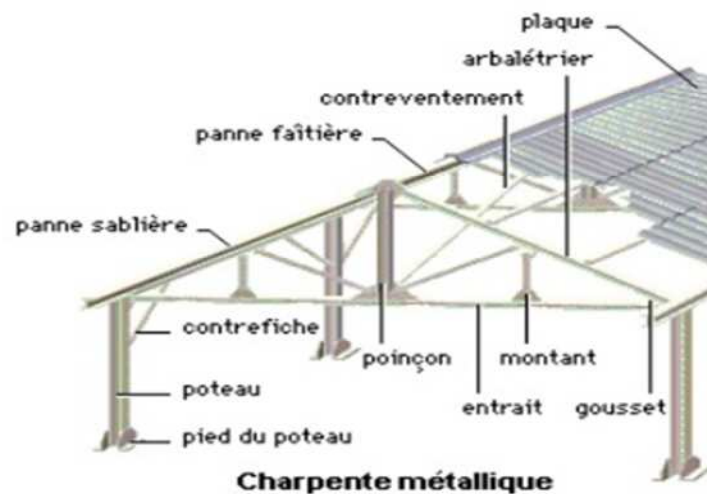


Fig 13- I -Les pièces qui constituent l'ossature en charpente métallique

C'est la structure porteuse, dont la fonction est de supporter son poids, ainsi que les matériaux de couverture. La charpente doit assurer les fonctions suivantes :

- Supporter son poids propre (fermes, pannes).
- Porter les matériaux de couverture.
- Résister aux pressions et dépressions exercées par le vent sur un versant et aux dépressions sur l'autre.
- Supporter le poids de la neige qui n'est pas négligeable dans certaines régions.
- Porter le plafond suspendu aux solives, solives ou fermettes.



Fig 14-I- Hangar avec une charpente métallique



Fig 15-I- Charpente métallique + bardage en panneau sandwich

I-5-6-La superstructure :

Le contreventement en charpente métalliques s'effectué généralement par les trois principaux systèmes structuraux, à savoir les portiques autostables (MRF, en anglais ; Moment Resistant Frames), les portiques avec triangulation centré (CBF, en anglais ; Centrally Braced Frame) et avec triangulation excentré (EBF, en anglais ; Eccentrically Braced Frame). Ces systèmes de contreventement s'avèrent très important dans le cheminement des forces jusqu'aux fondations, qui sont imposées soit par les charges gravitaires, soit par les charges latérales, dont celles-ci sont provoquées généralement par le vent ou le séisme. Ces trois systèmes seront définis dans les paragraphes mentionnés ci-après.

I-5-6-1- Portique autostable (MRF)

Les portiques autostables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales (figure 15.1). Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance des portiques autostables vis-à-vis des actions sismiques.

Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques autostables.

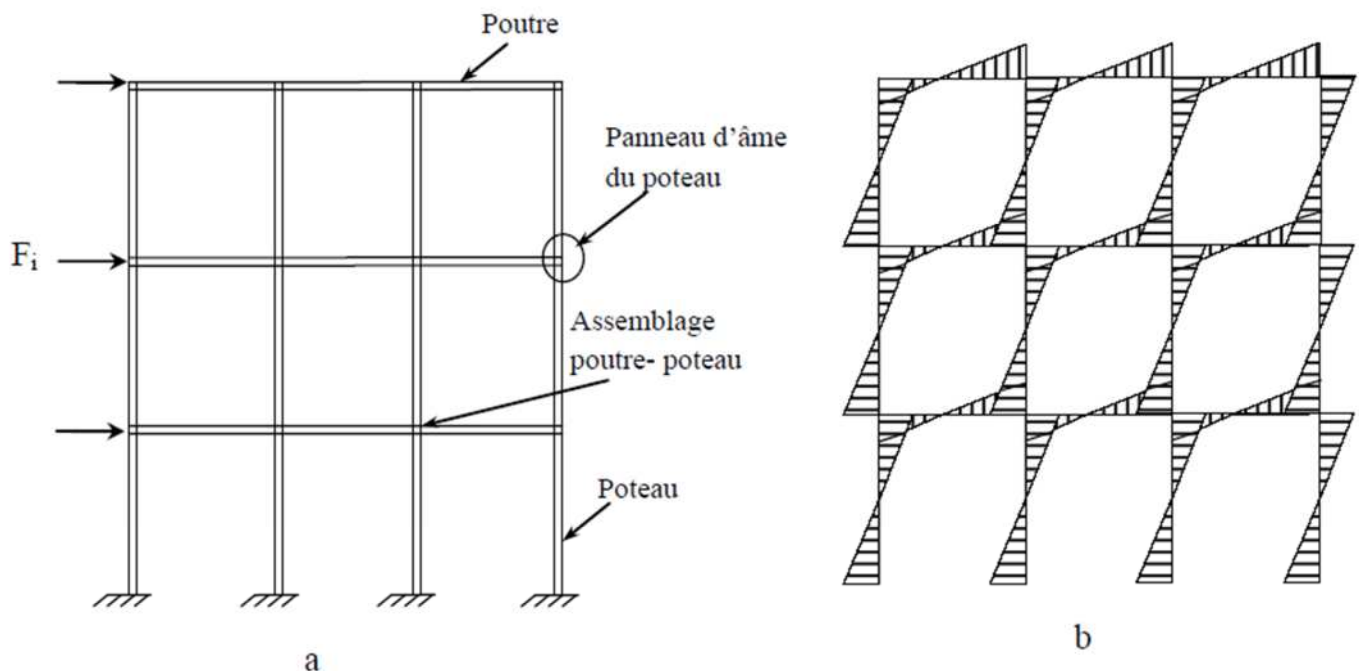
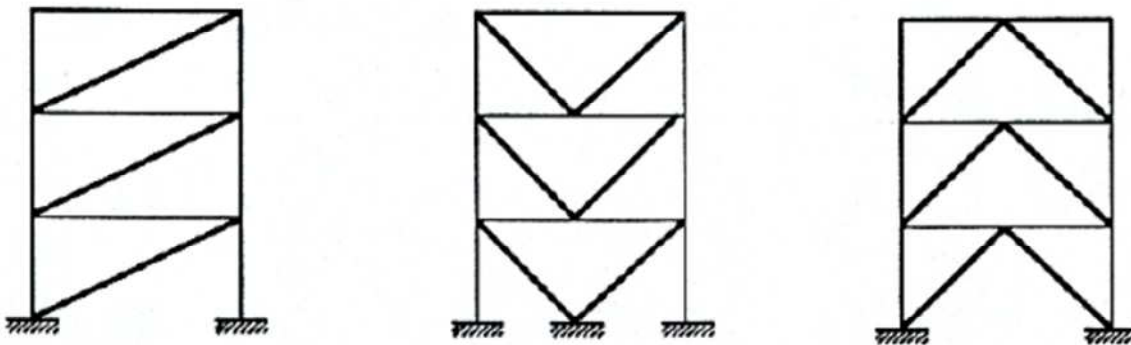


Fig 16-I- « (a) portique autostable (b) type de diagrammes des moments de flexion aux charges latérales. »

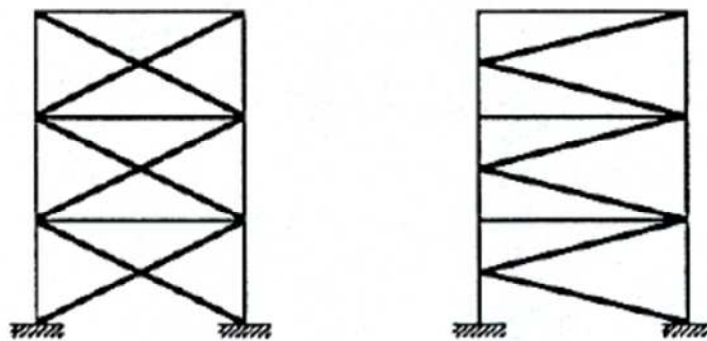
I-5-6-2-Structures avec triangulations à barres centrées (CBF)

Les palées triangulées centrées sont fréquemment employées afin d'augmenter la résistance et la rigidité latérale des structures des bâtiments soumis aux effets du vent et des actions sismiques. Dans ces structures, les charges latérales sont principalement reprises sous forme d'efforts axiaux par le système structural qui est formé par les poteaux, les poutres et les palées triangulées [11].

Les différents types usuels utilisés de ce système de contreventement sont présentés sur la figure (16.1.)



(a) Triangulation en diagonale (b) Triangulation en V (c) Triangulation en V inversé



(d) Triangulation en X (e) Triangulation en K

fig 17-1-Différents types de système de contreventement par palées triangulés centrées

I-5-6-2-Structures avec triangulations à barres excentrées (EBF)

Bien que les portiques autostables sont connus pour leur comportement très ductile, en raison de leur très bonne flexibilité, ils sont néanmoins conditionnés par les limitations du déplacement latéral. Par ailleurs, les ossatures avec triangulation à barres centrées présentent une grande rigidité latérale, mais leur capacité de dissipation d'énergie est affaiblie par le flambement des diagonales. Au début des années 70, un nouveau système de contreventement en acier, intitulé triangulations à barres excentrées, qui consiste à combiner les avantages du portique autostable et le système de triangulations à barres centrées, a été inventé pour la première fois au Japon (Fujimoto et al 1972, Tanabashi et al 1974). Certains types de ce système de contreventement avec leur mécanisme plastique adéquat sont illustrés sur la figure(17-1), bien qu'il existe d'autres configurations, ces trois systèmes présentés sur cette figure sont les plus performants.

Ces systèmes sont caractérisés par une excentricité située entre la diagonale et la poutre de jonction, intitulé « tronçon d'excentrement sismique » (en anglais, Link), ou la dissipation d'énergie est assurée par le

comportement plastique de ce tronçon sismique en cisaillement ou en flexion. La figure (18-1) montre un bâtiment avec triangulations excentrée en K.

Ce type de triangulation a été étudié pour la première fois par Roeder et Popov (1978) . Par la suite, d'autres travaux de recherche expérimentaux menés par le même auteur (Popov) sur le comportement du tronçon sismique vis-à-vis des charges cycliques durant la période entre 1980 à 1989 . Les règles de conception des ossatures avec triangulations excentrées ont été promulguées pour la première fois dans le règlement parasismique Américain UBC en 1988

