

المملكة المغربية
Royaume du Maroc

*Ecole Hassania
des Travaux Publics*




المدرسة الحسنية للأشغال العمومية



Etude d'un stade de football : Gradins en béton et couverture en charpente métallique

Mémoire du Travail de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur
d'Etat de l'Ecole Hassania des Travaux Publics



Travail réalisé par :

LAHNAWAT El Bachir & ZOUIZZA Achraf

Encadré par :

M. Abdelmajid NIAZI (EHTP)

M. AbdelFattah TALEA (INGECM)

Juin 2012



Table des matières

Table des matières	1
Liste des figures	5
Liste des tableaux	7
Remerciements	12
Résumé :	13
Description du projet	14
1- Hypothèses de calcul :	17
1-1- Règlements de calcul	17
1-2- Définition des charges	17
a- Charges permanentes :	17
b- Charges d'exploitation :	18
c- Séisme :	18
1-3- Caractéristiques des matériaux	19
2- Conception des tribunes	20
2-1- Joints de dilatation :	20
2-2- Description de la structure porteuse :	20
2-3- Stabilité au feu :	21
3- Vérification de la non-régularité du bâtiment :	23
4- Modélisation de la structure :	25
5- Analyse modale :	27
5-1- Principe de l'analyse modale	27
5-2- Paramètres de l'analyse modale	28
5-3- Résultats de l'analyse modale :	28
6- Calcul sismique	31
6-1- Combinaisons des composantes du mouvement sismique :	31



6-2- Vérification des déplacements :.....	31
7- Calcul des éléments de structure :.....	33
7-1- Calcul des dalles	33
a- Les charges appliquées :	34
b- Les combinaisons :.....	34
c- Les sollicitations de calcul :.....	34
d- Vérification de la condition du non emploi des armatures comprimées :.....	35
e- Calcul du ferrailage :.....	36
f- Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures:.....	36
g- Condition relative à la flèche :	37
h- Calcul de la flèche :.....	37
i- Condition du non emploi des armatures de l'effort tranchant [A.5.2.2 du BAEL]: .	41
j- Disposition du ferrailage :	41
7-2- Calcul des poutres crémaillères :	42
a- Les sollicitations pour les combinaisons de l'ELU :	42
b- Calcul du ferrailage du tronçon 3 :	43
c- Calcul du ferrailage du tronçon 2 :	46
d- Calcul du ferrailage du tronçon 1 :	48
7-3- Ferrailage des poteaux	51
7-4- Calcul des voiles	56
a- Calcul au 1 ^{er} niveau :.....	57
b- Calcul au 2 ^{ème} niveau :	67
c- Calcul au 3 ^{ème} niveau :.....	72
7-5- Calcul des escaliers du vomitoire :	79
7-6- Calcul détaillé des gradins :.....	83
a- Forme :	83
b- Caractéristiques géométriques de la section :	83
c- Justification en phases provisoires :	85
d- Calcul du ferrailage en phase définitive :	88
1- Conception de la couverture.....	95
1-1- Conception architecturale :.....	95



1-2-	Comparaison entre les variantes :	99
1-3-	Détail de conception de la variante choisie :	101
a-	Pannes :	101
b-	Traverses :	101
c-	Poutres consoles :	102
d-	Tirants :	103
e-	Mâts et pylônes :	104
2-	Hypothèses de calcul :	105
2-1-	Règlements de calcul :	105
2-2-	Charges appliquées à la structure :	105
a-	Charge permanente :	105
b-	Charges d'exploitation :	105
c-	Action de la température :	105
d-	Charges du vent :	106
e-	Action du séisme :	106
3-	Calcul des charges du vent	108
3-1-	Vérification du domaine d'application :	108
3-2-	Rapport de dimensions λ :	109
3-3-	Pression dynamique de base :	109
3-4-	Modifications de la pression dynamique de base :	109
a-	Effet de la hauteur : K_h	109
b-	Effet du site : K_s	110
c-	Effet du masque : K_m	110
d-	Effet de dimension : δ	110
e-	Majoration dynamique :	111
f-	Actions résultantes unitaires sur les versants	113
3-5-	Charges du vent :	115
a-	Vent normal au bord horizontal	116
b-	Vent oblique au bord horizontal	116
c-	Force horizontale d'entraînement	117
4-	Calcul avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :	118



4-1-	Cas de charges et combinaisons :	119
a-	Cas de charges :	119
b-	Combinaisons à l'ELU:	119
c-	Combinaisons à l'ELS :	119
d-	Combinaisons sismiques :	120
4-2-	Familles des barres :	120
4-3-	Paramètres de dimensionnement :	121
a-	Paramètres de déversement :	122
b-	Paramètres de flambement :	122
4-4-	Principaux résultats :	122
a-	Résultats en statique :	123
b-	Résultats en dynamique :	127
4-5-	Remarques et commentaires :	130
5-	Calcul manuel de certains éléments :	131
5-1-	Calcul des pannes :	131
a-	Principe de dimensionnement :	131
b-	Caractéristiques des pannes :	133
c-	Evaluation des charges :	134
d-	Calcul des sollicitations et des flèches :	134
e-	Vérifications pour un HEA 100 :	136
5-2-	Calcul de l'ancrage du pied du pylône :	138
a-	Méthode de calcul de l'axe neutre y_0 :	138
b-	Résolution de l'équation donnant y_0 :	140
c-	Données d'entrée :	142
d-	Calcul de y_0 :	142
e-	Vérification des tiges d'ancrage :	142
f-	Vérification de platine :	144
g-	La bêche :	145
5-3-	Calcul du ferrailage du socle :	146
a-	Vérification du béton :	146
b-	Armatures s'opposant au glissement :	147



c-	Armatures s'opposant à l'éclatement :	148
d-	Armatures de l'effort tranchant :	149
5-4-	Calcul de l'assemblage tirant – mât :	150
a-	Boulons :	150
b-	Vérification de la pression diamétrale :	151
c-	Vérification de la résistance de la pièce :	151
d-	Vérification des soudures :	152
5-5-	Fondation du pylône :	153
a-	Rigidité du massif :	153
b-	Charges appliquées au massif :	154
c-	Calcul à l'ELU :	156
d-	Calcul à l'ELS :	161
Conclusion.....		165
Bibliographie.....		167
Annexes.....		168

Liste des figures

Figure 1:	Profil en travers des tribunes	14
Figure 2:	Plan du rez-de-chaussée de la tribune gauche	15
Figure 3:	Plan du 1er étage de la tribune gauche	15
Figure 4 :	Joint de dilatation.....	20
Figure 5 :	Plan de coffrage du RDC	21
Figure 6 :	Modélisation du bloc étudié des tribunes	26
Figure 7 :	Paramètres de l'analyse modale	28
Figure 8 :	Répartition des moments dans la dalle	33
Figure 9 :	Schéma du ferrailage de la dalle	41
Figure 10 :	Schéma d'un portique avec la poutre crémaillère en haut.....	42
Figure 11 :	Ferrailage de la poutre crémaillère	50
Figure 12 :	Ferrailage de la section transversale	54
Figure 13 :	Disposition des armatures transversales	55



Figure 14 : Schéma du voile à ferrailer (dimensions en cm)	56
Figure 15 : Niveaux de vérification de la contrainte due à l'effort normal	58
Figure 16 : Méthode de calcul du supplément de contrainte.....	59
Figure 17 : Dimensions du potelet	61
Figure 18 : Hauteur utile d	63
Figure 19 : Vérification du non glissement	66
Figure 20 : Ferrailage du voile -coupe transversale-.....	78
Figure 21 : Ferrailage du voile -coupe longitudinale-.....	78
Figure 22 : Schéma des escaliers (dimensions en cm)	79
Figure 23 : Schéma statique des escaliers	80
Figure 24 : Ferrailage des escaliers	82
Figure 25 : Section des gradins	83
Figure 26 : Caractéristiques de la section.....	84
Figure 27 : Stockage des gradins préfabriqués.....	86
Figure 28 : Schéma statique lors de la phase stockage.....	86
Figure 29 : Schéma statique lors de la phase définitive	88
Figure 30 : Sections AA' & BB'	91
Figure 31 : Schéma statique de la partie supérieure des gradins.....	91
Figure 32 : Conception architecturale de la couverture (vue d'en haut).....	95
Figure 33 : Coupe transversale au droit de la tribune d'honneur.....	96
Figure 34 : Evolution de la conception de la couverture métallique.....	99
Figure 35 : Première variante en entièrement treillis et seconde variante avec pylônes.....	100
Figure 36 : Traverses en arcs treillis	102
Figure 37 : Poutres consoles.....	103
Figure 38 : Tirants	103
Figure 39 : Pylônes.....	104
Figure 40 : Trou oblong	106
Figure 41 : Zonage sismique au Maroc	106
Figure 42 : Modélisation de la voûte par les deux demi-cordes.....	108
Figure 43 : Coefficient de réduction des pressions pour les grandes surfaces	111
Figure 44 : Coefficient de réponse	112



Figure 45 : Coefficient de pulsation	112
Figure 46 : Coefficient C pour une toiture isolée à deux versants	113
Figure 47	114
Figure 48 : Modèle du calcul de la couverture métallique	118
Figure 49 : Familles des barres-1	120
Figure 50 : Familles des barres-2	121
Figure 51 : Familles des barres-3	121
Figure 52 : Conventions de signe pour les réactions-1	123
Figure 53 : Conventions de signe pour les réactions-2	123
Figure 54 : Déformée d'une poutre console et d'un pylône	126
Figure 55 : Efforts agissant sur une panne	131
Figure 56 : Inclinaison de la panne d'extrémité.....	134
Figure 57 : Ancrage du pied du pylône	138
Figure 58 : Aire comprimée de la platine	139
Figure 59 : Caractéristiques d'une tige avec plaque d'ancrage	143
Figure 60 : Les différentes sections de la platine à vérifier.....	144
Figure 61 : Aire comprimée de la platine B0 et aire B du béton qui lui est concentrique	146
Figure 62 : Rupture du béton par glissement du coin	147
Figure 63 : Ferrailage à disposer pour contrer le glissement du coin	147
Figure 64 : Armatures s'opposant à l'éclatement	148
Figure 65 : Assemblage tirant-pylône	150
Figure 66 : Assemblage tirant-pylône (vue d'en dessus).....	150
Figure 67 : Radier partiel	153
Figure 68 : Surface de Meyerhof.....	156

Liste des tableaux

Tableau 1 : Vérifications de la stabilité au feu	22
Tableau 2 : Résultats de l'analyse modale	28
Tableau 3 : Déplacements maximaux du bloc étudié.....	32
Tableau 4 : Coefficients μ_x et μ_y des panneaux de la dalle continue	34



Tableau 5 : Moments isostatiques des panneaux de la dalle	34
Tableau 6 : Moments hyperstatiques des panneaux de la dalle.....	35
Tableau 7 : Hypothèses de calcul	35
Tableau 8 : Hauteurs utiles.....	36
Tableau 9 : Calcul du ferrailage des travées de la dalle continue	36
Tableau 10 : Ferrailage minimal de la dalle.....	36
Tableau 11 : Ferrailage retenu.....	37
Tableau 12 : Vérification de la première condition relative à la flèche	37
Tableau 13 : Vérification de la deuxième condition relative à la flèche	37
Tableau 14 : Calcul de la flèche selon x.....	39
Tableau 15 : Calcul de la flèche selon y.....	40
Tableau 16 : Vérification de la contrainte conventionnelle de cisaillement	41
Tableau 17 : Sollicitations appliquées selon le cas de charge.....	51
Tableau 18 : Vérification à la flexion composée du premier niveau	60
Tableau 19 : Vérification du cisaillement au premier niveau	65
Tableau 20 : Vérification du non glissement au premier niveau.....	66
Tableau 21 : Vérification à la flexion composée au deuxième niveau.....	69
Tableau 22 : Vérification du cisaillement au deuxième niveau	70
Tableau 23 : Vérification du non glissement au deuxième niveau	71
Tableau 24 : Vérification à la flexion composée au troisième niveau	73
Tableau 25 : Vérification du cisaillement au troisième niveau	75
Tableau 26 : Vérification du non glissement au troisième niveau	76
Tableau 27 : Récapitulatif du ferrailage à la flexion composée	76
Tableau 28 : Récapitulatif du ferrailage vertical	77
Tableau 29 : Récapitulatif du ferrailage horizontal.....	77
Tableau 30 : Calcul du ferrailage des escaliers	81
Tableau 31 : Coefficient de comportement K	107
Tableau 32 : Rapports de dimensions pour les deux types d'arcs	109
Tableau 33 : Coefficient du site Ks	110
Tableau 34 : Cas de charges	119
Tableau 35 : Combinaisons à l'ELU.....	119



Tableau 36 : Combinaisons à l'ELS	119
Tableau 37 : Combinaisons sismiques	120
Tableau 38 : Paramètres de flambement pour les différentes familles.....	122
Tableau 39 : Réactions en fonction des différents cas de charges	124
Tableau 40 : Réactions maximales à l'ELU	125
Tableau 41 : Déplacements extrêmes à l'ELS aux bords libres.....	126
Tableau 42 : Déplacements extrêmes à l'ELS en têtes des mâts	127
Tableau 43 : Masses cumulées dans les 3 directions en fonction des modes.....	127
Tableau 44 : Réactions extrêmes des combinaisons sismiques.....	128
Tableau 45 : Déplacements extrêmes aux bords libres en combinaisons sismiques	129
Tableau 46 : Déplacements extrêmes en têtes des mâts en combinaisons sismiques.....	129
Tableau 47 : Sollicitations subies par les pannes	136
Tableau 48 : Contraintes de flexion et de compression pour aux combinaisons de l'ELU ...	136
Tableau 49 : Contraintes de cisaillement aux combinaisons de l'ELU	137
Tableau 50 : Flèches aux combinaisons de l'ELS	137





Note

Les membres du jury ont soulevé les remarques suivantes à prendre en compte pour la bonne lecture de ce rapport :

- 1- Il faut vérifier l'équilibre statique global de la structure en utilisant les deux équations de la statique ;
- 2- Dans la structure des tribunes : Il faut que la rigidité des poteaux soit supérieure à celle des poutres pour éviter la formation des rotules plastiques en cas de séisme dans les poteaux avant les poutres ; ceci se fait en vérifiant la condition des nœuds dans le RPS 2000 (chose non faite dans ce rapport) ;
- 3- Le déplacement en tête du mât doit être limité à $\frac{l}{200}$ et non pas à $\frac{l}{100}$, le raisonnement de la double portée de la console n'est pas valable pour un déplacement horizontal.



Remerciements

Au terme de notre travail de fin d'étude, nous tenons à adresser nos vifs remerciements et nos sincères gratitudee à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à sa réussite.

Nous tenons tout d'abord à remercier Monsieur **Talea Abdelfattah**, directeur de INGECEM, pour avoir eu l'amabilité de nous accueillir au sein de son bureau d'étude, et de n'avoir ménagé aucun effort pour nous permettre de mener à bien notre travail, ainsi que pour tous les conseils qu'il nous a prodigués tout au long de notre TFE.

Nous tenons à remercier tout particulièrement Monsieur **Abdelmajid Niazi**, docteur d'Etat en calcul de structure et professeur à l'EHTP, qui a été pour nous plus qu'un parrain, il nous a donné le temps, la confiance en soi et la passion de travailler et de produire. On le remercie du fond du cœur pour son intérêt, sa patience, sa disponibilité et pour tous ses conseils.

Un grand merci également à l'équipe enseignante de l'EHTP pour la qualité de l'enseignement qui nous a été dispensé, ainsi qu'à nos camarades de promotion pour l'ambiance et la convivialité dans laquelle nous avons étudié durant ces trois années.

Nous souhaitons adresser des remerciements spéciaux à nos parents, nos grands-parents, nos frères et sœurs pour le soutien qu'ils nous ont témoigné durant toute cette période.

Enfin, que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail trouve ici l'expression de notre reconnaissance.



Résumé :

Le présent rapport traite de l'étude et du dimensionnement de la structure d'un stade de football.

L'étude sera réalisée en deux parties : la première concerne la conception et le dimensionnement des différents éléments porteurs de la structure des tribunes en béton armé; la seconde aborde la couverture métallique (conception, système porteur, ancrages,...)

Le rapport débute, dans ses deux parties, par une description détaillée de la structure tout en tentant d'expliquer les choix conceptuels, pour ensuite définir et déterminer les hypothèses et données de calcul concernant les matériaux, la nature du sol, la région (sismicité, vent), l'importance de l'ouvrage (classe)... sous un aspect réglementaire (RPS2000, NV65, CM66). Après on décrit le plus succinctement possible la méthode de calcul pour enfin terminer par les principaux résultats avec éventuellement des remarques et des commentaires.