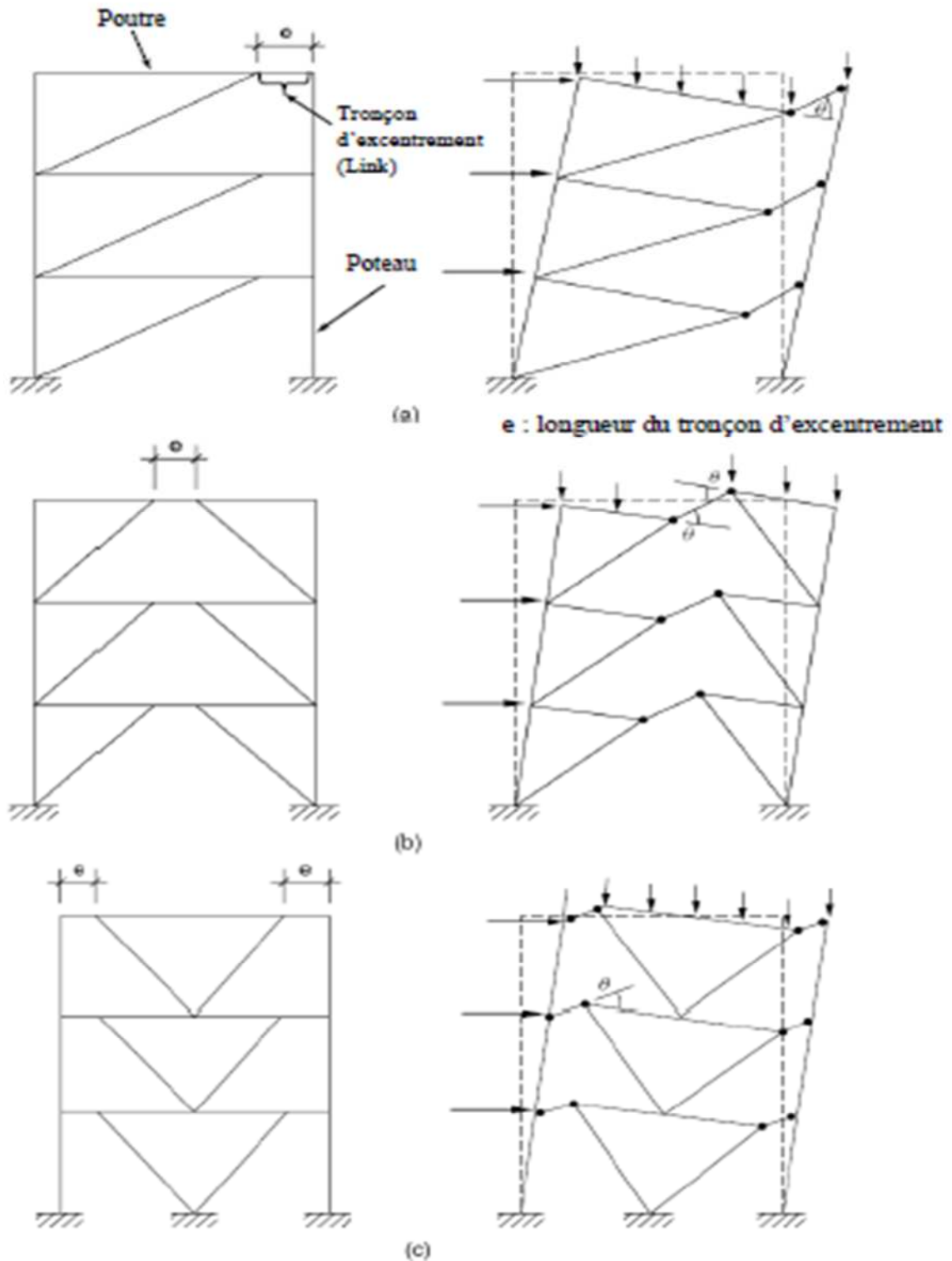


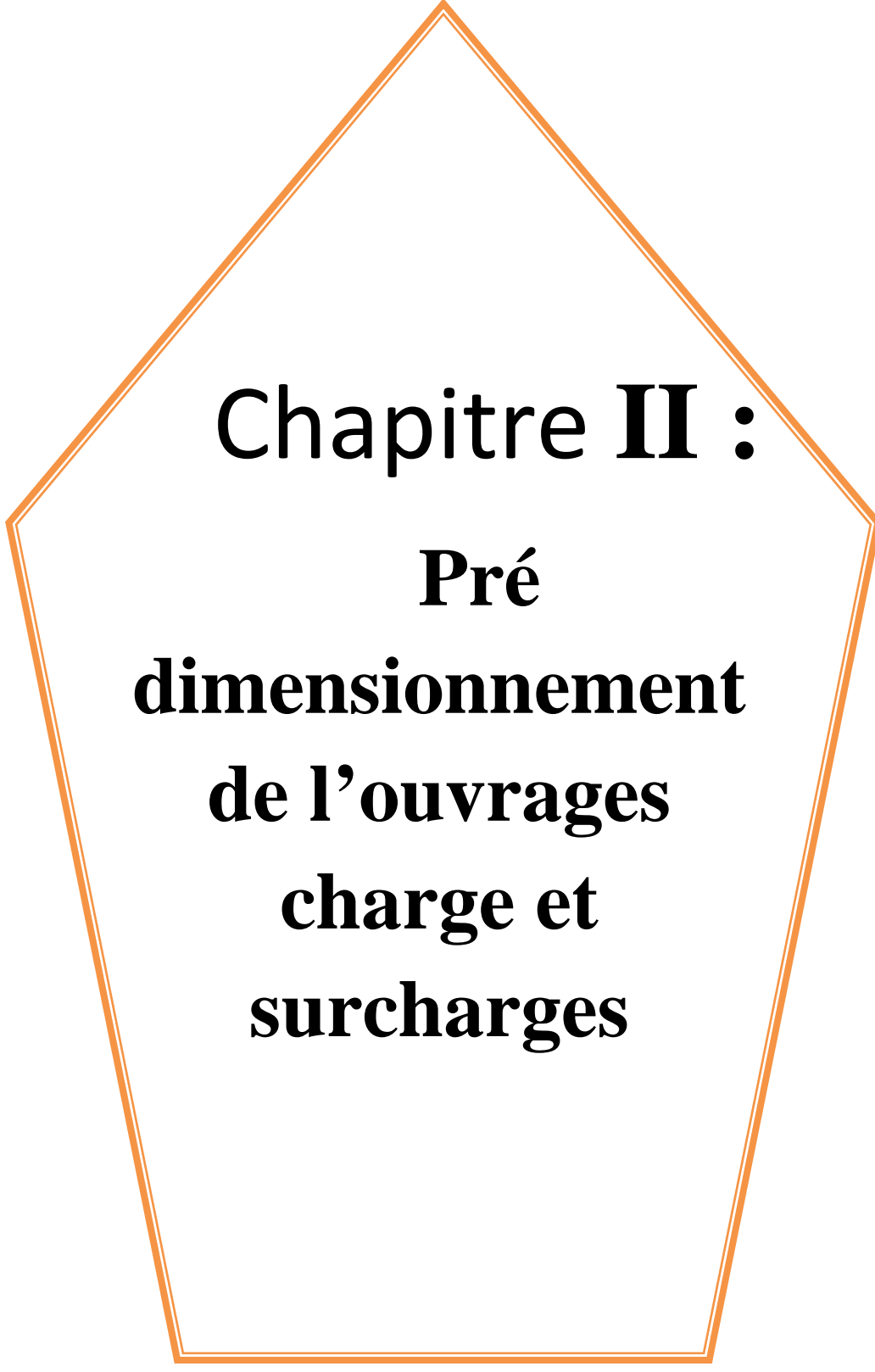
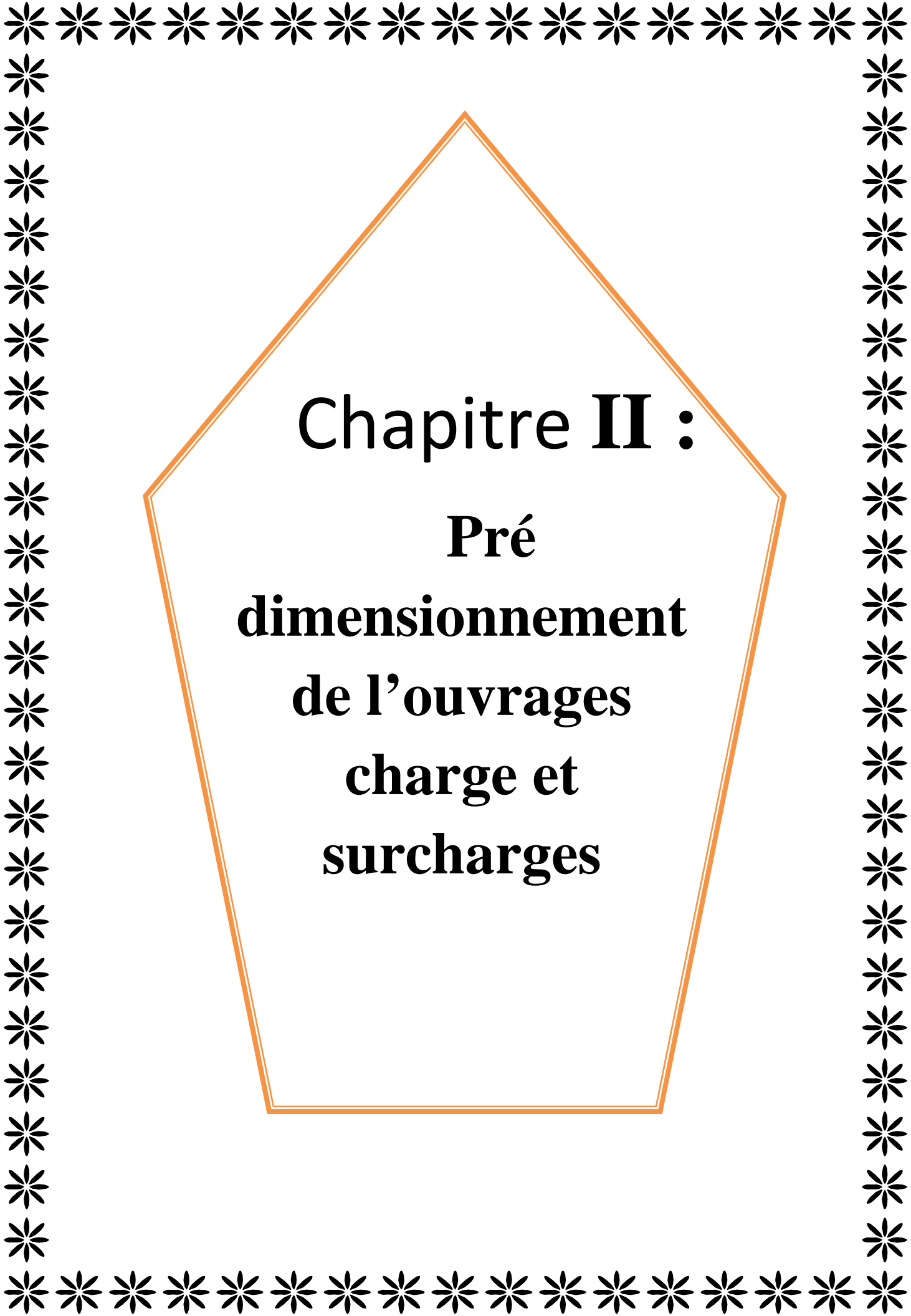
Fig 18-1- Configuration et mécanisme plastique des ossatures avec triangulations à barres excentrées (a) en D, (b) en K et (c) en V.



fig19-I- Bâtiment avec triangulation excentrée en cours de construction (USA)

C'est la tout le sujet de notre projet Le contreventement de l'ouvrage est assuré a chaque fois par un contreventement différent et on procédera a la comparaisent ; ou chaque type a un Facteur de comportement R précis

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2



Chapitre II :
Pré
dimensionnement
de l'ouvrages
charge et
surcharges

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

II- pré dimensionnement de l'ouvrage , charges et surcharges

les profilés des éléments porteurs sont déjà calculés sous les charges verticales , ainsi que sous le vent normal et vérifiés sous le vent extrême . on ne fait que les rappeler dans ce chapitre

II-1 les planchers :

Il s'agit d'un plancher collaborant mixte acier (tôle)+ béton

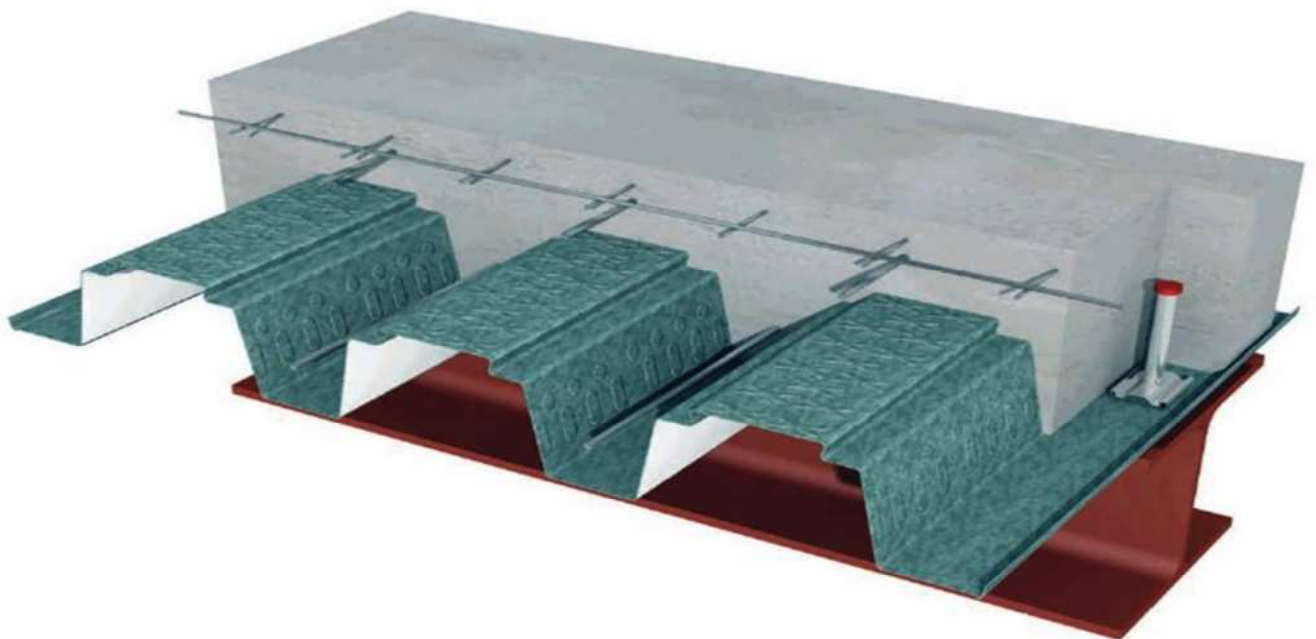


Fig 1-II plancher collaborant

Un plancher d'une épaisseur de $h=20\text{cm}$ pour le 1^{er} et 2^{em} étage

Avec une tôle de 0.8 mm d'épaisseur

Et une consommation de béton du plancher (m^3/m^2) de 0.135

ÉPAISSEUR DE LA DALLE (cm)	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
CONSOMMATION DE BÉTON DU PLANCHER (m^3/m^2)	0,075	0,085	0,095	0,105	0,115	0,125	0,135	0,145	0,155	0,165	0,175	0,185	
ÉPAISSEUR DE TÔLE (mm)	0.8	191	215	239	263	287	311	335	359	383	406	430	454
	1.0	193	217	241	265	289	313	337	361	385	409	433	457
	1.2	196	220	244	268	292	316	340	364	388	412	436	460

Tab 1-II-: poids propre de la dalle choisie

❖ Conclusion :

On opte donc pour un plancher de 20cm d'épaisseur avec un poids propre de 335 kg/m²

II-2-LES POUTRES

Les poutres calculé déjà au préalable son des IPE 400 dans les deux sens (X et Y)



Fig2-II-exemple de poutres en acier IPE dans hangar

II-2-1-Caractéristiques des poutres(IPE 400)

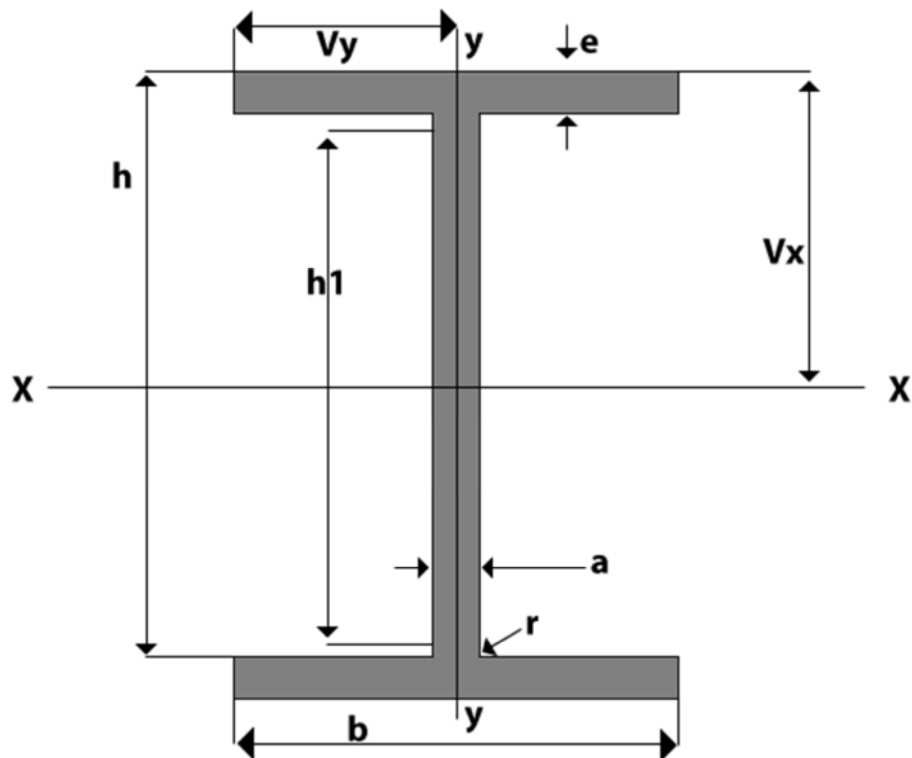


Fig 3-II- profilé en IPE (dimensions)

G (kg/m)=66.3

h1(mm)= 373,0

Iy (mm⁴)= 23130

h (mm) =400

d (mm) =331,0

Wel.y(mm³)= 1160

b (mm) =180

∅=M 22

Wpl.y♦(mm⁴)= 1307

tw (mm) =8.6

pmin(mm)= 96

Avz(mm²)=42,7

tf (mm) =13,5

pmax(mm)= 98

Iz(mm⁴)= 1318

r (mm) =21,0

AL(m²/m)= 1,467Wel.z(mm³)= 146A (mm²) =84,5AG(m²/t) = 22,12Wpl.z♦(mm³) =229

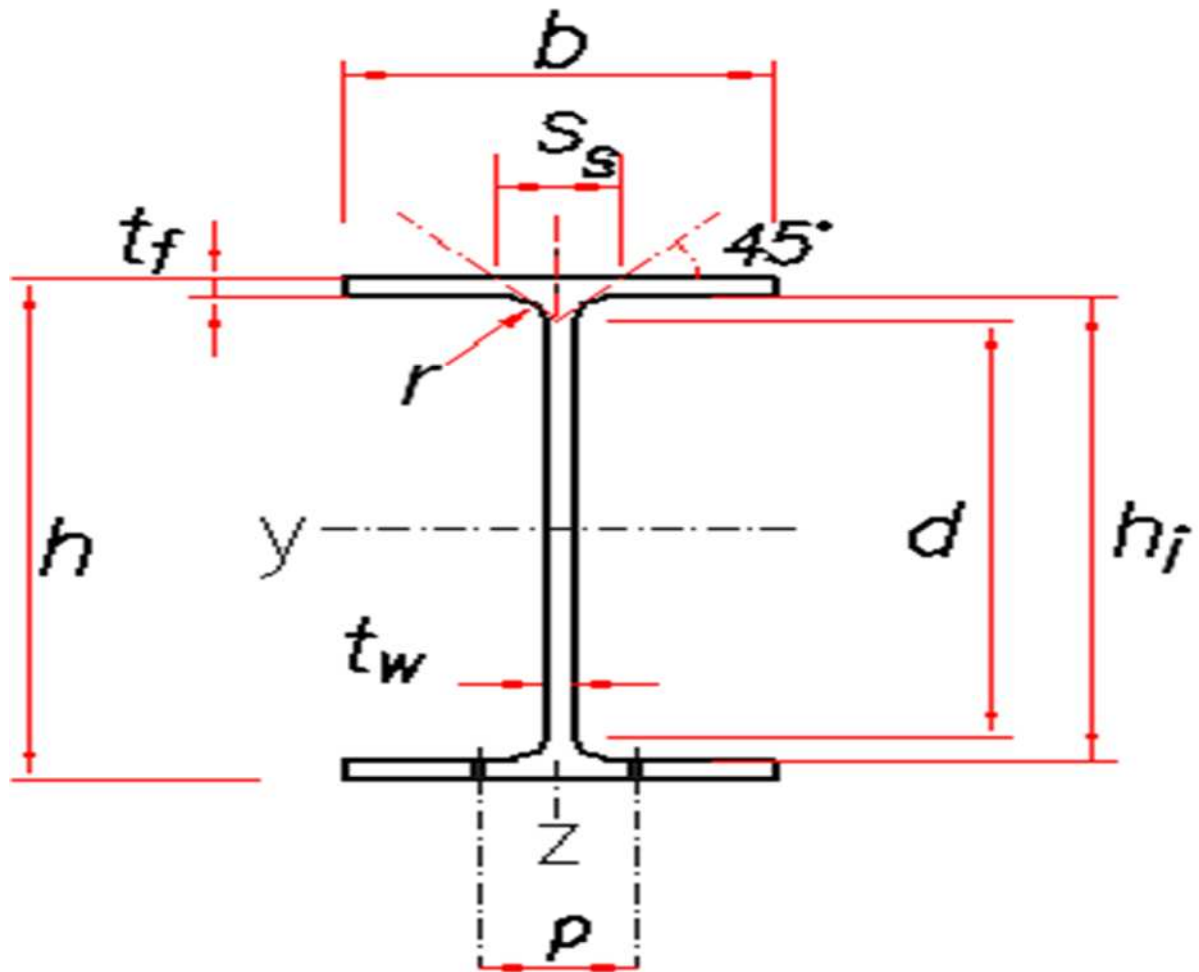
II-3-LES POTEAUX

Les poteaux calculé déjà au préalable son des HEA300 et cela pour tout le bâtiment d'une hauteur de 3.5m pour le RDC et le niveau 1 et de 4.00m pour le niveau 3



Fig3-II-exemple de poteaux en acier HEA dans hangar

II-3-1-Caractéristiques des poteaux(HEA 300)



G (kg/m)=88.3

h (mm) =290

b (mm) =300

tw (mm) =8.5

tf (mm) =14

r (mm) =27

A (mm²) =112,5

h1(mm)= 262

d (mm) =208

∅=M 27

pmin(mm)= 118

pmax(mm)= 198

AL(m²/m)= 1,717AG(m²/t) = 19,43Iy (mm⁴)= 18260Wel.y(mm³)= 1260Wpl.y♦(mm⁴)= 1383Avz(mm²)=37.28Iz(mm⁴)= 6310Wel.z(mm³)= 420.6Wpl.z♦(mm³) =641.2

II-4-LES CHARGE PERMANENTES :**II-4-1-PLANCHER D'ETAGE COURANT**

Pour le calcul du poids des charges permanentes au niveau des deux étages courant on prend en considérations les éléments suivent :

a) Poutres dans le sens des X

On a 8 barre de porté de 13.00 m , et le poids propre de la poutre $G=66.3(\text{kg/m})$

$$\text{Donc } (8) * (13.00\text{m}) * (66.3 \text{ kg/m}) = 6.8952 \text{ tf}$$

b) Poutres dans le sens des Y

On a 4 barre de porté de 28.00 m , et le poids propre de la poutre $G=66.3 (\text{kg/m})$

$$\text{Donc } (4) * (28.00\text{m}) * (66.3 \text{ kg/m}) = 7.4258 \text{ tf}$$

c) Poteaux

On a 32 poteaux de 3.5m de hauteur et le poids propre du poteau $G=88.3(\text{kg/m})$

$$\text{Donc } (32) * (3.50\text{m}) * (88.3 \text{ kg/m}) = 9.8896 \text{ tf}$$

d) Plancher

On a la surface d'étage et égale a $(28.00\text{m} * 13.00) = 364 \text{ m}^2$

$$\text{Donc surface} = 364\text{m}^2$$

pour le plancher collaborant mixte on a le poids propre et de 335 kg/m^2
donc le poids propre du plancher $(364\text{m}^2 * 335 \text{ kg/m}^2) = 121.94 \text{ tf}$

e) Bardage

On a la surface de bardage comme suite $(28.00\text{m} * 3.5\text{m}) + (13.00\text{m} * 3.5\text{m}) = 143.53\text{m}^2$

Et le poids propre du panneau sandwich et de $18 (\text{kg/m})$

Pour le poids total du bardage $(143.53\text{m}^2) * (18\text{kg/m}) = 2.583 \text{ tf}$

Calcul poids des charge permanente de l'étage du RDC

$$6.8952 + 7.4256 + 9.8896 + 121.94 + 2.583 = 148.73 \text{ tf}$$

Poids propre de l'étage N°1 ???=148.73 tf

éléments	RDC et NIVEAU 1			
	poids (kg/m)	porté de l'élément	nombre d'éléments	poids total (tf)
poutre sens x IPE 400	66,3	13.00 m	8	6,8952
poutre sens y IPE 400	66,3	28.00 m	4	7,4256
poteaux HEA 300	88,3	3,50 m	32	9,8896
plancher	335(kg/m ²)	364 m ²		121,94
bardage	18	(3,5*13)+(3,5*28)		2,583
TOTAL				148,73

Tab 2-II-: tableau récapitulatif des poids propre du RDC et l'étage 1

Remarque : pour le niveau 1 le poids propre d'étage est identique à celui du RDC donc le Tab 2 vaut aussi pour le niveau 1.