Description du projet

La partie du stade dont on nous a confiés l'étude est constituée par les tribunes côté nord-ouest ainsi que leur couverture.

Les tribunes ont un profil rectangulaire en plan, de dimensions 14.50x83.20 m², le premier et le dernier rang des gradins étant parallèles et ayant la même géométrie (40cmx90cm). Les tribunes réservées au public (14.50x34.80 m²) sont disposées de part et d'autre de la tribune d'honneur (14.50x13.60 m²). La capacité du stade étant relativement faible (environ 4000 spectateurs), les tribunes sont réalisées en une seule volée avec un profil rectiligne (de pente égale à 24° donnant lieu à 13 rangs de gradins) permettant ainsi de disposer deux niveaux en dessous (R+1):

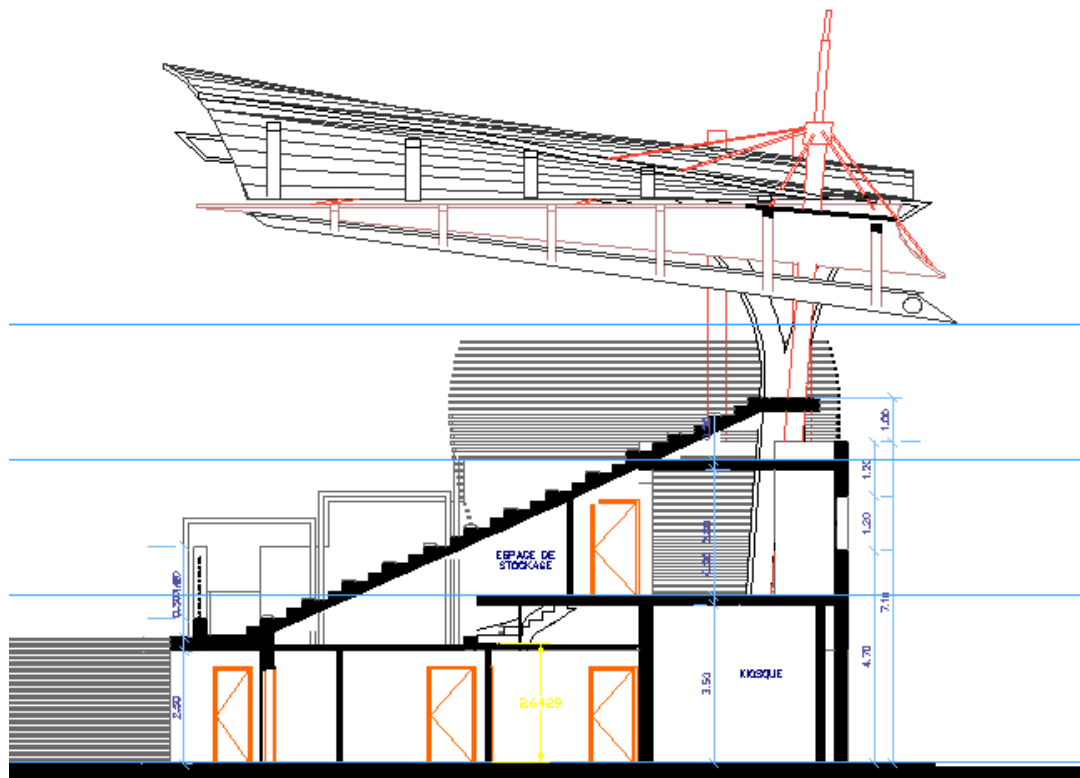


Figure 1: Profil en travers des tribunes

En rez-de-chaussée on trouve des espaces destinés aux sportifs (vestiaires, salles d'instructions, infirmeries, salles de massages, douches...), des espaces réservés aux arbitres et organisateurs (bureaux, vestiaires, salons VIP...) et des espaces de service pour les spectateurs (kiosques, buvette, sanitaires...).

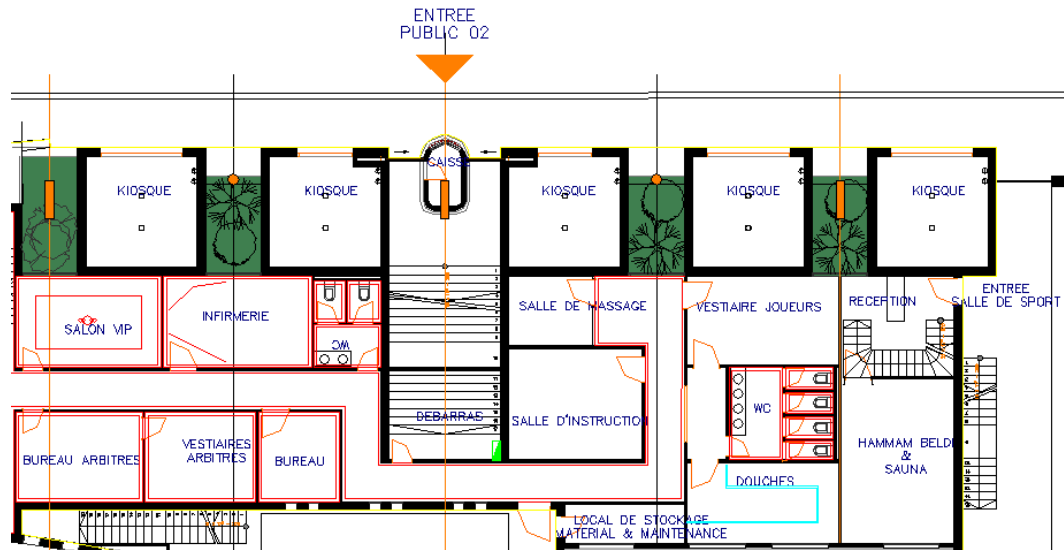


Figure 2: Plan du rez-de-chaussée de la tribune gauche

Au premier étage on trouve des espaces réservés pour les clubs, des salles de sport et des espaces de stockage de matériels :

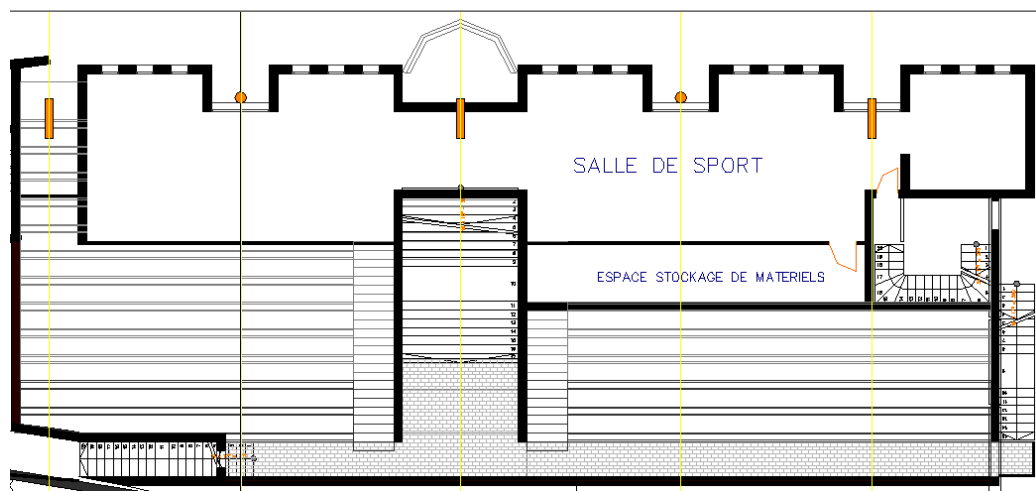


Figure 3: Plan du 1er étage de la tribune gauche

La couverture est réalisée en charpente métallique. Ses bords extérieurs sont parallèles à ceux des tribunes, non seulement dans le plan horizontal mais aussi vertical. La recherche de la meilleure visibilité possible à conduit à la suppression des poteaux supportant la couverture qui se trouveraient implantés au milieu des tribunes. On obtient ainsi une couverture en multi-voûtes suspendue par des tirants fixés à des mâts.



Partie I

Tribunes en béton armé



1- Hypothèses de calcul :

1-1- Règlements de calcul

Les calculs de béton armé sont faits selon le DTU P 18-702 Règles BAEL 91 révisées 99 - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites de Février 2000.

Les charges permanentes agissant sur les éléments sont calculées selon la NF P 06-004 Bases de calcul des constructions Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur de mai 1977.

Les charges d'exploitation agissant sur les éléments sont calculées selon la NF P 06-001 Bases de calcul des constructions Charges d'exploitation des bâtiments de Juin 1986.

Les actions sismiques agissant sur la structure sont calculées selon le règlement de construction parasismique RPS 2000. Certaines dispositions et conditions ont été tirées des règles PS applicables aux bâtiments – PS 92.

Le calcul des voiles est fait conformément au DTU 23.1 Norme NF P 18-210 mai 1993, travaux de bâtiment : murs en béton banché, partie 1 : cahier des clauses techniques.

1-2- Définition des charges

a- Charges permanentes :

On cite parmi les charges permanentes autres que le poids propre des éléments :

- Gradins :
Poids propre des gradins préfabriqués :
$$\frac{0.2325}{0.9} \times 2.5 = 0.646 \text{ T/m}^2$$

Charges des sièges : 0.011 T/m^2
Ainsi : $G = 0.660 \text{ T/m}^2$
- Dalle espace club :
Revêtement en carreaux : 0.140 T/m^2
Faux plafond : 0.060 T/m^2
Ainsi : $G = 0.200 \text{ T/m}^2$
- Dalle kiosques :
Revêtement en carreaux : 0.140 T/m^2
Faux plafond : 0.060 T/m^2
Ainsi : $G = 0.200 \text{ T/m}^2$
- Dalle espace stockage du matériel :



Revêtement en carreaux : 0.140 T/m^2

Faux plafond : 0.060 T/m^2

Ainsi : $G = 0.200 \text{ T/m}^2$

- Dalle circulation, escaliers et balcon :

Revêtement en carreaux : 0.140 T/m^2

Enduit : 0.030 T/m^2

Ainsi : $G = 0.170 \text{ T/m}^2$

- Parois intérieures :

On utilisera des simples cloisons : une brique d'épaisseur 10 cm à cela s'ajoute un enduit sur les deux faces d'épaisseur de 1.5 cm.

Briques 10 : 0.090 T/m^2

Enduit : $2 \times 0.015 \times 2.2 = 0.066 \text{ T/m}^2$

Ainsi : $G = (0.09 + 0.066) \times (2.8 - (0.4 - 0.12)) = 0.393 \text{ T/m}$

- Parois extérieures :

On utilisera des doubles cloisons pour une isolation acoustique : une brique d'épaisseur 10 cm puis une brique de 5 cm tout en gardant un vide entre les deux, à cela s'ajoute un enduit sur les deux faces d'épaisseur de 1.5 cm.

Briques 10 + 5 : $0.090 + 0.045 = 0.135 \text{ T/m}^2$

Enduit : $2 \times 0.015 \times 2.2 = 0.066 \text{ T/m}^2$

Ainsi : $G = (0.135 + 0.066) \times (2.8 - (0.4 - 0.12)) = 0.507 \text{ T/m}$

b- Charges d'exploitation :

- Gradins : Charge statique + actions dynamiques dues aux trépiègements collectifs des spectateurs 0.600 T/m^2

- Dalle espace club : Terrasse non accessible 0.100 T/m^2

- Dalle des kiosques : Salle de réunions 0.400 T/m^2

- Dalle espace stockage du matériel : Local de stockage : 0.600 T/m^2

- Dalle circulation et escaliers :

Vomitoires : 0.600 T/m^2

Circulations générales : 0.400 T/m^2

- Garde-corps :

Les efforts horizontaux sont appliqués sur le garde-corps et son ancrage à 1 mètre au-dessus de la zone de stationnement normal.

Pour les tribunes d'un stade : 0.170 T/m

c- Séisme :

Pour le calcul sismique, on retiendra les paramètres suivants :

Site : S2

Classe du bâtiment : I (ERP)

Zone de sismicité : 2



Coefficient d'accélération : $A = \frac{A_{\max}}{g} = 0.08$

Facteur de comportement : 1.4 (contreventement par voiles)

1-3- Caractéristiques des matériaux

La fissuration est peu préjudiciable : *enrobage* = 2 cm.

Béton B25 : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$

Acier fe 500 : $f_e = 500 \text{ Mpa}$; $\sigma_{st} = 434.78 \text{ Mpa}$

2- Conception des tribunes

Le but est de trouver une structure porteuse optimisée, afin de réaliser un maximum d'économie et également de permettre une mise en œuvre la plus simple possible, dans un souci de réduction des délais.

2-1- Joints de dilatation :

Etant donné la longueur du bâtiment (83 m) et la présence d'un espace VIP dont la structure diffère par rapport au reste des tribunes, deux joints de dilatation sont mis en place de part et d'autre de l'espace VIP.

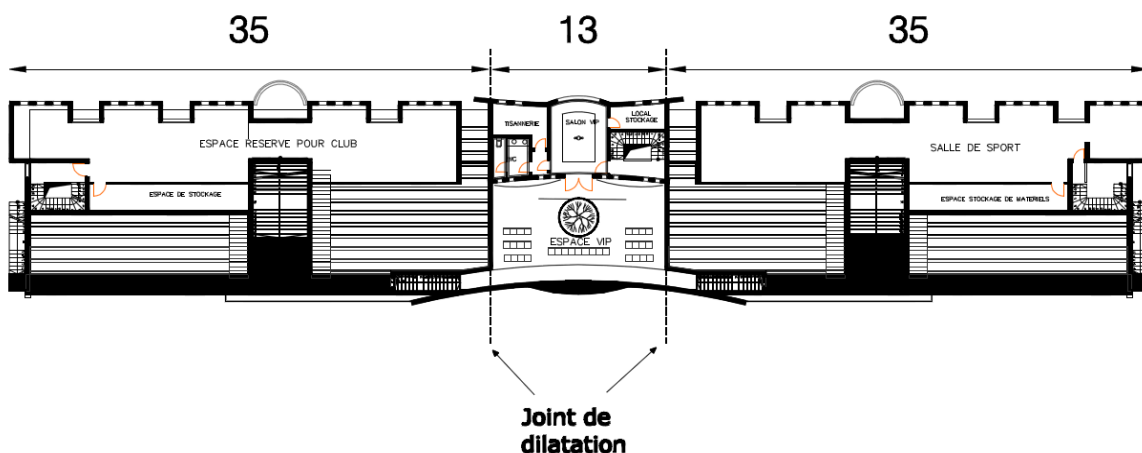


Figure 4 : Joint de dilatation

2-2- Description de la structure porteuse :

La structure verticale porteuse est constituée de portiques en béton armé disposés suivant les axes transversaux en essayant au maximum d'avoir les mêmes entre-axes afin d'économiser par rapport au coffrage des gradins préfabriqués. Au niveau du vomitoire, on a placé deux voiles selon la direction des portiques et un autre perpendiculaire à cette direction afin d'avoir trois plans de contreventement non concourants nécessaire pour avoir la stabilité.

On dénombre ainsi 7 portiques principaux par bloc supportant les gradins en partie supérieure. Les portiques comportent les éléments suivants :

- Un poteau 30 x 30 en façade arrière sur deux niveaux (RDC et niveau 1) sur la file 4, Ce poteau récupère la poutre crémaillère supportant les gradins.
- Un poteau intermédiaire 30 x 30 sur deux niveaux (RDC et niveau 1) sur la file 3.
- Un poteau faisant 40x40 sur deux niveaux (RDC et niveau 1) sur la file 2. Ce poteau récupère la poutre crémaillère.
- Un poteau 30 x 30 au RDC sur la file 1. Ce poteau récupère également la poutre crémaillère.
- Une poutre crémaillère faisant 30x80 reprenant les gradins.
- Des poutres de planchers.