II-4-2-TOITURE INACCESSIBLE SAUF (ENTRETIEN)

Pour le calcul du poids des charges permanentes au niveau 2 ou de la toiture inaccessible on prend en considérations les éléments suivants :

a) Poutres sens des Y

On a 2 barres de portée de 28.00 m, et le poids propre de la poutre $G=66.3$ (kg/m)

Donc $(2) * (28.00m) * (66.3 \text{ kg/m}) = 3.7128 \text{ tf}$

b) Poteaux

On a 20 poteaux de 2.00 m de hauteur et le poids propre du poteau $G=88.3$ (kg/m)

Donc $(20) * (2m) * (88.3 \text{ kg/m}) = 3.532 \text{ tf}$

c) Bardage

On a la surface de bardage comme suite $(28.00m * 2.00m) + (13.00m * 2.00m) = 82.00m^2$

Et le poids propre du panneau sandwich et de 18 (kg/m)

Pour le poids total du bardage $(82.00m^2) * (18kg/m) = 1.476 \text{ tf}$

d) Toit

On a la surface du toit égale a celle du plancher soit 364 m² en négligent l'inclinaison du toit

Et le poids propre du panneau sandwich posé sur le toit et de 18 (kg/m)

Pour le poids total du bardage $(364.00m^2) * (18kg/m) = 6.552 \text{ tf}$

e) Panne (IPE 160)

On a 9 pannes de porté de 28.00 m , et le poids propre de la panne G =12.7(kg/m)

Donc $(9) * (28.00m) * (12.7 \text{ kg/m}) = 3.2004 \text{ tf}$

éléments		Niveau 2		
	poids (kg/m)	porté de l'élément	nombre d'éléments	poids total (tf)
poutre sens y IPE 400	66,3	28m	2	3,7128
poteau HEA 300	88,3	2m	20	3,532
toit	18	364 m ²		6,552
bardage	18	$(2*13)+(2*28)$		1,476
panne IPE 160	12,7	28	9	3,2004
TOTAL				18,5728

Tab 3-II-: tableau récapitulatif des poids propre du NIVEAU 2

II-5-LES SURCHARGES D'EXPLOITATION :**II-5-1- SURCHARGES DU RDC ET NIVEAU 1**

la surcharge d'exploitation est de 250Kg/m² pour le RDC et le NIVEAU 1 avec une superficie identique et égale à 364 m² on a $(250\text{KG/m}^2) * (364 \text{ m}^2) = 91 \text{ tf}$

comme surcharge on a aussi les 12 cuves de peinture par niveau qui ont une capacité de 200 litre

avec une densité entre 1.4 et 1.6

200 litres de peinture nous donne 280 kg $\implies 280\text{kg} * 12 \text{ cuves} = 3360$

Donc la surcharge total par niveau est de $91 + 3.360 = 94.360 \text{ TF}$

II-5-2- SURCHARGES DU TOIT (niveau 3)

la surcharge est de $0.1 * 10.0 \text{ m} = 1.00 \text{ tf}$ (toit) sur 10m² seulement

	SURCHARGE WQ (tf)
RDC	94,36
ETAGE N°1	94,36
ETAGE N°2	0,1

Tab 4-II-: tableau récapitulatif des surcharges

le poids total W est calculé selon RPA par la formule :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondérations

($\beta = 0.2$) Toiture

($\beta = 0.6$) RDC et NIVEAU 1 (usage industriel)

pour le RDC et niveau 1

$WG = 99.5934$ tf

$WQ = 94.36$ tf

$WG + \beta WQ = 99.5934 + (0.6)94.36 = 156.2094$ tf

Pour le niveau 2

$WG = 15.116$ tf

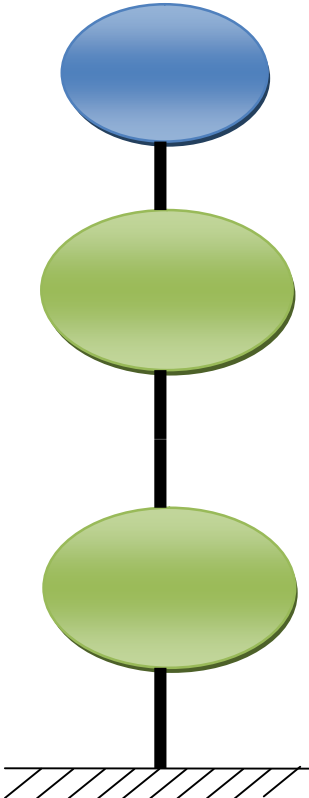
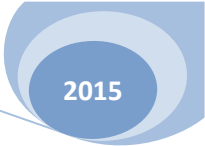
$WQ = 0.1$ tf

$WG + \beta WQ = 15.116 + (0.2)0.1 = 15.136$ tf

POIDS TOTAL DU BATIMENT $156.2094 + 156.2094 + 15.136 = 327.5548$ TF

	poids propre etage WG (tf)	surcharge WQ (tf)	WG + β WQ (tf)
RDC	99,5934	94,36	156,2094
NIVEAU 1	99,5934	94,36	156,2094
NIVEAU 2	15,116	0,1	15,136
TOTAL			327,5548

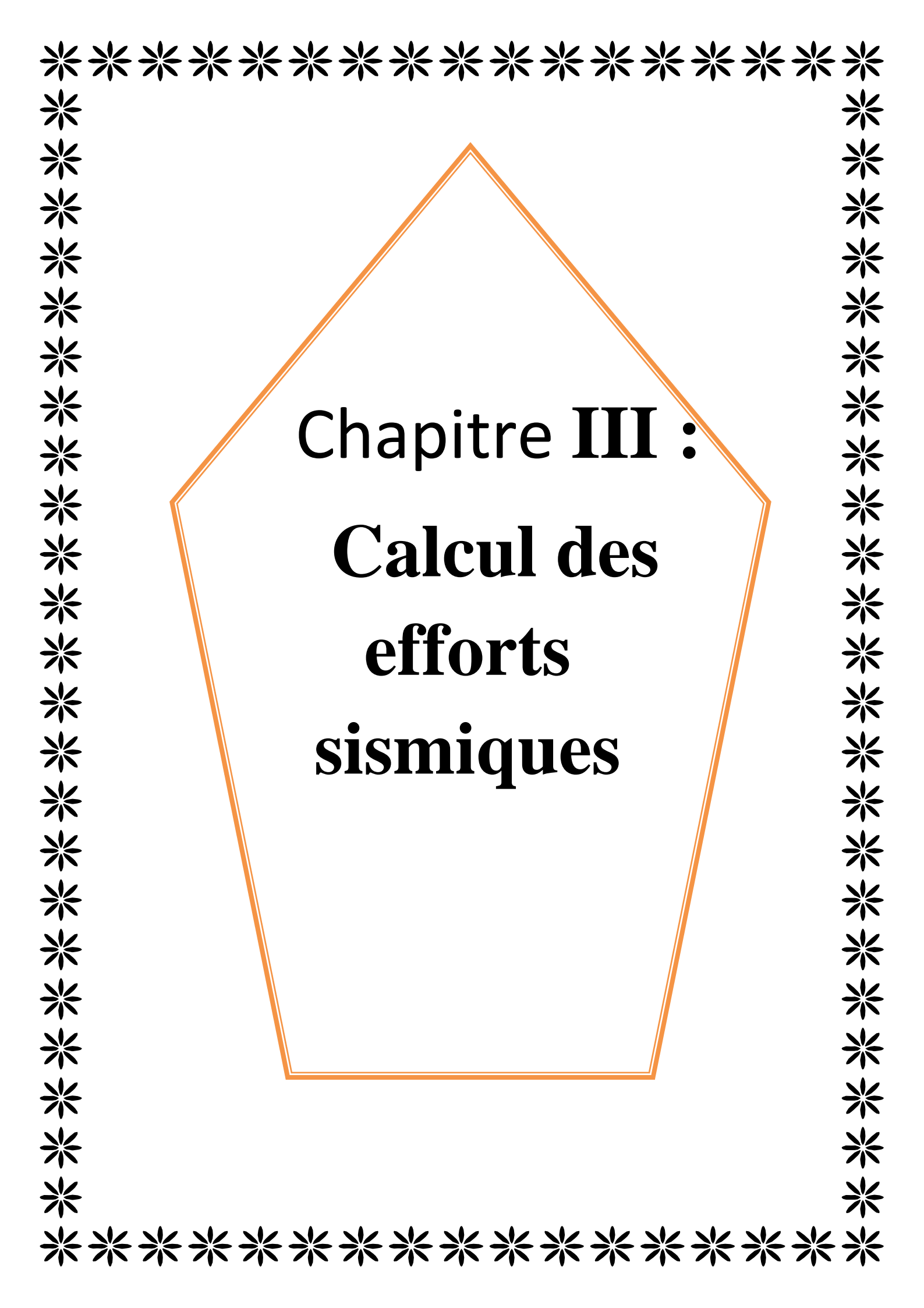
Tab 5-II-: tableau récapitulatif des poids du bâtiment



W3 = 15.136 tf

W2 = 156.2094 tf

W1 = 156.2094 tf



Chapitre III :
Calcul des
efforts
sismiques

III-1-METHODES D'ANALYSE STRUCTURALE

Dans le calcul parasismique habituel des structures, on fait appel à diverses méthodes d'analyses qui, à savoir leurs utilité dans le règlement en vigueur, ont pour objet de calculer les contraintes imposées par l'action sismique.

Les contraintes et les déformations résultant du mouvement de sol peuvent être évaluées par différentes méthodes qui fournissent différents degrés d'exactitude. Les méthodes suivantes peuvent être adoptées :

- Analyse statique équivalente
- Analyse modale spectrale
- Analyse temporelle (généralement par accélérogramme)

Ces trois méthodes peuvent être utilisées pour une analyse linéaire, bien que l'analyse non linéaire est effectué généralement par les deux principales méthodes, à savoir statique non linéaire (Puchover) et dynamique non linéaire basé essentiellement sur des accélérogrammes sismiques réelles ou simulés, ainsi par un chargement cyclique adopté par les règlements ou par les laboratoires de recherches.

Dans notre cas en va ce concentré sur la méthode statique équivalente

III-1-1- METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

D'après RPA99/2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure , doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

La distribution verticale de la force sismique à la base V sur la hauteur de la structure est exprimée selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Pour tenir compte l'effet des modes supérieurs de vibration, la force concentrée au sommet F_t doit être déterminée par la formule :

$$F_t = \begin{cases} 0.07 TV & \text{avec } F_t < 0.25V \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ se} \end{cases}$$

La distribution de la force restante de V ($V - F_t$) est effectuée sur la hauteur de la structure par la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

On note que le calcul la force sismique V du Règlement RPA est inspiré du celui Américain UBC (Belazougui)

Le règlement Américain UBC considéré comme le premier règlement parasismique (fondé en 1927), la dernière version de ce code, UBC 97 (75^{ème} édition) qui a été remplacé par IBC 2000, ce dernier est actualisé chaque trois années, d'où il existe IBC2003, 2006 et 2009. UBC a exprimé l'effort sismique à la base avant 1958 par la formule suivante :

$$V = KCW$$

Avec

W = poids de la structure

K = coefficient du système structural

C = facteur d'amplification spectral donné en fonction de la période fondamentale de la structure T ,

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}}$$

La formule 3.5 à été modifié plusieurs fois, dont la version de l'UBC 1988 préconise de déterminer l'expression de l'effort à la base :

$$V = \frac{ZIC}{R_w} W$$

Avec, C a incorporé le facteur de réponse de structure de sol S, et R_w signifie le principe du facteur K (appelé cette fois, facteur de comportement). Calcul

III-2- CONTREVENTEMENT EN (X)

III-2-1-CALCUL DE V AVEC LES PALEES DE STABILITE (X)

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

a) Calcul du poids total du bâtiment W_t

On note ici que le poids total W est calculé selon RPA par la formule :

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = WGi + \beta WQi$$

WGi : poids dû aux charges permanentes

WQi : charges d'exploitation

β : coefficient de pondérations

($\beta = 0.2$) Toiture

($\beta = 0.6$) RDC et NIVEAU 1 (usage industriel)

donc

$$W_t = W_{e1} + W_{e2} + W_{e3}$$

On a $W_{e1} = W_{e2} = 200.346$ tf

Et

$$W_3 = 18.5928$$
 tf

$$W_{\text{total}} = 419.2848$$
 tf

$$W = 419.2848$$
 tf

b) Calcul de A coefficient de zone sismique

groupe d'usage	zone sismique			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,3	0,4
1B	0,12	0,2	0,25	0,3
2	0,1	0,15	0,2	0,25
3	0,07	0,1	0,14	0,18

Tab 1-III-: valeur de A selon RPA99 version 2003.

Pour notre cas on a usage INDUSTRIEL donc groupe 2.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de BLIDA (BOUFARIK) qui est classé selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de forte sismicité (Zone III).

En résumer

Groupe 2 et zone III

Donc $A = 0.25$

$$A = 0.25$$

c) facteur d'amplification dynamique D

le facteur d'amplification dynamique moyen dépend du site , de la période du bâtiment , et de l'amortissement , il est donnée par

$$D = \begin{cases} 2.5 & \text{pour } 0 < T < T_2 \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour } T_2 \leq T < 3s \\ 2.5 \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{pour } T \geq 3s \end{cases}$$

- La période caractéristique du site T_2 est donnée par le tableau suivant

site	s1	s2	s3	s4
T2	0,3	0,4	0,5	0,7

Tab 2-III-: valeur de T_2 selon le site RPA99 version2003.

On a le site est S3
donc $T_2 = 0.5$

- Calcul de T la période

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = CT * h(H)^{3/4}$$

Avec :

H : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Cas n°	Système de contreventement	Ct
1	Portiques autostables en BA sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en Acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en BA ou en avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	CV assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA , palées ou murs	0,05

Tab 3-III-: valeur de C_t selon RPA99 version2003.

$$\text{Donc } T = 0.05 * (11)^{3/4} =$$

$$T = 0.302$$

Avec $0 < T < T_2$ avec $0 < 0.302 < 0.05$

Donc $D = 2.5$ □

- Facteur de correction de l'amortissement critique

$$\square = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad \text{avec } \xi=4 \text{ donc (remplissage en maçonnerie légère)}$$

$$\square = 1.08$$

$$D = 2.5 * 1.08 = 2.7$$

$D > 2.5$ donc $D = 2.5$

$$D = 2.5$$

- **FACTEUR DE QUALITE Q**

Le facteur de qualité est fonction de :

1. La redondance et la géométrie des éléments structuraux
2. La régularité en plan et en élévation
3. La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

Critère q	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de cv	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,5
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,5

Tab 4-III-: Valeur des pénalités(Pq) selon le site RPA99 version2003.

- 1- La condition minimales sur les files de contreventement n'est pas vérifié car nous avons seulement deux files porteuse alors que la minimales est de 3 et cela dans les deux sens que ce soit transversal ou longitudinal donc $p1=0.05$
- 2- La redondance en plan et observé ou vérifié dans les deux sens aussi X et Y donc $p2=0$
- 3- Régularité en plan et en élévation est observé dans les deux sens aussi donc $p3=p4=0$
- 4- Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution sont vérifié tout 2 donc $p5=p6=0$

Donc $Q=1+(0.05+0+0+0+0+0)$

$Q = 1.05$

$Q = 1.05$

- Facteur de comportement R

Le RPA99 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. On note que ce règlement ne traite pas les ossatures avec triangulations à barres excentrées.

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

Tab 5-III-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

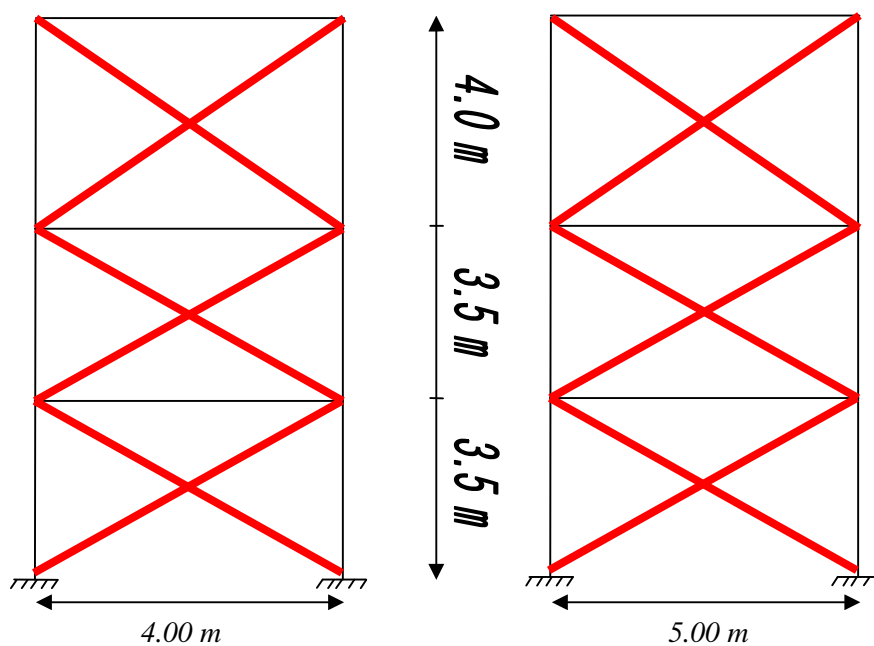


Fig -1-III portiques contreventé en X dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par palées triangulées en X dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R= 4$

$$\mathbf{R = 4}$$

On a
$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

²Avec

$$\mathbf{A = 0.25}$$

$$\mathbf{D = 2.5}$$

$$\mathbf{Q = 1.05}$$

$$\mathbf{R = 4}$$

$$\mathbf{W = 419.2848 \text{ tf}}$$

$$v = \frac{0.25 * 2.5 * 1.05}{4} * 419.2848$$

$$\mathbf{V = 68.7889 \text{ tf}}$$

III-2-2-DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - f_t) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

- F_t : Force horizontale appliquée au niveau (n)
- W_n : Masse au niveau (n)
- h_n : Hauteur du niveau (n)
- i : variant de 1 à n

$$f_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 7s$$

$$f_t = \frac{7}{100} TV \quad \text{si} \quad T > 7s$$

on

$$T = 0.302 < 7s \text{ donc } f_t = 0$$

$$F_k = \frac{(v) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$F_k = \frac{(68.7889)}{(200.34 * 3.5) + 200.34 * 7 + (18.59 * 11)} W_k H_k$$

Donc

$$F_k = \frac{(68.7889)}{2308.082} W_k H_k$$

$$F_k = 0.0298 W_k H_k$$

$$F_3 = 0.0298 (W_3 * H_3)$$

$$F_3 = 0.0298 (18.59 * 11)$$

$$F_3 = 6.095 \text{ tf}$$

$$\mathbf{F3 = 6.095 \text{ tf}}$$

$$F2 = 0.0298 (200.346 * 7)$$

$$F2 = 41.79 \text{ tf}$$

$$\mathbf{F2 = 41.79 \text{ tf}}$$

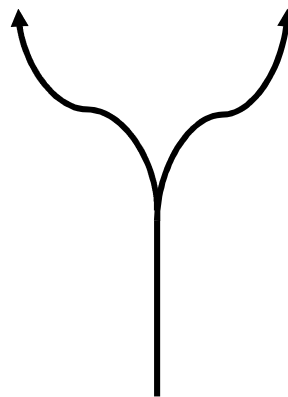
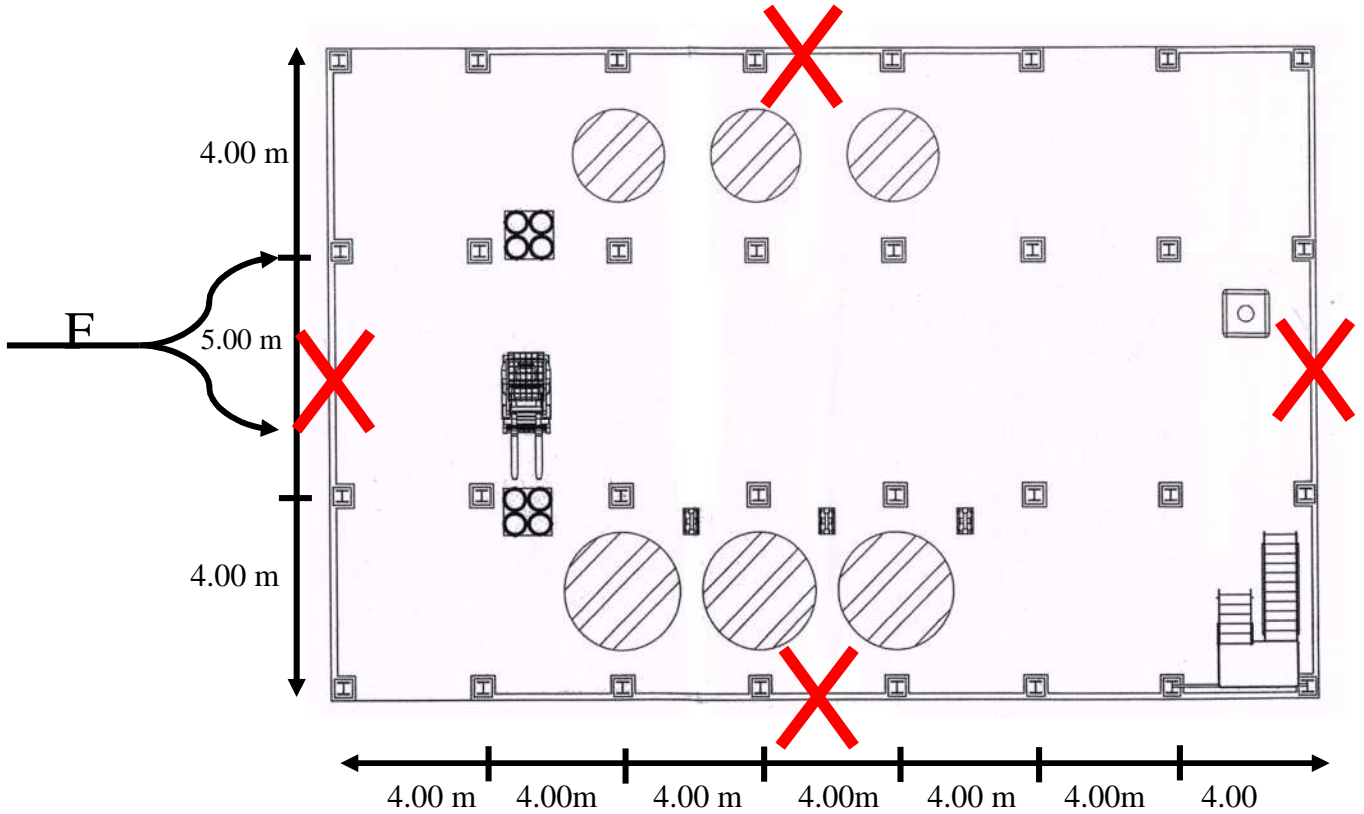
$$F1 = 0.0298 (200.346 * 3.5)$$

$$F1 = 20.89 \text{ tf}$$

$$\mathbf{F1 = 20.89 \text{ tf}}$$

III-2-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a deux palées de stabilité (en X) dans chaque sens identique donc on a
 $F_{stab\ i} = F_i/2$



$F_{stab\ 3} = F_3/2 = 6.095 / 2 = 3.045\ tf$

F stab 3 = 3.045 tf

$F_{stab\ 2} = F_2/2 = 41.79/2 = 20.89\ tf$

F stab 2 = 20.89 tf

$F_{stab 1} = F1/2 = 20.89/2 = 10.44 \text{ tf}$

F stab 1 = 10.44 tf

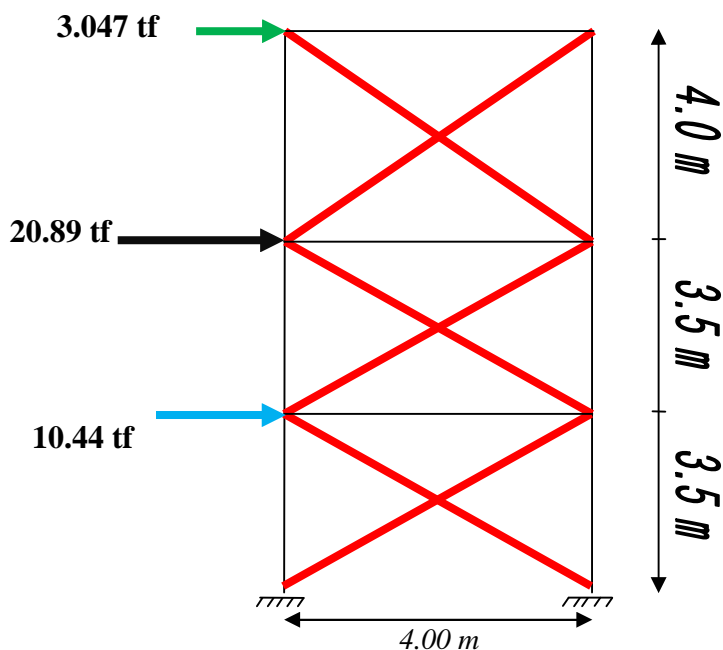


Fig -2-III-les forces repressent par portique dans le sens longitudinal

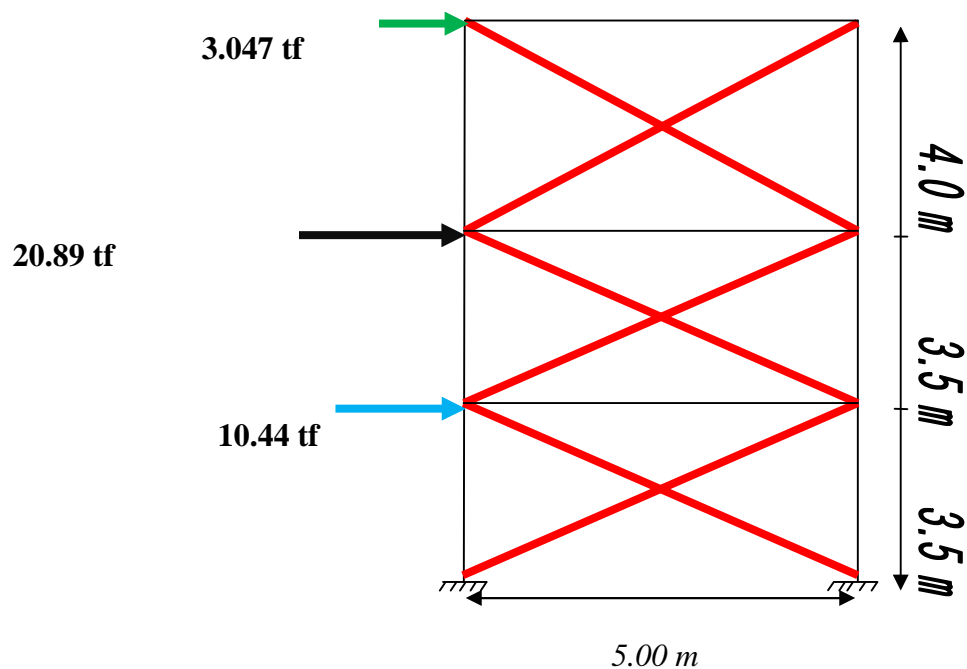
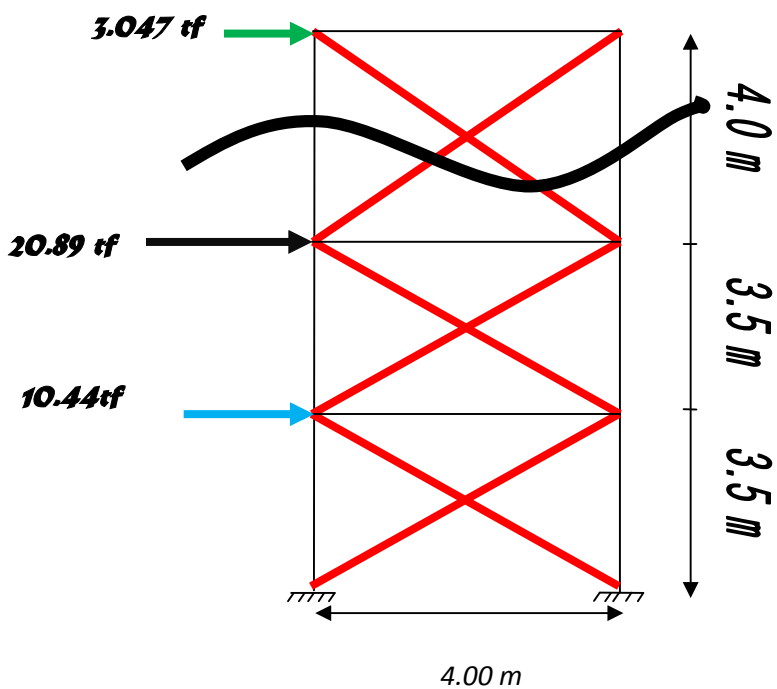


Fig -3-III-les forces repressent par portique dans le sens longitudinal

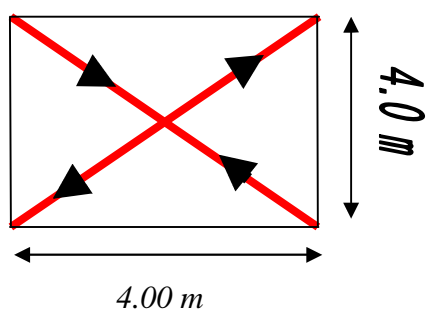
III-2-4-calcul des efforts a l'intérieur des barres

Nous procédons pas tronçon

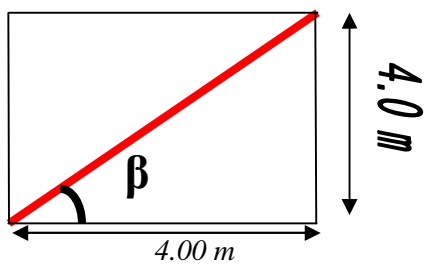
1) Tronçon 1 (sens longitudinal)



Donc



Pour connaitre l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne :



$$Nd3 \cos \beta = F3$$

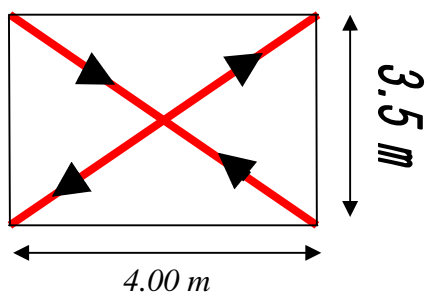
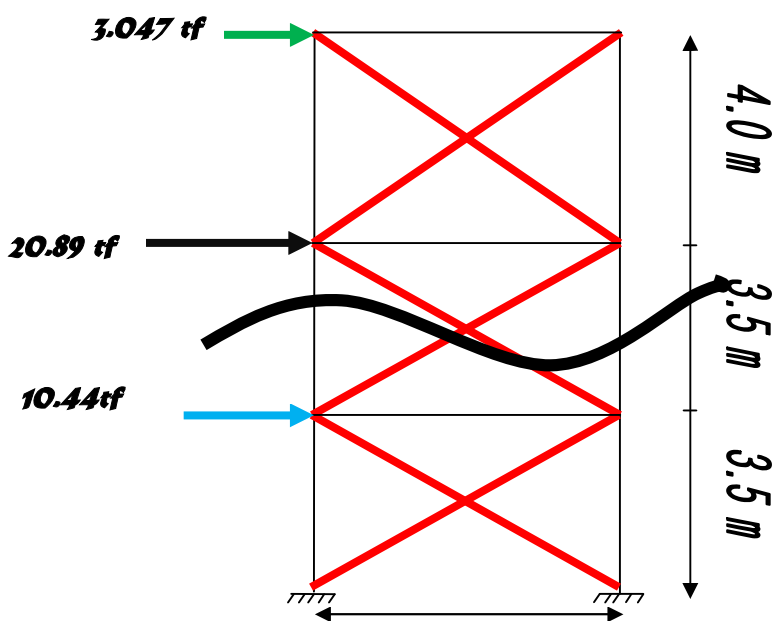
$$Nd3 = F3 / \cos \beta$$

Avec $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{4}{3}\right) = 45^\circ$

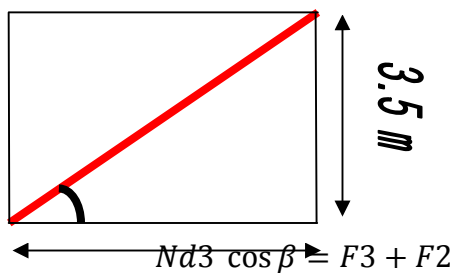
$Nd3 = 3.047 / \cos 45^\circ$

$Nd3 = 4.309 \text{ tf}$

2) Tronçon 2 (sens longitudinal)



Pour connaitre l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne :



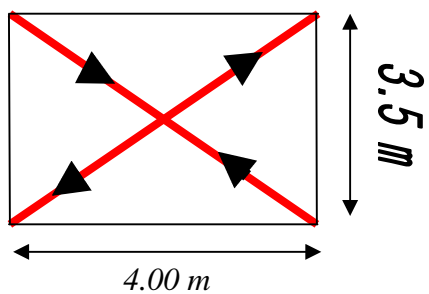
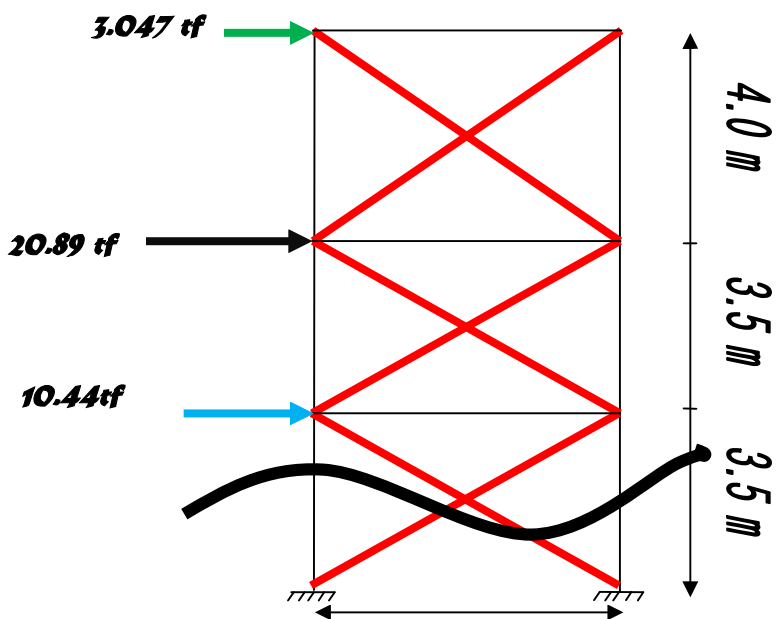
$$Nd3 = F3 + F2 / \cos \beta$$

Avec $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{3.5}{4}\right) = 41.18^\circ$

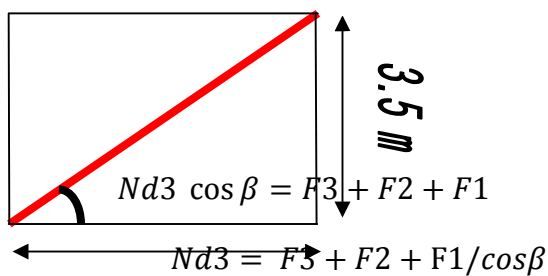
$Nd3 = \frac{3.047+20.89}{\cos 41.18}$

$Nd3 = 31.80 \text{ tf}$

3) Tronçon 3 (sens longitudinal)



Pour connaître l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne :



$$\text{Avec } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{3.5}{4}\right) = 41.18^\circ$$

$$Nd3 = \frac{3.047 + 20.89 + 10.41}{\cos 41.18}$$

$$Nd3 = 59.55 \text{ tf}$$

En resume

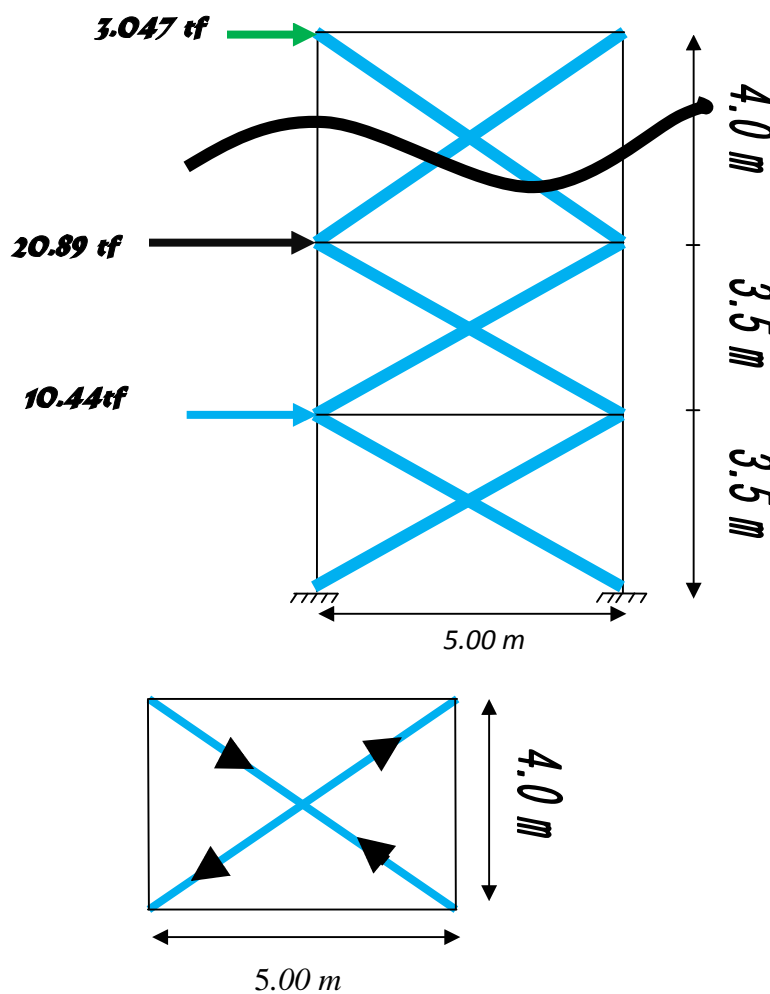
$$\mathbf{Nd\ 3 = 4.309\ tf}$$

$$\mathbf{Nd\ 2 = 31.80\ tf}$$

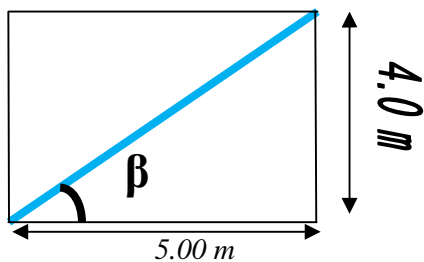
$$\mathbf{Nd\ 1 = 59.55\ t}$$

Pour le sens transversal en opère de la même manier que pour le sens longitudinal donc par tronçons .

4) Tronçon 1 (sens transversal)



Pour connaitre l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne :



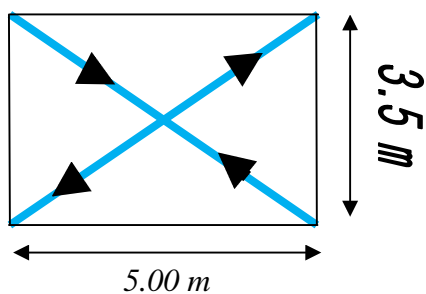
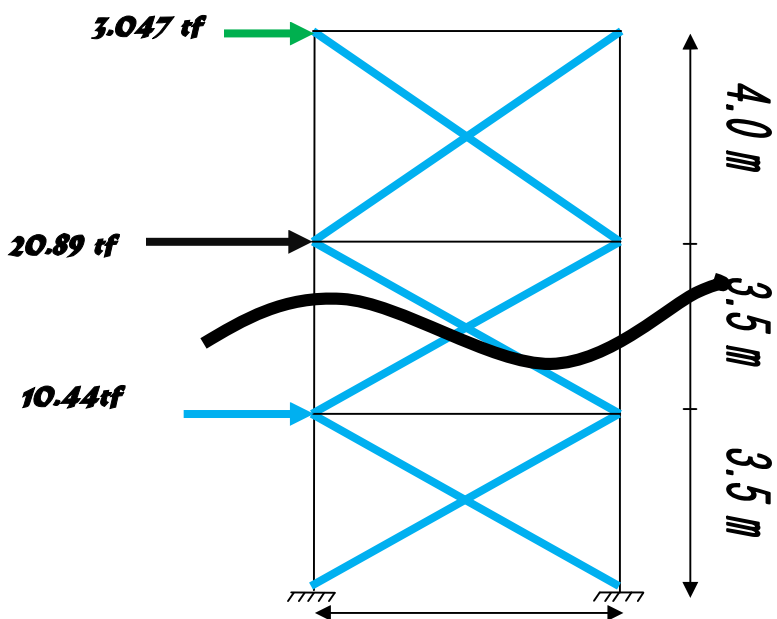
$$Nd3 \cos \beta = F3$$

$$Nd3 = F3 / \cos \beta$$

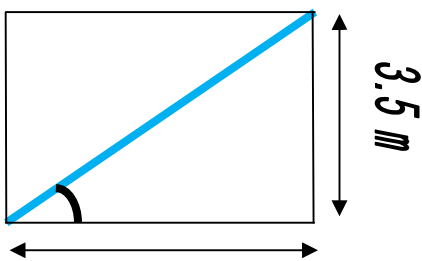
Avec $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{4}{5}\right) = 38.66^\circ$

$Nd3 = 3.9 \text{ tf}$

5) Tronçon 2 (sens longitudinal)



Pour connaitre l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne



$$Nd3 \cos \beta = F3 + F2$$

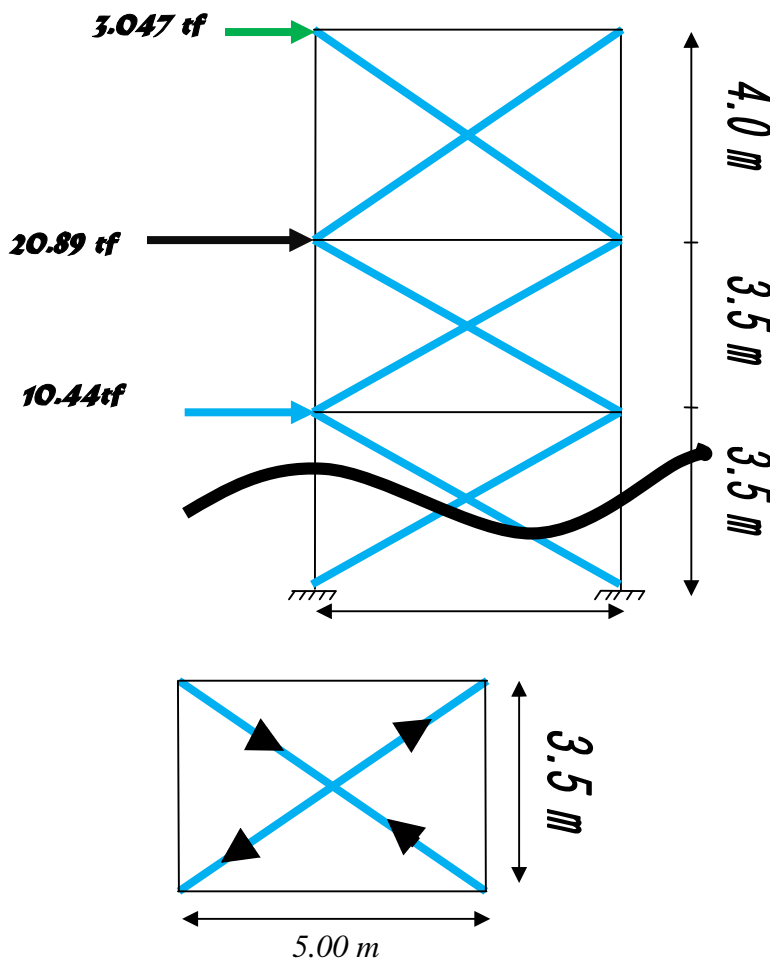
$$Nd3 = F3 + F2/\cos\beta$$

Avec $\beta = \tan^{-1}\left(\frac{3.5}{5}\right) = 35^\circ$

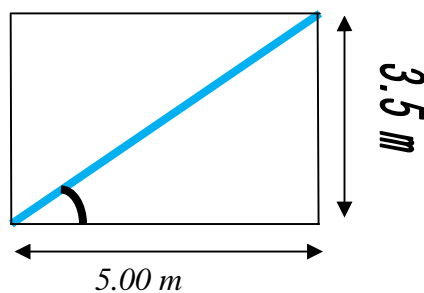
$$Nd3 = \frac{3.047+20.89}{\cos 35}$$

$$Nd3 = 29.21 \text{ tf}$$

6) Tronçon 3 (sens longitudinal)



Pour connaître l'efforts dans les barres de contreventement on doit négliger dans le calcul l'effort de la barre comprimé qui nous donne :



$$Nd3 \cos \beta = F3 + F2 + F1$$

$$Nd3 = F3 + F2 + F1 / \cos \beta$$

$$\text{Avec } \beta = \tan^{-1}\left(\frac{3.5}{5}\right) = 54.71^\circ$$

$$Nd3 = \frac{3.047+20.89+10.41}{\cos 54.71}$$

$$Nd3 = 54.71 \text{ tf}$$

En resume

$$\mathbf{Nd\ 3 = 3.9\ tf}$$

$$\mathbf{Nd\ 2 = 29.27\ tf}$$

$$\mathbf{Nd\ 1 = 54.71\ tf}$$

III-2-5-CALCUL DES SECTIONS DES DIAGONAL

III-2-5-1-SENS LONGITUDINAL

$$Nsd^i = Nd^i * 1.25$$

$$Ai = \frac{Nsd^i * 1.1}{2350}$$

Calcul de A3 :

$$\text{On a } Nd3 = 4.309 \text{ tf}$$

$$\text{Et } Nsd\ 3 = 4.309 * 1.25 = 5.386 \text{ tf}$$

$$Nsd\ 3 = 5.386 \text{ tf}$$

Donc

$$A3 = \frac{5386 * 1.1}{2350} = 2.52 \text{ cm}^2$$

On propose la cornier suivante : L 50*50*4 avec une A = 3.89 cm²

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante

L 60*60*4 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec A=4.71cm²

Calcul de A2 :

$$\text{On a } Nd2 = 31.80 \text{ tf}$$

$$\text{Et } Nsd\ 2 = 31.80 * 1.25 = 39.75 \text{ tf}$$

$$Nsd\ 2 = 39.75 \text{ tf}$$

Donc

$$A2 = \frac{39750 \cdot 1.1}{2350} = 18.60 \text{ cm}^2$$

On propose la cornière suivante : L 100*100*10 avec $A = 19.2 \text{ cm}^2$

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante

L 90*90*6 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=10.5\text{cm}^2$

Calcul de A1 :

$$\text{On a } Nd1 = 59.55 \text{ tf}$$

$$\text{Et } Nsd 1 = 59.55 \cdot 1.25 = 74.4375 \text{ tf}$$

$$Nsd 1 = 74.4375 \text{ tf}$$

Donc

$$A1 = \frac{74437 \cdot 1.1}{2350} = 34.84 \text{ cm}^2$$

On propose la cornière suivante : L 120*120*16 avec $A = 36 \text{ cm}^2$

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante

L 100*100*12 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec

$A=25.1\text{m}^2$

III-2-5-1-SENS TRANSVERSAL

$$Nsd^i = Nd^i \cdot 1.25$$

$$Ai = \frac{Nsd^i \cdot 1.1}{2350}$$

Calcul de A1 :

$$\text{On a } Nd3 = 3.9 \text{ tf}$$

$$\text{Et } Nsd 3 = 3.9 \cdot 1.25 = 4.875 \text{ tf}$$

$$Nsd 3 = 4.875\text{tf}$$

Donc

$$A3 = \frac{4875 \cdot 1.1}{2350} = 2.28 \text{ cm}^2$$

On propose la cornière suivante : L 50*50*4 avec une $A = 3.89 \text{ cm}^2$

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 90*90*6 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=10.5\text{cm}^2$

Calcul de A2 :

$$\text{On a } N_{d2} = 29.21 \text{ tf}$$

$$\text{Et } N_{sd} 2 = 29.21 * 1.25 = 36.512 \text{ tf}$$

$$N_{sd} 2 = 36.512 \text{ tf}$$

Donc

$$A2 = \frac{36512 * 1.1}{2350} = 17.09 \text{ cm}^2$$

On propose la cornière suivante : L 90*90*11 avec $A = 18.7 \text{ cm}^2$

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 100*100*10 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=19.2\text{cm}^2$

Calcul de A1 :

$$\text{On a } N_{d1} = 54.71 \text{ tf}$$

$$\text{Et } N_{sd} 1 = 54.71 * 1.25 = 68.387 \text{ tf}$$

$$N_{sd} 1 = 68.387 \text{ tf}$$

Donc

$$A1 = \frac{68387 * 1.1}{2350} = 32.01 \text{ cm}^2$$

On propose la cornière suivante : L 130*130*14 avec $A = 34.7 \text{ cm}^2$

Alors que le logiciel de calcul ROBOT nous proposent la cornière suivante L 120*120*15 comme cornière minimal pour assurée la stabilité de la structure avec $A=33.3\text{cm}^2$

III-3-CONTREVENTEMENT EN (V)**III-3-1CALCUL DE V AVEC LES PALEES DE STABILITE (V)**

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

Les valeurs de A , D , Q et W_t ne changent pas seule la valeur de R qui change comme suite

- **Facteur de comportement R**

La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. Donnée par RPA99 ;2003

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

Tab 6-III-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

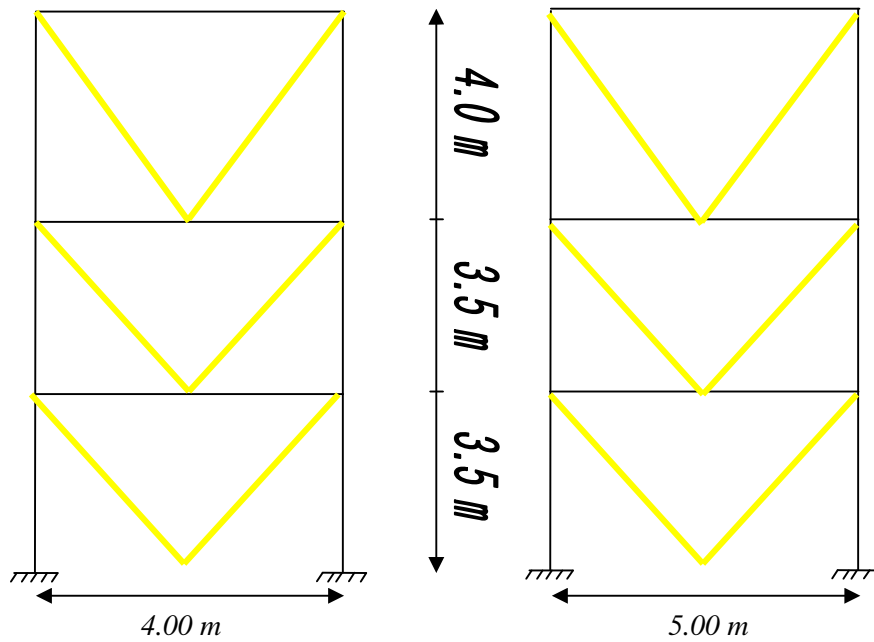


Fig -4-III portiques contreventé en v dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par palées triangulées en V dans les deux sens (transversal, longitudinal)