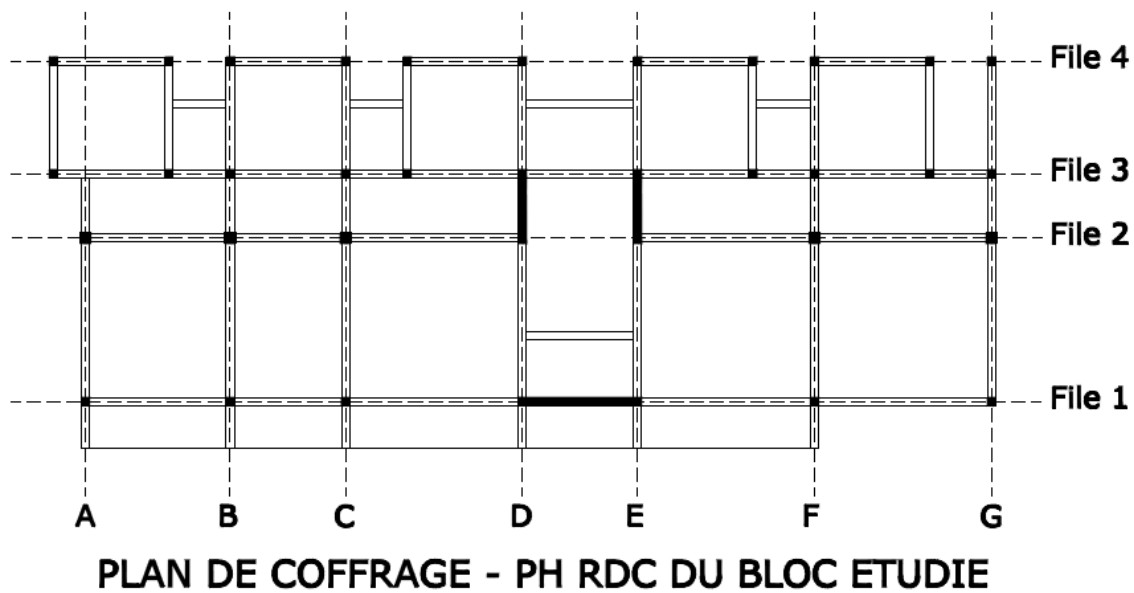


Figure 5 : Plan de coffrage du RDC

Les portiques reprennent les planchers et les gradins. En effet, le contreventement est assuré par les voiles placés au niveau du vomitoire dans les deux directions à côté des portiques.

Les planchers seront réalisés en dalles pleines coulées en place, éventuellement à partir de prédalles.

2-3- Stabilité au feu :

Selon les arrêtés français du 22 juin 1990 et 12 juin 1995, la structure est classée en tant qu'établissement recevant du public de 1ère catégorie puisque l'effectif dépasse 1500 personnes, dont le plancher bas du niveau le plus haut est situé à moins de 8 m du sol, la résistance au feu exigée est alors d'**une heure pour la stabilité au feu et une heure coupe-**



feu pour les planchers. On procédera seulement aux vérifications des règles simples précisées par le DTU P92-701, règles FB :

Pour avoir une stabilité au feu d'une heure les éléments doivent remplir les conditions suivantes :

Tableau 1 : Vérifications de la stabilité au feu

Eléments	Dimensions minimales en cm	Dimensions utilisées en cm	Vérifications
Poteau	20	30-40	Ok
Voiles	Epaisseur = 11 Enrobage = 2	Epaisseur = 30 Enrobage = 2	Ok
Poutres	Largeur = 11	Largeur = 30	Ok
Dalles	Epaisseur = 7 Enrobage = 2	Epaisseur = 12, 15,23 Enrobage = 2	Ok

3- Vérification de la non-régularité du bâtiment :

Pour vérifier la non-régularité de structure, nous allons montrer que certaines conditions parmi les conditions de régularité spécifiées dans le RPS2000 ne sont pas satisfaites :

Forme en plan :

« La structure doit présenter une forme en plan simple, tel que le rectangle, et une distribution de masse et de rigidité sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales au moins, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux ».

En considérant chaque partie de structure séparément, nous ne pouvons observer aucune symétrie longitudinalement et transversalement. En effet, le contreventement n'est pas disposé de manière régulière et la rigidité apportée n'est pas la même dans les deux directions. La raideur en flexion est ainsi différente.

« En présence de parties saillantes ou rentrantes leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0.25 fois la dimension du côté correspondant ».

Pour notre structure : $3.9 \text{ m} > 0.25 \times 14.3 = 3.575 \text{ m}$

Ainsi, cette condition n'est pas vérifiée.

Forme en élévation :

« La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser respectivement 30 % et 15 % ».

Cette condition n'est pas vérifiée puisque la structure subit un rétrécissement important en passant d'un niveau à l'autre.

« Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 0.15 fois la dimension en plan du niveau précédant sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol ».

La condition est également non vérifiée puisque le retrait à chaque niveau est de 48 % :

$$\frac{6.9}{14.3} = 0.48, \text{ alors que le retrait global est : } \frac{1}{12.7} = 0.08 \text{ soit } 92 \%$$



« Pour les bâtiments dont la hauteur totale ne dépasse pas 12 m ; les pourcentages relatifs à la configuration peuvent être ramenés à 40% ».

Et même avec ce changement des limites des pourcentages, les conditions ci-dessus ne sont pas vérifiées.

D'après le RPS 2000, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, une analyse modale est donc nécessaire pour calculer dans la structure les efforts dus à un séisme.

4-Modélisation de la structure :

Pour l'étude sismique des tribunes, la structure a été modélisée à l'aide du logiciel de calcul en éléments finis Robot en s'appuyant sur les plans établis par l'architecte. Cependant, la structure étant divisée par deux joints de dilatation, les trois parties ne peuvent pas être modélisées en un seul bloc parce qu'elles réagissent de manière indépendante. L'étude est donc portée sur un seul bloc des tribunes.

Le but était de :

- Modéliser et effectuer une analyse modale du bloc à l'aide du logiciel ;
- Analyser les résultats et effectuer les vérifications réglementaires au RPS 2000;
- Calculer les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments de la structure.

La modélisation de la structure béton s'est appuyée sur les hypothèses suivantes :

- Le contreventement est assuré par des voiles. Les dispositions sismiques seront prises en compte aussi bien pour les poteaux que pour les poutres ainsi que leurs liaisons. Les nœuds doivent être rigides transmettant en plus de l'effort normal, le moment et l'effort tranchant. Ainsi, les liaisons entre poteaux et poutres ont été modélisées par des encastremets.
- Les dalles sont modélisées en diaphragme rigide (l'épaisseur minimale exigée pour avoir un diaphragme rigide est de 12 cm pour la dalle pleine, [recommandations AFPS 2004]). En effet, en tant que poutre infiniment rigide et indéformable dans son plan, il assure la transmission et la distribution des forces horizontales entre les éléments participant au contreventement et par-delà aux fondations. Dans le modèle, il s'agit d'insérer les dalles en tant que bardages supportant les charges nécessaires et réaliser la liaison rigide entre les différents nœuds esclaves et le nœud maître ceci pour chaque niveau.
- Les gradins seront préfabriqués pour les avantages qu'il présente à savoir : l'économie du temps et rapidité d'exécution, économie d'échafaudage et bonne gestion de main d'oeuvre. Ainsi, on a modélisé les gradins en tant que bardages portant dans le sens de transmission de la charge vers les portiques transversaux et chargés en plus du poids propre des gradins , des autres charges permanentes et d'exploitation.