Donc $R = 3$

$R = 3$

On a
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec

$A = 0.25$

$D = 2.5$

$Q = 1.05$

$R = 3$

$W = 419.2848 \text{ tf}$

$$v = \frac{0.25 * 2.5 * 1.05}{3} * 419.2848$$

$$\mathbf{V = 91.71 \text{ tf}}$$

III-3-2-DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - f_t) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

· F_t : Force horizontale appliquée au niveau (n)

· W_n : Masse au niveau (n)

· h_n : Hauteur du niveau (n)

· i : variant de 1 à n

$$f_t = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 7s$$

$$f_t = \frac{7}{100} TV \quad \text{si} \quad T > 7s$$

on

$$T = 0.302 < 7s \text{ donc } f_t = 0$$

$$F_k = \frac{(v) W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$F_k = \frac{(91.71)}{(200.34 * 3.5) + 200.34 * 7 + (18.59 * 11)} W_k H_k$$

Donc

$$Fk = \frac{(91.71)}{2308.082} Wk Hk$$

$$Fk = 0.0298 Wk Hk$$

$$F3 = 0.04 (W3 * H3)$$

$$F3 = 0.04 (18.59 * 11)$$

$$F3 = 8.18 \text{ tf}$$

$$F3 = 8.18 \text{ tf}$$

$$F2 = 0.04 (200.346 * 7)$$

$$F2 = 56.0952 \text{ tf}$$

$$F2 = 56.0952 \text{ tf}$$

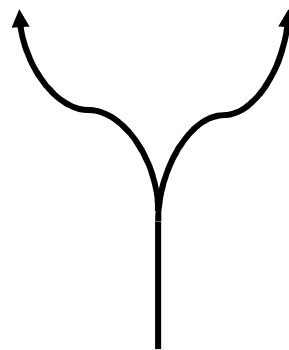
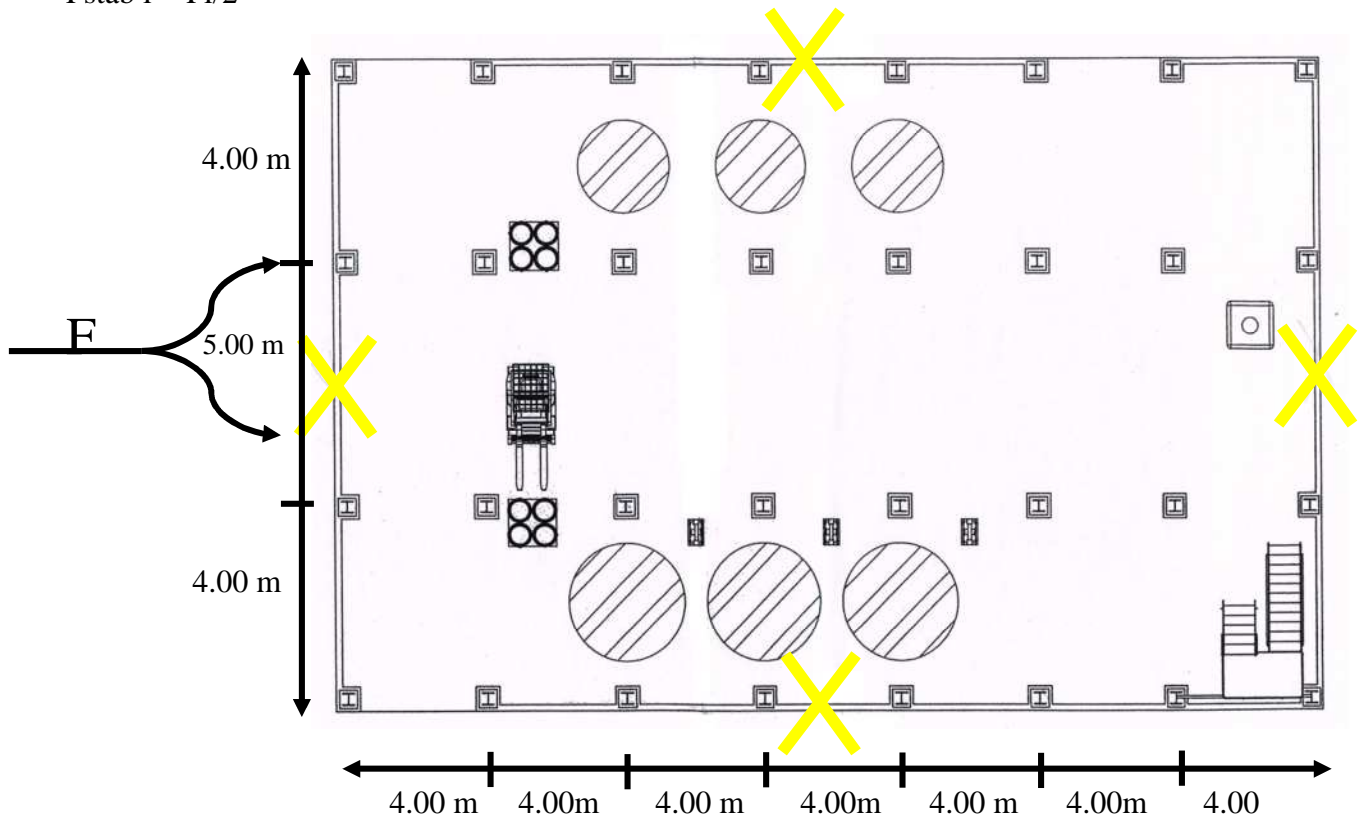
$$F1 = 0.04 (200.346 * 3.5)$$

$$F1 = 28.04 \text{ tf}$$

$$F1 = 28.04 \text{ tf}$$

III-3-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a deux pallées de stabilité (en v) dans chaque sens identique donc on a
 $F_{stab\ i} = F_i/2$



$F_{stab\ 3} = F_3/2 = 8.18 / 2 = 4.09\ tf$

F stab 3 = 4.09 tf

$F_{stab\ 2} = F_2/2 = 56.0952/2 = 28.047\ tf$

F stab 2 = 28.047 tf

$F_{stab\ 1} = F_1/2 = 28.04/2 = 14.02\ tf$

F stab 1 = 14.02 tf

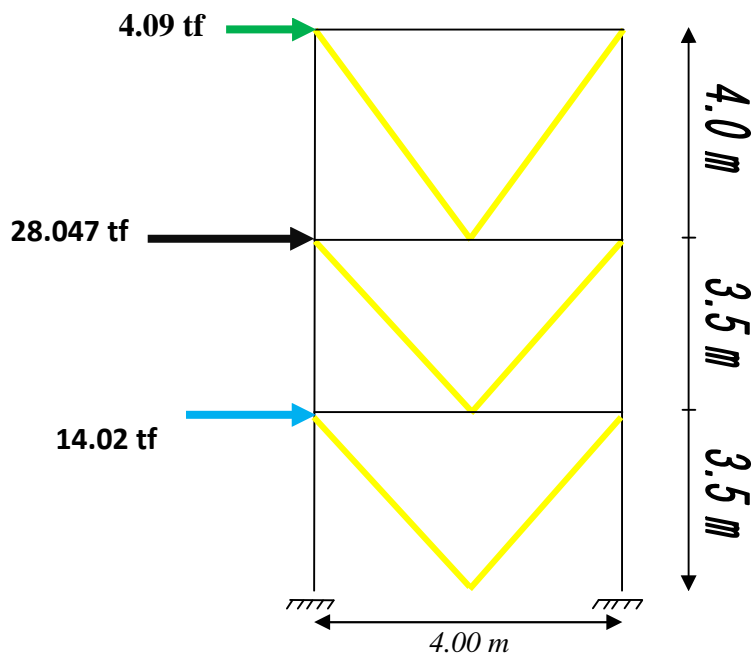


Fig -5-III-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

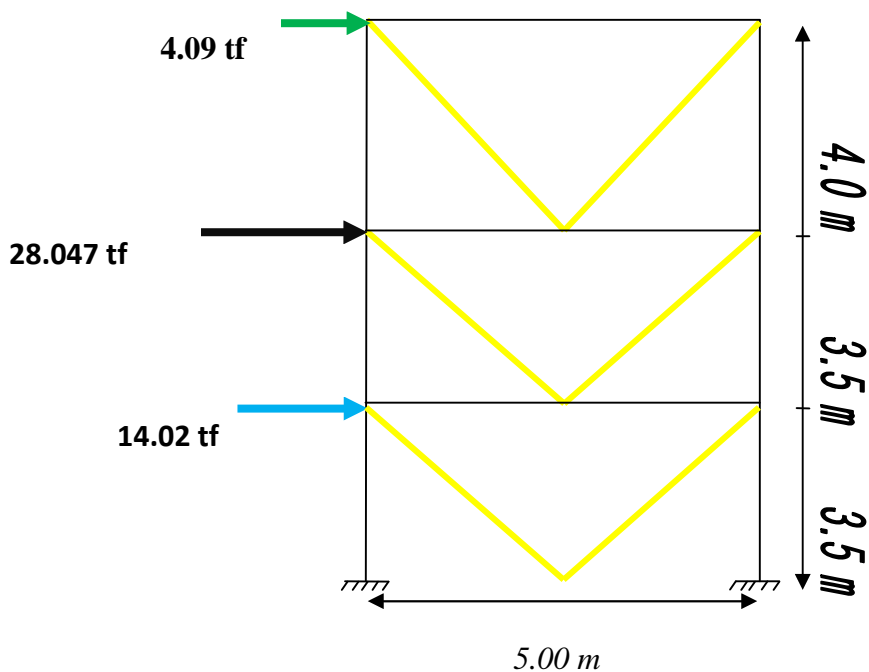


Fig -I-4-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

III-3-4-CALCUL DES SECTIONS DES DIAGONAL

III-3-5-1-SENS LONGITUDINAL

Le calcul ce fait par le logiciel de calcul ROBOT qui nous donne le profilé (cornière) minimal pour la stabilité de la structure

Pour les cornière du niveau 2 (h=11.00 m) **L 70*70*6** avec une section de **A= 8.13cm²**

Pour les cornière du niveau 1 (h=7.00 m) **L 90*90*9** avec une section de **A= 15.5cm²**

Pour les cornière du RDC (h=3.50 m) **L 150*150*14** avec une section de **A= 40.3cm²**

III-3-5-2-SENS TRANSVERSAL

Le calcul ce fait par le logiciel de calcul ROBOT qui nous donne le profilé (cornière) minimal pour la stabilité de la structure

Pour les cornière du niveau 2 (h=11.00 m) **L 70*70*6** avec une section de **A= 8.13cm²**

Pour les cornière du niveau 1 (h=7.00 m) **L 100*100*10** avec une section de **A= 19.2cm²**

Pour les cornière du RDC (h=3.50 m) **L 160*160*14** avec une section de **A= 43.2cm²**

III-4- CONTREVENTEMENT PAR PORTIQUE AUTOSTABL

III-4-1-CALCUL DE V AVEC PORTIQUE AUTOSTABL

Les portiques autostables sont conçus pour résister aux charges latérales et verticales. Les charges latérales sont reprises essentiellement par les actions de flexion et de cisaillement des poutres et poteaux, la rigidité latérale est assurée par la rigidité de flexion de ces deux éléments. Bien que la flexibilité des assemblages poutre-poteau est souvent ignorée dans les structures métalliques, n'empêche que celles-ci joues un rôle non négligeable dans la résistance des portiques autostables vis-à-vis des actions sismiques.

Ces assemblages qui sont le lien entre la jonction des poutres et des poteaux influent de manière très sensible sur la ductilité des portiques autostables.

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W_{\text{total}} = 419.2848 \text{ tf}$$

$$A = 0.25$$

$$D = 2.5$$

$$Q = 1.05$$

- **Facteur de comportement R**

La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. Donnée par RPA99 ;2003

Type de structure	Valeur de R
Portique autostables ductiles	6
Portiques autostables ordinaires	4
Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
Mixte portique/palées triangulées en X	5
Mixte portique/palées triangulées en V	4
Portique en console verticale	2

Tab 7-III-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

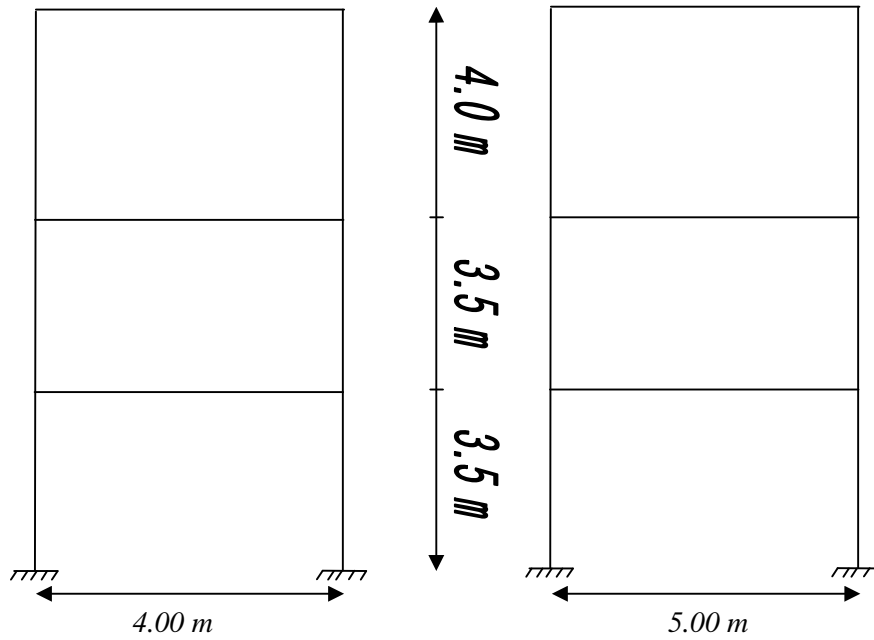


Fig -6-III portiques contreventé par portique autostable dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par portique autostable dans les deux sens (transversal, longitudinal)

$$v = \frac{0.25 * 2.5 * 1.05}{6} * 419.2848$$

$$V = 45.85 \text{ tf}$$

III-4-2-DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - ft)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$f_t = 0$ avec $T \leq 7s$

$$F_k = \frac{(v)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$F_k = \frac{(45.85)}{(200.34 * 3.5) + 200.34 * 7 + (18.59 * 11)} W_k H_k$$

Donc

$$F_k = \frac{(45.85)}{2308.082} W_k H_k$$

$$F_k = 0.00199 W_k H_k$$

$$F_3 = 0.0199 (W_3 * H_3)$$

$$F_3 = 0.0199 (18.59 * 11)$$

$$F_3 = 4.069 \text{ tf}$$

$$F_3 = 4.069 \text{ tf}$$

$$F_2 = 0.0199 (200.346 * 7)$$

$$F_2 = 27.9081 \text{ tf}$$

$$F_2 = 27.9081 \text{ tf}$$

$$F_1 = 0.0199 (200.346 * 3.5)$$

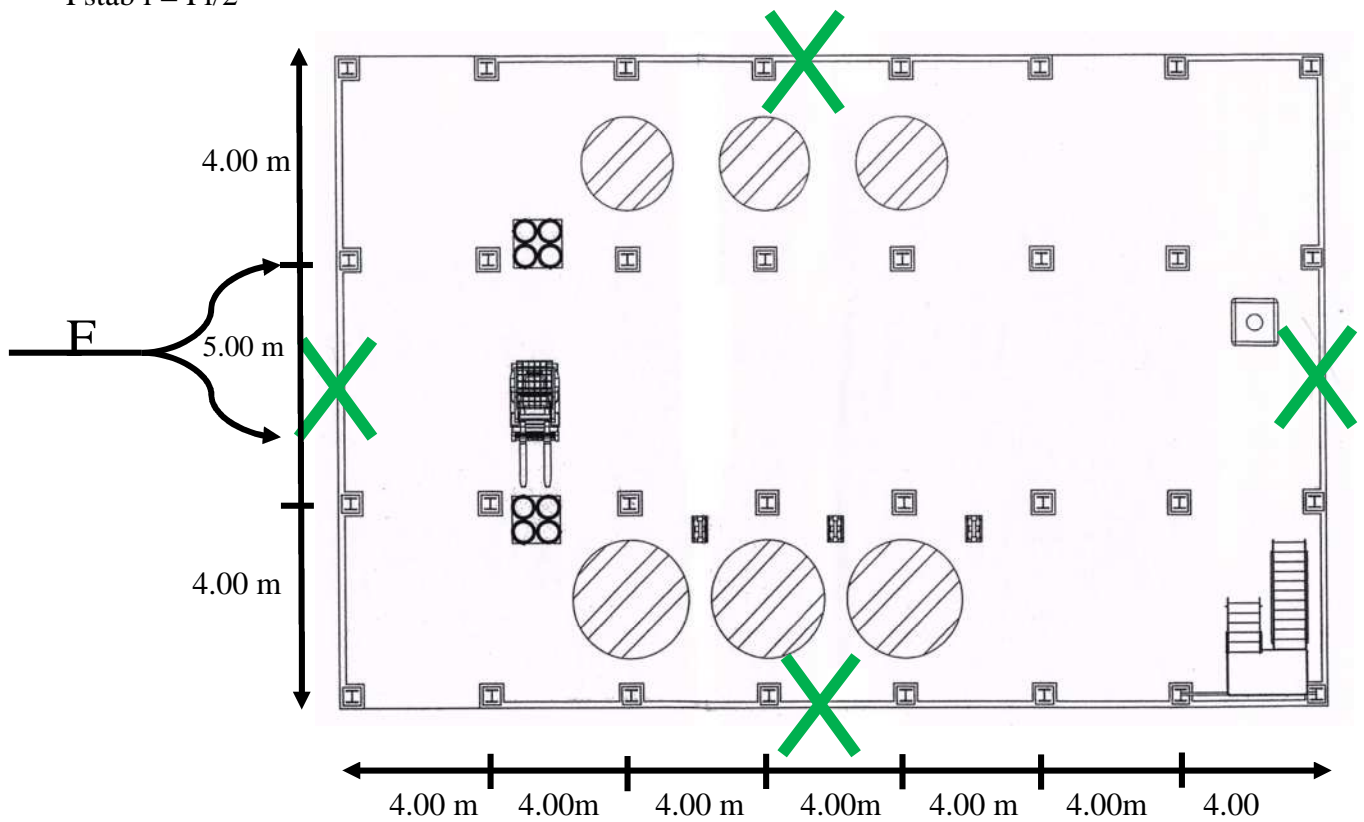
$$F_1 = 20.89 \text{ tf}$$

$$F_1 = 13.95 \text{ tf}$$

III-4-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a deux portique auto stables dans chaque sens identique donc on a