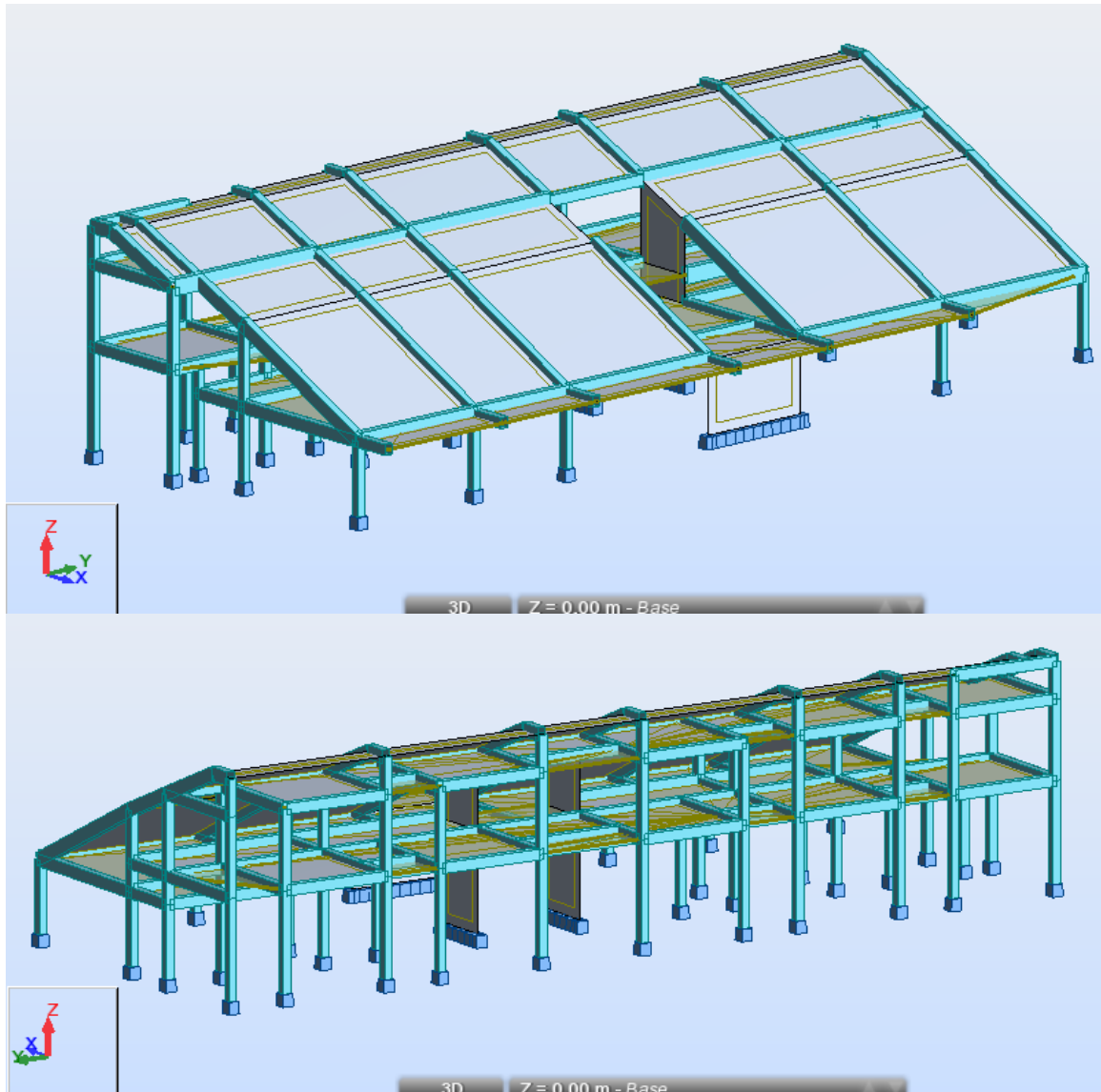


Figure 6 : Modélisation du bloc étudié des tribunes

Paramètres du maillage :

- Maillage simple (méthode de Coons) puisqu'il s'agit seulement du maillage des voiles. Les dalles sont modélisées en diaphragme rigide et ainsi ne seront pas maillées, la transmission se fait selon des angles de 45° .
- Type des éléments finis surfaciques : triangle ou quadrangle (suivant l'aspect du maillage).



5-Analyse modale :

5-1- Principe de l'analyse modale

La structure des tribunes est considérée comme irrégulière. Aucune méthode simplifiée ne peut donc être employée pour déterminer forfaitairement le mode fondamental. Pour l'étude sismique du bâtiment, une analyse modale sur modèle tridimensionnel est donc nécessaire. Elle permet le calcul des effets maximaux d'un séisme sur la structure.

Pour cela, nous commençons par rechercher les modes propres de la structure. En théorie, l'analyse sismique nécessite la détermination d'autant de modes propres que la structure comprend de degrés de liberté. Ce nombre étant trop important, il faut sélectionner le nombre de modes à extraire.

Le calcul des modes de vibration doit être poursuivi jusqu'à ce que l'une au moins des deux conditions suivantes soit respectée (P.S.92 art. 6.6.2.2) :

- la fréquence de 33Hz dite de coupure doit être atteinte
- le cumul des masses modales dans la direction de l'excitation considérée doit être supérieur à 90% de la masse vibrante totale.

Cependant, l'influence d'un séisme suivant la verticale (axe z) de la structure est modérée.

Nous avons donc choisi d'interrompre le cumul des masses à 68 % suivant cette direction et de ne pas majorer les variables d'intérêt par le facteur multiplicateur $\frac{M}{\sum M_i}$.

De plus, pour atteindre 90% de la masse vibrante totale, il faudrait un nombre trop important de modes.

Remarques :

- Le nombre de modes retenus ne doit être inférieur à 3 (P.S.92 art. 6.6.2.2).
- Parmi ces modes, seule une partie (deux ou trois vis-à-vis d'une direction donnée du séisme) contribue de manière significative à la réponse de la structure. Ces modes sont identifiables car ils présentent des masses effectives plus grandes que les autres modes suivant une direction donnée.
- L'apport des modes supérieurs à la fréquence de coupure est négligeable.

- L'obtention d'une somme de masses modales d'au moins 90% de la masse totale est une vérification particulièrement efficace pour éviter de négliger un mode important.

5-2- Paramètres de l'analyse modale

Pour effectuer l'analyse modale, les paramètres suivants ont été sélectionnés dans le logiciel Robot :

Figure 7 : Paramètres de l'analyse modale

5-3- Résultats de l'analyse modale :

Tableau 2 : Résultats de l'analyse modale

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Masses cumulées		
			selon x (%)	selon y (%)	selon z (%)
1	2,43	0,41	0,43	36,3	0
2	2,85	0,35	0,69	46,95	0
3	4,18	0,24	4,26	49,74	0
4	5,68	0,18	4,28	51,1	0
5	5,95	0,17	4,29	51,38	0



6	6,22	0,16	4,29	52,65	0
7	6,31	0,16	4,3	52,74	0,01
8	6,38	0,16	4,3	52,74	0,01
9	6,46	0,15	4,3	54,68	0,01
10	6,64	0,15	4,4	54,69	0,01
11	6,79	0,15	5,04	54,99	0,01
12	6,98	0,14	72,87	55,88	0,03
13	7,11	0,14	91,46	56,61	0,04
14	8,18	0,12	91,48	60,73	0,05
15	8,34	0,12	91,59	60,73	2,52
16	8,65	0,12	91,6	61,21	2,52
17	9,72	0,1	91,63	87,49	2,54
18	10,87	0,09	91,63	87,49	2,54
19	10,92	0,09	91,63	87,51	2,54
20	11,42	0,09	91,63	95,42	2,54
21	12,29	0,08	91,66	96,85	3,89
22	14,35	0,07	92,26	96,92	4,06
23	15,05	0,07	95,15	96,93	11,65
24	16,48	0,06	95,2	96,97	15
25	16,63	0,06	95,56	97	15,03
26	16,93	0,06	95,72	97,02	16,73
27	17,27	0,06	95,72	97,03	17,48
28	17,42	0,06	95,73	97,05	20,85
29	17,57	0,06	95,73	97,06	20,85
30	17,67	0,06	95,75	97,11	21,07
31	17,74	0,06	95,77	97,11	21,31
32	18,03	0,06	95,77	97,11	21,37
33	18,4	0,05	96,13	97,12	21,4
34	18,7	0,05	96,62	97,13	21,47
35	19,1	0,05	96,63	97,13	22,14
36	19,35	0,05	96,66	97,21	22,52
37	19,37	0,05	96,7	97,34	23,11
38	19,89	0,05	96,79	97,36	24,97
39	19,97	0,05	96,98	97,37	28,81
40	20,29	0,05	96,99	97,37	30,73
41	20,74	0,05	97,01	97,46	31,54
42	20,96	0,05	97,23	97,46	38,27
43	21,24	0,05	97,23	97,46	38,27
44	21,35	0,05	97,81	97,46	40,24
45	21,79	0,05	97,81	97,47	40,29
46	22,02	0,05	97,83	97,47	48,64
47	22,31	0,04	98,2	97,48	48,76