$$F_{stab\ i} = F_i/2$$



$$F_{stab\ 3} = F_3/2 = 4.069 / 2 = 2.037\ tf$$

F stab 3 = 2.0345tf

$$F_{stab\ 2} = F_2/2 = 27.9081/2 = 13.95\ tf$$

F stab 2 = 13.95 tf

$$F_{stab\ 1} = F_1/2 = 13.95/2 = 6.975\ tf$$

F stab 1 = 6.975 tf

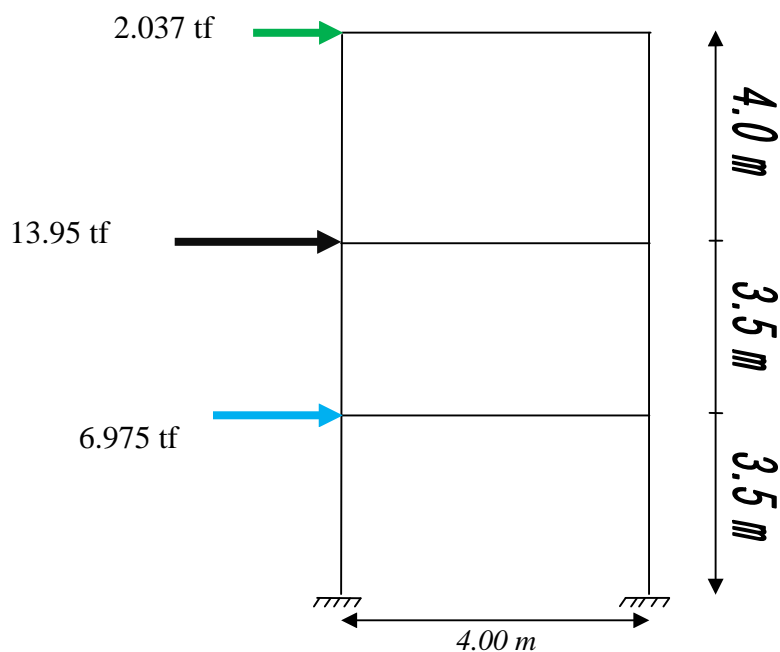


Fig -7-III-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

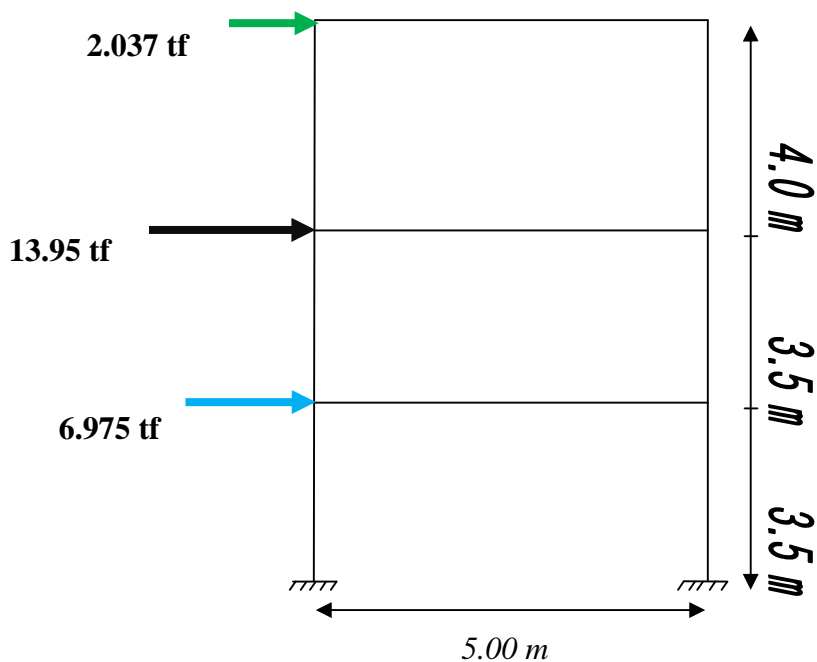


Fig -8-III-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

le calcul avec le logiciel robot nous donne les résultats suivent (portique 4.00m) sens longitudinal

- les poutres doivent être en IPE450 avec une section $A= 98.8\text{cm}^2$

- les poteaux de HEA 300 suffisent avec une section de $A= 112.5\text{cm}^2$ pour que la structure puisse résister à la force horizontale provoquée par le séisme

le calcul avec le logiciel robot nous donne les résultats suivants (portique 5.00m) sens transversal

- les poutres doivent être en IPE400 avec une section $A=84.5\text{cm}^2$
- les poteaux de HEA 300 avec une section de $A=112.5\text{cm}^2$

pour que la structure puisse résister à la force horizontale provoquée par le séisme

III-2- CONTREVENTEMENT PAR VOILE EN BETON ARMEE

III-5-CALCUL DE V AVEC LE VOILE EN BETON ARMEE

La force sismique horizontale totale à la base de la structure V est exprimée selon le code RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

R : coefficient de comportement de la structure

D : facteur d'amplification dynamique

Q : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W_{\text{total}} = 419.2848 \text{ tf}$$

$$A = 0.25$$

$$D = 2.5$$

$$Q = 1.05$$

- **Facteur de comportement R**

Catégorie	Type de contreventement	R
1a	Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tab 8-III-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

La valeur du coefficient est donné suivant le système de contreventement. Donnée par RPA99 ;2003

Tab 5-III-: Valeurs du coefficient de comportement R selon RPA99/2003

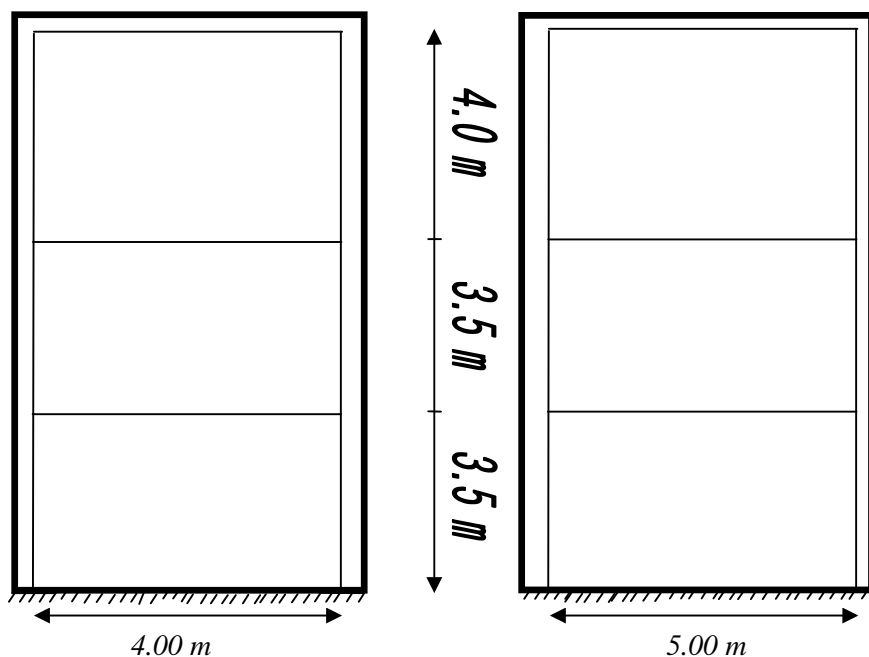


Fig -9-III portiques contreventé par portique autostable dans le sens longitudinal et transversal

Dans notre cas le contreventement est assurée par portique autostable dans les deux sens (transversal, longitudinal)

$$v = \frac{0.25 * 2.5 * 1.05}{4} * 419.2848$$

$$\mathbf{V = 68.7889 \text{ tf}}$$

III-4-2-DISTRIBUTION DES FORCES SUR CHAQUE NIVEAU

V est distribué à chaque niveau par :

$$F_k = \frac{(v - ft)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$ft = 0 \quad \text{si} \quad T \leq 7s$$

on

$$T = 0.302 < 7s \text{ donc } ft = 0$$

$$F_k = \frac{(v)W_k H_k}{\sum w_i H_i}$$

$$F_k = \frac{(68.7889)}{(200.34 * 3.5) + 200.34 * 7 + (18.59 * 11)} W_k H_k$$

Donc

$$F_k = \frac{(68.7889)}{2308.082} W_k H_k$$

$$F_k = 0.0298 W_k H_k$$

$$F_3 = 0.0298 (W_3 * H_3)$$

$$F_3 = 6.095 \text{ tf}$$

$F2 = 0.0298 (200.346 * 7)$

$F2 = 41.79 \text{ tf}$

$F3 = 6.095 \text{ tf}$

$F2 = 41.79 \text{ tf}$

$F1 = 0.0298 (200.346 * 3.5)$

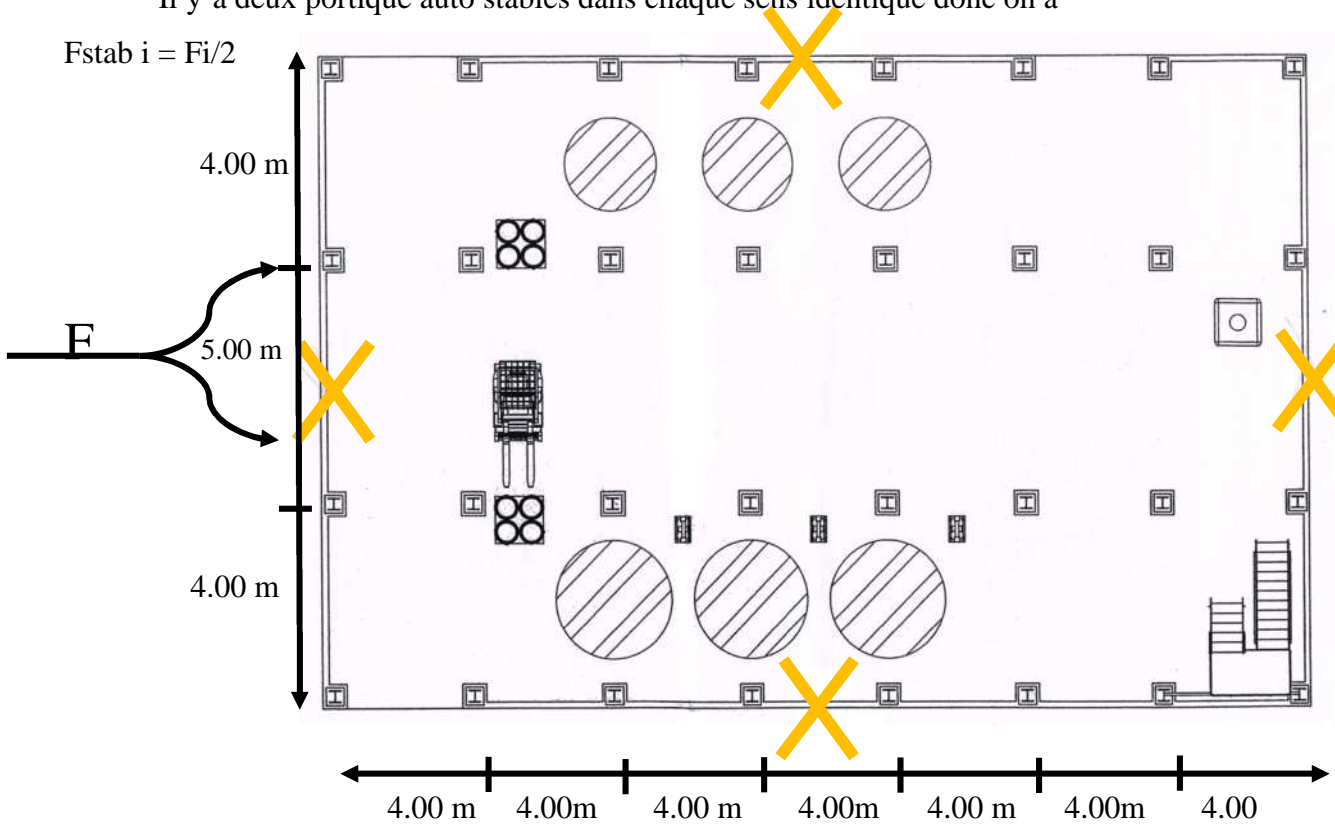
$F1 = 20.89 \text{ tf}$

$F1 = 20.89 \text{ tf}$

III-4-3-DISTRIBUTION DES FORCES SUR LES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Il y'a deux portique auto stables dans chaque sens identique donc on a