48	22,67	0,04	98,21	97,49	48,83
49	22,74	0,04	98,35	97,49	48,94
50	22,96	0,04	98,35	97,57	49,49
51	23,27	0,04	98,36	97,58	49,69
52	23,39	0,04	98,36	97,6	50,15
53	23,64	0,04	98,36	97,61	50,56
54	23,93	0,04	98,4	97,62	50,58
55	23,95	0,04	98,4	97,63	50,66
56	24,11	0,04	98,42	97,84	51,02
57	24,33	0,04	98,44	97,9	52,57
58	24,49	0,04	98,44	98,02	53,23
59	24,83	0,04	98,44	98,12	53,84
60	24,84	0,04	98,44	98,29	55,38
61	25,59	0,04	98,45	98,29	55,54
62	25,9	0,04	98,45	98,29	56,28
63	25,98	0,04	98,47	98,3	59,34
64	26,31	0,04	98,47	98,3	59,39
65	26,59	0,04	98,48	98,3	63,36
66	27,25	0,04	98,52	98,3	63,95
67	27,76	0,04	98,53	98,3	64,43
68	28,25	0,04	98,53	98,3	64,43
69	28,28	0,04	98,53	98,3	64,43
70	28,34	0,04	98,53	98,3	64,44
71	28,74	0,03	98,54	98,3	64,47
72	29,04	0,03	98,54	98,3	64,58
73	29,24	0,03	98,54	98,3	65,05
74	29,87	0,03	98,54	98,3	65,06
75	29,99	0,03	98,55	98,3	65,92
76	30,35	0,03	98,55	98,3	65,92
77	30,75	0,03	98,55	98,3	65,92
78	31,66	0,03	98,55	98,3	67,34
79	33,1	0,03	98,55	98,3	67,73
80	35,19	0,03	98,55	98,3	68,17

Les calculs ont été poussés jusqu'au 80^{ème} mode. Suivant x, 98.55 % de la masse totale vibrante est atteinte ; Suivant y, 98.3 % de la masse totale vibrante; et suivant z, 68.17 %. Les modes ayant une influence significative sur la réponse de la structure sont les suivants :

- selon x : modes 12 et 13.
- selon y : modes 1, 2 et 17.
- selon z : mode 46.



6- Calcul sismique

6-1- Combinaisons des composantes du mouvement sismique :

Le mouvement sismique ne comporte pas une direction privilégiée mais se caractérise par le cumul de deux composantes horizontales et d'une composante verticale. Les maxima des effets des trois composantes du mouvement sismique sont alors combinés linéairement suivant les formules de Newmark :

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$$

Avec :

S_x, S_y, S_z : Les déformations ou sollicitations dues à chacune des composantes horizontales et verticales respectivement et S l'action résultante.

$\lambda = \mu = 0,3$ Dans le cas général.

Dans notre cas, le logiciel Robot effectue des combinaisons CQC (combinaisons quadratiques complètes) des effets des trois directions sismiques.

Détail de la liste des cas de charges :

- Cas 1,2 et 3 : Poids propre, charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Cas 4 et 5 : Pondérations aux ELU, ELS ;
- Cas 6 : Analyse modale ;
- Cas 7 à 9 : Combinaisons des réponses modales à une direction sismique
- Cas 10 à 18 : Combinaisons quadratiques des composantes du mouvement sismique
- Cas 19 à 27 : Pondérations accidentelles.

$$G1 + G2 + 0.3 \times Q + E$$

Avec :

$\psi = 0.3$ puisqu'il s'agit d'un bâtiment à utilisation périodique par le public

6-2- Vérification des déplacements :

Vérifications des déplacements maximaux

Selon le RPS 2000, le déplacement latéral total du bâtiment Δg doit être limité à :

$$\Delta_g \leq 0.004 \times H = 3.27 \text{ cm}$$

Les déplacements maximaux obtenus pour les combinaisons accidentelles pour les directions x et y sont :



Tableau 3 : Déplacements maximaux du bloc étudié

	Ux (cm)	Uy (mm)
Max	0.52	1.263
Nœud	0.4	1.76
Cas de charge	23 (C)	23 (C)
Min	-0.5	-1.163
Nœud	194	190
Cas de charge	24 (C)	24 (C)

On voit bien que ces valeurs maximales restent en deçà de la limite réglementaire.

Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon le RPS 2000, le déplacement latéral inter-étages Δ_{el} doit être limité à :

$$K \cdot \Delta_{el} \leq 0.007 h \text{ pour les bâtiments de classe I}$$

Avec :

H : étant la hauteur de l'étage.

K : coefficient du comportement.

C'est-à-dire que :

$$\Delta_{el} \leq 0.007 \times \frac{h}{K} = 4.09 \text{ cm}$$

On vérifie bien la condition:

$$\Delta_{el} = 0.45 \text{ cm} < 4.09 \text{ cm}$$

7- Calcul des éléments de structure :

7-1- Calcul des dalles

On fera le calcul de la dalle continue de l'espace stockage décrite dans le schéma suivant.

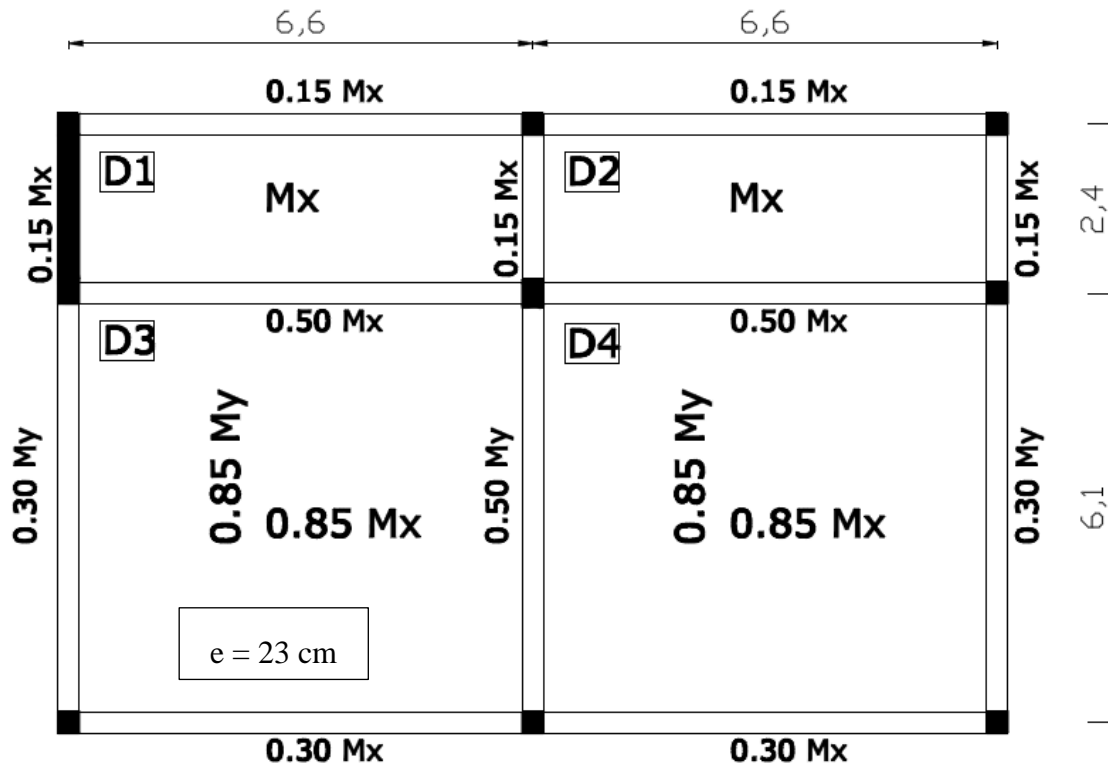


Figure 8 : Répartition des moments dans la dalle

Le calcul sera mené suivant les prescriptions du BAEL 91 [A.8.2]. Ces dalles sont calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les moments de flexion maximaux M_x calculés peuvent être réduits de 15 à 25 % selon les conditions d'encastrement, ce qui conduit à un moment en travée :

$$M_t = \begin{cases} 0,85 M_x \\ 0,75 M_x \end{cases}$$

Sauf pour les appuis de rive, les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à 0,40 M_x et 0,50 M_x. Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e).