$F_{stab i} = F_i / 2$



$F_{stab 3} = F3 / 2 = 6.095 / 2 = 3.0475 \text{ tf}$

$F_{stab 3} = 2.0345 \text{ tf}$

$$F_{stab\ 2} = F_2/2 = 27.9081/2 = 13.95\ tf$$

F stab 2 = 13.95 tf

$$F_{stab\ 1} = F_1/2 = 13.95/2 = 6.975\ tf$$

F stab 1 = 6.975 tf

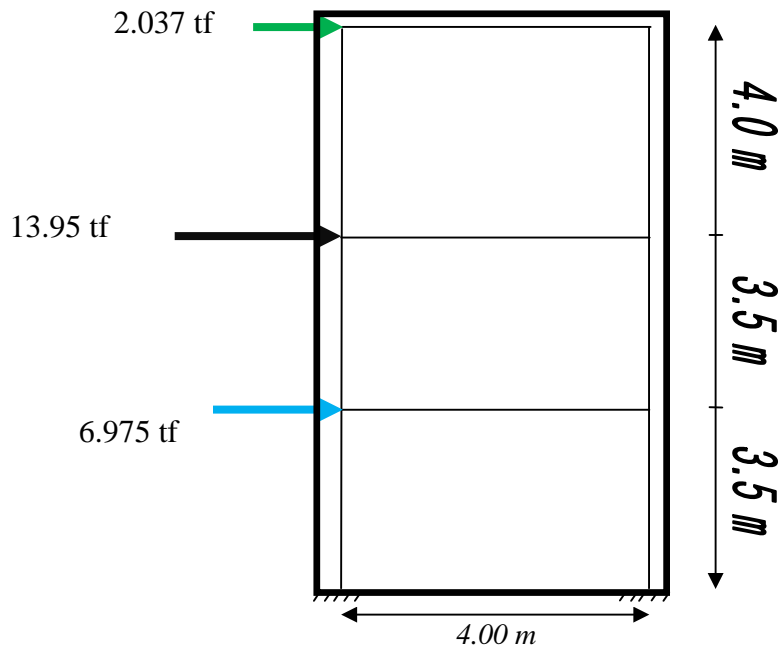


Fig -10-III-les forces reipresent par portique dans le sens longitudinal

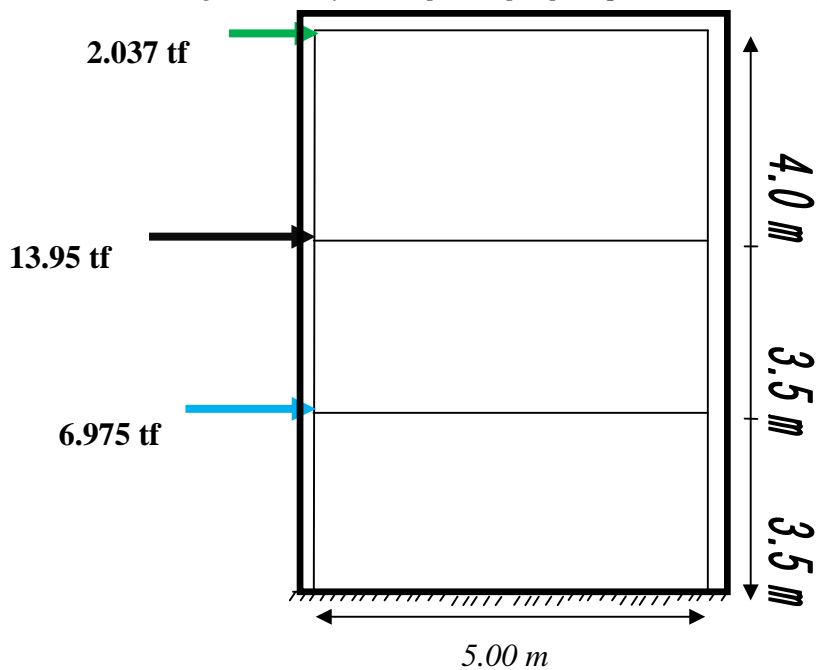


Fig -11-III-les forces reipresent par portique dans le sens longitudinal

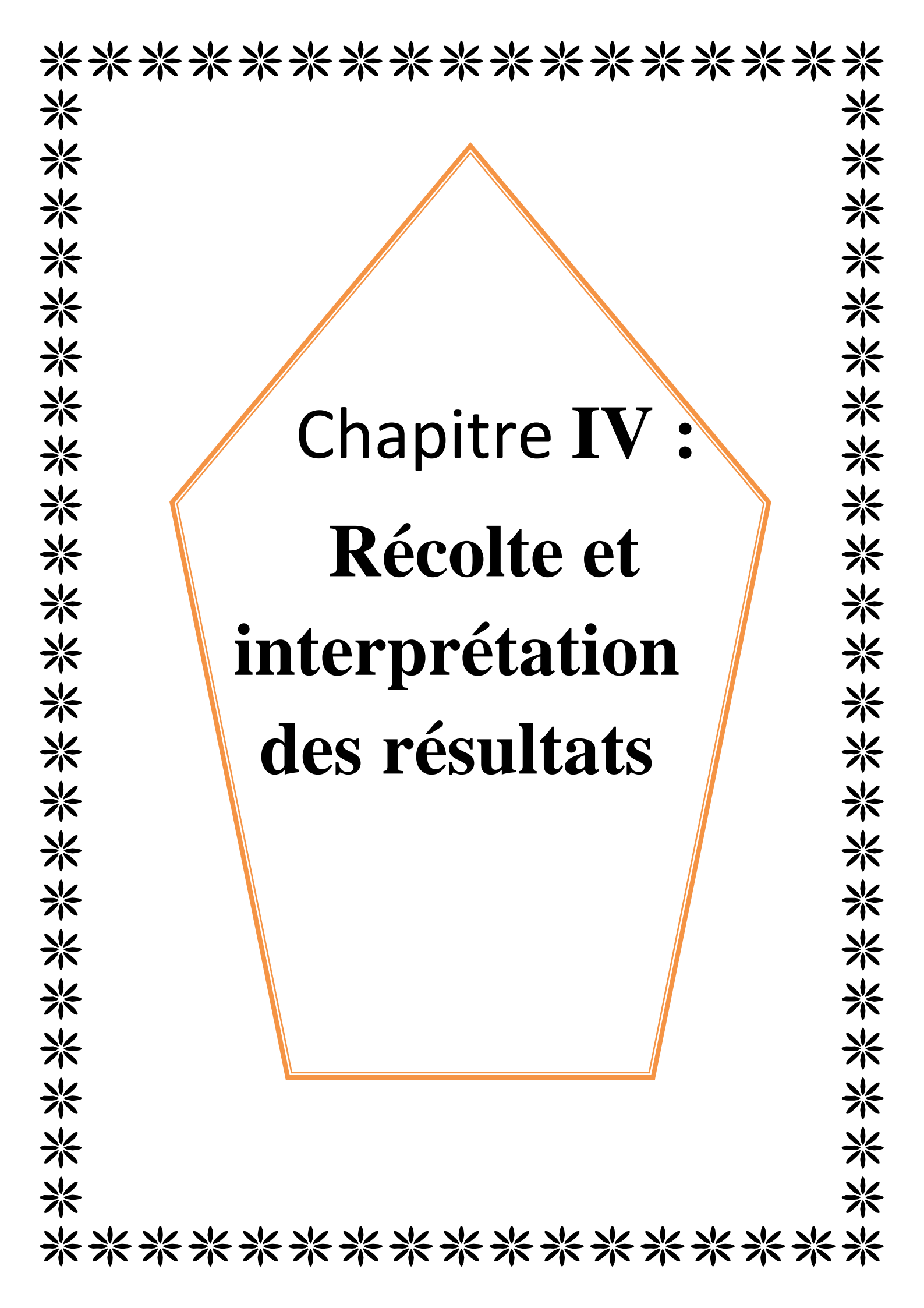
La hauteur maximal étant de 4.00 m on procède comme suite $L_{max}/20$

Qui nous donne $4.00\text{m} / 20 = 0.2 \text{ m}$

Donc l'épaisseur de du voile est de 20cm

On a $0.2 \text{ m} * 4 \text{ m} * 11 \text{ m} = 8.8 \text{ m}^3$ dans le sens longitudinal

Et $0.2 * 11 * 5 = 11 \text{ m}^3$



Chapitre IV :
Récolte et
interprétation
des résultats

IV-1-RECOLTE DES RESULTATS

IV-1-1- les forces reprisent par niveau (pour chaque type de contreventement)

Voila en résumé les différentes valeur de la force F distribuer sur chaque niveau , chaque portiques, et cela pour chaque type de contreventement en X , V ,PORTIQUE AUTOSTABLE , VOILE sur un schéma du portique représentatif et cela dans des deux sens (longitudinal , transversal) .

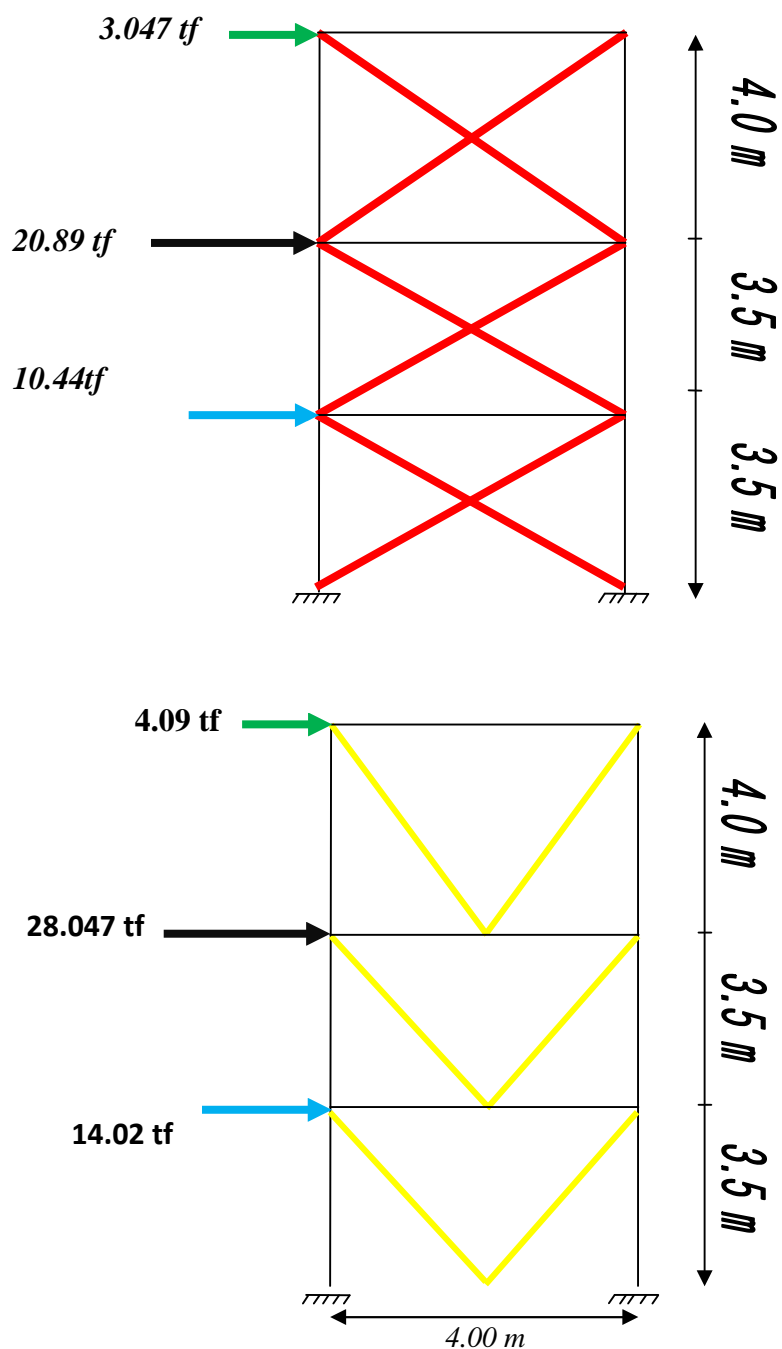


Fig -I-3-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

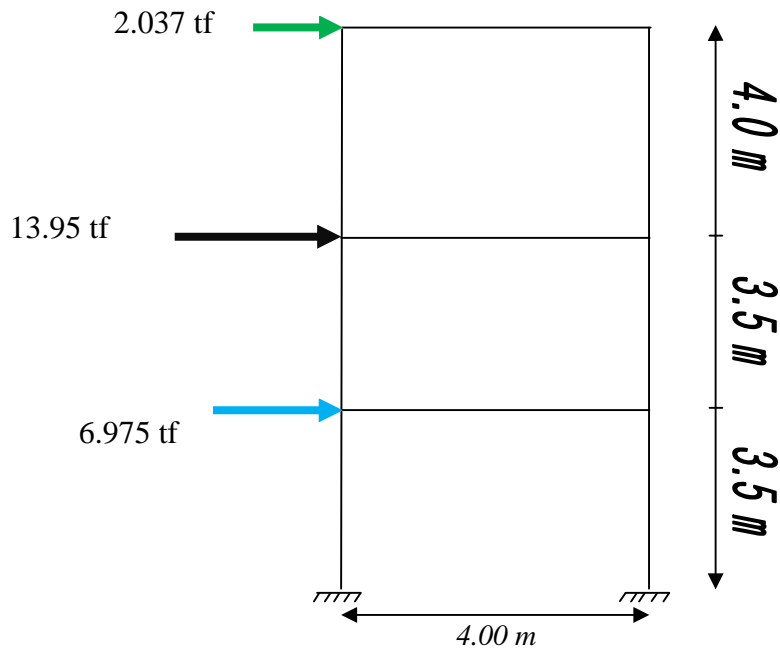


Fig -I-3-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

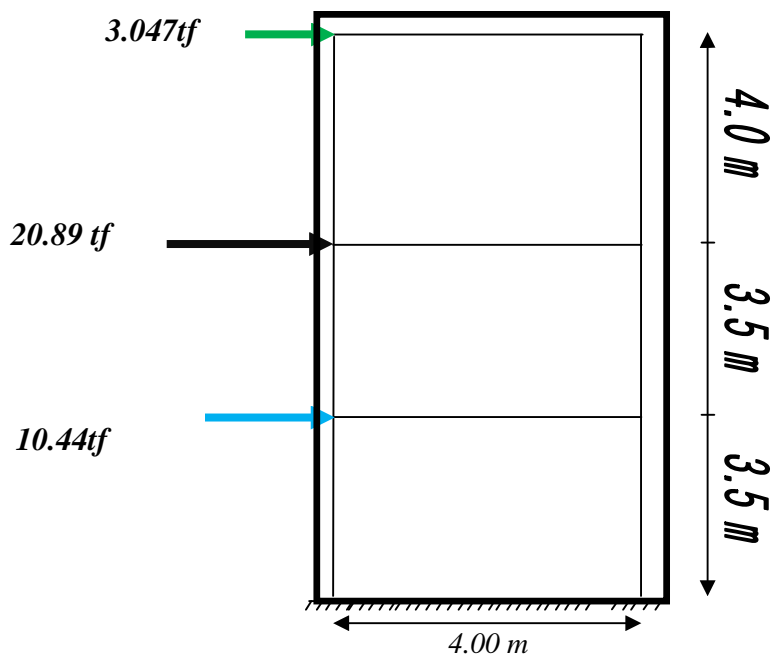


Fig -I-3-les forces reprisent par portique dans le sens longitudinal

IV-1-2- les efforts interne des barres sens longitudinal portique de 4.00 m

Pour le contreventement en X les efforts a l'intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base.

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

Pour Nd3 = 8.049 tf

Nd2 = 17.94 tf

Nd1 = 42.89 tf

Pour le contreventement en V les efforts a l'intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base

Pour Nd3 = 13.89tf

Nd2 = 26.5 tf

Nd1 = 68.9tf

Pour le contreventement en portique auto stable et voile en BA nous n'avons pas de

IV-1-3- les efforts interne des barres sens transversal portique de 5.00 m

Pour le contreventement en X les efforts a l'intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base

Pour Nd3 = 17.94tf

Nd2 = 32.41 tf

Nd1 = 56.91tf

Pour le contreventement en V les efforts a l'intérieur des barres et différent selon la hauteur qui est plus important a la base

Pour Nd3 = 13.89 tf

Nd2 = 32.81 tf

Nd1 = 73.8tf

Pour le contreventement en portique auto stable et voile en BA nous n'avons pas de

IV-1-4- sections des diagonal sens longitudinal portique de 4.00 m

Les sections calculer pour les corniers pour assuré le contreventement en X qui différent bien entendu selon les effort repris sont les suivante :

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

$$\text{Pour } A3 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 25.1 \text{ cm}^2$$

Les sections calculer pour les corniers pour assuré le contreventement en V qui différent bien entendu selon les effort repris sont les suivante :

$$\text{Pour } A3 = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 15.5 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 40.3 \text{ cm}^2$$

Pour le PORTIQUE AUTOSTABLE nous n'avons pas de diagonal mais nous devons redimensionné les poteaux et poutres préalable mais nous avons quand même une section des IPE et HEA trouvée

$$\text{Poteaux} = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres} = 98.8 \text{ cm}^2$$

Pour le VOILE en BA nous n'avons pas de diagonal mais une épaisseur de 0.2m de béton, une hauteur de 11.m et largeur de 4.0m pour un total 8.8 m³

IV-1-5- sections des diagonal sens transversal portique de 5.00 m

Les sections calculer pour les corniers pour assuré le contreventement en X qui différent bien entendu selon les effort repris sont les suivante :

On prend en considération les résultats trouvé avec le logiciel de calcul ROBOT

$$\text{Pour } A3 = 3.89 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 33.3 \text{ cm}^2$$

Les sections calculer pour les corniers pour assuré le contreventement en V qui différent bien entendu selon les effort repris sont les suivante :

$$\text{Pour } A3 = 8.13 \text{ cm}^2$$

$$A2 = 19.2 \text{ cm}^2$$

$$A1 = 43.2 \text{ cm}^2$$

Pour le PORTIQUE AUTOSTABLE nous n'avons pas de diagonal mais nous devons redimensionner les poteaux et poutres préalable mais nous avons quand même une section des IPE et HEA trouvée

$$\text{Poteaux} = 112.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres} = 84.5 \text{ cm}^2$$

Pour le VOILE en BA nous n'avons pas de diagonal mais une épaisseur de 0.2m de béton, une hauteur de 11.m et largeur de 5.0m pour un total 11.0 m³

IV-2- TABLEAUX RECAPITULATIF DES RESULTATS (selon robot)

IV-2-1- selon les section des cornières

	type de contreventement			
	en X	en V	portique autostabl	voile
total des sections des barres	362 ,14 cm ²	396,78 cm ²	2085.6 cm ²	ep=20 cm ²

Tab 1-IV-comparaison selon le total de section de chaque type de contreventement

On remarque que la plus importante en terme de section et bien entendu celle du PORTIQUE AUTOSTABL avec 2085.6 cm² alors que les section triangulaires centrée X et V sont moins élevée et ce rapprochés entre elle

IV-2-2- selon le poids total

	type de contreventement			
	en X	en V	portique autostabl	voile
total du poids des barres	1905,5 kg	1806,02kg	14090.4kg	40 m ³

Tab 2-IV-comparaison selon le total des poids de chaque type de contreventement

Le portique autostable reste beaucoup plus lourd que les section IPE et HEA ont un poids plus important que la cornière ou bien le béton armée

IV-2-3- selon le prix

	type de contreventement			
	en X	en V	portique autostabl	voile
total des couts	266 800 DA	252 900 DA	1 972 600 DA	1 400 000 DA

Tab 3-IV-comparaison selon le cout de chaque type de contreventement

Comme donnée nous avons :

- 1 m³ de béton égale a 3200 DA a la réalisation
- Profilé en acier des série IPN,IPE,HEB,HEA,HEM,UPN,L et FER PLAT coute 140 DA/kg (source :www.algerie.prix-construction.info)

Bibliographie

Règlements :

RPA99 v2003,
EUROCODE 3
EUROCODE 8

Ouvrage :

Construer

parasismique.....Milan Zacek
ECCS Manual on Design of steel Structures in seismic
zones..... F.M. Mazzolani V.Pilluso
Fundamentals of earthquake engineeringS. Elnashai, Luigi Di Sarno
Constructions parasismiques "Eurocode 8"Philippe Bish
Overview of last 30 Years Algerian Experience in the Field of
Seismic Risk Reduction,M.Belazougui
Fundamentals of Seismic Loading on Structures.....Tapan K.Sen
Aide mémoire RDM.....Edition Dunod

Cours et TD des années de spécialité. Mr DAHMANI
et HARMIM

Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Conclusion

Conclusion

Les normes de construction en algérie deviennent de plus en plus strictes au vue du différent séisme vécus, la prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

Pendant notre étude nous étions confronté a des difficultés qui nous ont amené a documenter est a étudier la méthode que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus (la méthode nodale spectrale).

On procédons a la comparaison des 4 types de contreventement qui sont prévues par le règlement algérien et a la lumière des résultats obtenus, on peut tirer les conclusion suivantes

Le contreventement par palées de stabilité triangulées centré en X et V sont beaucoup plus économiques que le portique autostable ou le voile en béton armée

Entre les deux types de contreventement V et X c'est le V qui est légèrement moins chère que le X mais cela en théorie en pratique on préfère les cornières placées en X

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus pondèrent est le facteur expérience qui est vraiment indispensable ;

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisante, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace a déceler et résoudre les différents problèmes rencontrés au cours d'une étude et réalisation d'un projet.