On doit vérifier que l'on a toujours :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

Le schéma ci-dessus montre la répartition des moments en travée et aux appuis vérifiant la condition mentionnée.



a- Les charges appliquées :

- Charges permanentes : poids propre
0.20 T/m²
- Charges d'exploitation : 0.60 T/m²

b- Les combinaisons :

- ELU : $P_u = 1,95 T/m^2$
- ELS : $P_s = 1,38 T/m^2$

c- Les sollicitations de calcul :

Tableau 4 : Coefficients μ_x et μ_y des panneaux de la dalle continue

Panneaux	D1	D2	D3	D4
l_x	2,4	2,4	6,1	6,1
l_y	6,6	6,6	6,6	6,6
$\alpha = l_x/l_y$	0,36	0,36	0,92	0,92
μ_x (ELU)			0,0437	0,0437
μ_y (ELU)			0,8251	0,8251
μ_x (ELS)			0,0509	0,0509
μ_y (ELS)			0,8799	0,8799

Les moments isostatiques en T.m/ml :

Tableau 5 : Moments isostatiques des panneaux de la dalle

M_{ox} (ELU)	1,401	1,401	3,165	3,165
M_{oy} (ELU)	0,000	0,000	2,611	2,611
M_{ox} (ELS)	0,990	0,990	2,604	2,604
M_{oy} (ELS)	0,000	0,000	2,291	2,291
M_{xg}	0,558	0,558	1,468	1,468
M_{yg}	0,000	0,000	1,292	1,292
M_{xj}	0,558	0,558	1,468	1,468
M_{yj}	0,000	0,000	1,292	1,292

Les moments hyperstatiques en T.m/ml :



Tableau 6 : Moments hyperstatiques des panneaux de la dalle

Coefficient minorateur	1,000	1,000	0,850	0,850
Mtx (ELU)	1,401	1,401	2,690	2,690
Mty (ELU)	0,000	0,000	2,220	2,220
Mtx (ELS)	0,990	0,990	2,214	2,214
Mty (ELS)	0,000	0,000	1,948	1,948
Mtx_g	0,558	0,558	1,248	1,248
Mty_g	0,000	0,000	1,098	1,098
Mtx_j	0,558	0,558	1,248	1,248
Mty_j	0,000	0,000	1,098	1,098

Les hypothèses de calcul :

Tableau 7 : Hypothèses de calcul

fc28 (Mpa)	25,00	fissuration	peu préjudiciable
σbc (Mpa)	14,17	fe (Mpa)	500,000
ft28 (Mpa)	2,10	σst (Mpa)	434,78
Es (Mpa)	200000	εe	0,0022
Ei (Mpa)	32164	αr	0,617
Ev (Mpa)	10721	μr	0,372

d- Vérification de la condition du non emploi des armatures comprimées :

On doit vérifier que :

$$d \geq d^* = \sqrt{\frac{M_u}{\mu_r b \sigma_{bc}}}$$

On a :

$$\begin{cases} d_x = 0,21 \text{ m} \\ d_y = 0,20 \text{ m} \end{cases}$$



Tableau 8 : Hauteurs utiles

Panneaux	D1	D2	D3	D4
dx* (m)	0,05	0,05	0,07	0,07
dy* (m)	0,00	0,00	0,06	0,06

On vérifie donc que la condition est vérifiée dans tous les cas.

e- Calcul du ferrailage :

Tableau 9 : Calcul du ferrailage des travées de la dalle continue

Panneaux	D1	D2	D3	D4
μ_x	0,022	0,022	0,043	0,043
μ_y	0,000	0,000	0,039	0,039
α_x	0,028	0,028	0,055	0,055
α_y	0,000	0,000	0,050	0,050
Zx (m)	0,208	0,208	0,205	0,205
Zy (m)	0,200	0,200	0,196	0,196
Ax (cm ²)	1,552	1,552	3,013	3,013
Ay (cm ²)	0,388	0,388	2,605	2,605

f- Condition de non-fragilité et section minimale d'armatures:

Conformément à l'article B.7.4 du BAEL 91, le ferrailage minimal est :

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0.0006$$

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)}{2}$$

Puisqu'il s'agit de barres à haute adhérence de classe Fe E 500.

Avec : $\rho_0 = \frac{A}{bh}$

Tableau 10 : Ferrailage minimal de la dalle

Panneaux	D1	D2	D3	D4
Aymin (cm ²)	1,380	1,380	1,380	1,380
Axmin (cm ²)	1,822	1,822	1,435	1,435



On retient donc le ferrailage suivant :

Tableau 11 : Ferrailage retenu

Panneaux	D1	D2	D3	D4
Ax (cm ² /m)	1,82	1,82	3,01	3,01
Ay (cm ² /m)	1,380	1,380	2,605	2,605

g- Condition relative à la flèche :

La 1^{ère} condition est :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_{ox}} \text{ avec } M_t \geq 0.75M_{ox}$$

Tableau 12 : Vérification de la première condition relative à la flèche

D1	D2	D3	D4
ok	ok	non	non

La 2^{ème} condition est :

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \text{ avec } f_e = 500 \text{ Mpa}$$

Tableau 13 : Vérification de la deuxième condition relative à la flèche

D1	D2	D3	D4
ok	ok	ok	ok

On doit donc vérifier la flèche puisque la 1^{ère} condition n'est pas vérifiée pour le panneau D3 et D4.

h- Calcul de la flèche :

Pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues, on substitue dans les calculs, au moment d'inertie I_o de la section totale rendue homogène, un moment d'inertie fictif I_f évalué empiriquement. Il convient de différencier les effets des charges permanentes et ceux des charges variables et, notamment en ce qui concerne la tenue des revêtements et des cloisons, de tenir compte de l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges dont on veut évaluer les effets.



L'inertie fictive I_f est définie par la relation :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} \quad \text{pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0.02f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i \quad \text{pour les déformations instantanées}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

Dans ces expressions :

I_0 : désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$;

f_{t28} : La résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en Mpa;

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile :

$$\rho = \frac{A}{bd}$$

b_0 : La largeur de la nervure et b la largeur de la table de compression ; pour notre cas $b = b_0$.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à :

$$f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$$

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante : En prenant en compte, dans l'évaluation de μ , la valeur de σ_s correspondant au cas de charge envisagé, on calcule :

- les flèches f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes ;
- la flèche f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
- la flèche f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.



La part de la flèche totale Δf_t qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Valeurs limites des flèches [article B.6.5.3 du BAEL] :

La part de flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

- $\frac{l}{500}$ si $l \leq 5 m$
- $\frac{l}{1000} + 0.5$ si $l > 5 m$

On obtient ainsi selon x :

Tableau 14 : Calcul de la flèche selon x

Panneaux	D1	D2	D3	D4
IO	0,001039	0,001039	0,001055	0,001055
ρ	0,0009	0,0009	0,0014	0,0014
λ_i	24,21	24,21	14,64	14,64
λ_v	9,68	9,68	5,86	5,86
γ	0,031	0,031	0,039	0,039
$I(y)$	8,984E-05	8,984E-05	1,368E-04	1,368E-04
σ_{sp}	295,44	295,44	414,51	414,51
σ_{sg}	166,52	166,52	233,63	233,63
σ_{sj}	166,52	166,52	233,63	233,63
μ_p	0	0	0,1794	0,1794
μ_g	0	0	0	0
μ_j	0	0	0	0
I_{fpi}	0,00114	0,00114	0,00032	0,00032
I_{fgi}	0,00114	0,00114	0,00116	0,00116
I_{fji}	0,00114	0,00114	0,00116	0,00116
I_{fgv}	0,00114	0,00114	0,00116	0,00116
f_{pi}	0,016	0,016	0,800	0,800
f_{gi}	0,009	0,009	0,124	0,124
f_{ji}	0,009	0,009	0,124	0,124



fgv	0,026	0,026	0,373	0,373
flèche limite (cm)	0,48	0,48	1,11	1,11
flèche nuisible (cm)	0,02	0,02	0,92	0,92
flèche vérifiée	ok	ok	ok	ok

Et on obtient selon y :

Tableau 15 : Calcul de la flèche selon y

Panneaux	D1	D2	D3	D4
IO	0,001029	0,001029	0,001042	0,001042
ρ	0,0007	0,0007	0,0013	0,0013
λ_i	30,43	30,43	16,13	16,13
λ_v	12,17	12,17	6,45	6,45
γ	0,027	0,027	0,036	0,036
$I(y)$	6,371E-05	6,371E-05	1,091E-04	1,091E-04
σ_{sp}	0	0	439,51	439,51
σ_{sg}	0	0	247,72	247,72
σ_{sj}	0	0	247,72	247,72
μ_p	0	0	0,1628	0,1628
μ_g	0	0	0	0
μ_j	0	0	0	0
Ifpi	0,00113	0,00113	0,00032	0,00032
Ifgi	0,00113	0,00113	0,00115	0,00115
Ifji	0,00113	0,00113	0,00115	0,00115
Ifgv	0,00113	0,00113	0,00115	0,00115
fpi	0	0	0,834	0,834
fgi	0	0	0,130	0,130
fji	0	0	0,130	0,130
fgv	0	0	0,389	0,389
flèche limite (cm)	1,16	1,16	1,16	1,16
flèche nuisible (cm)	0	0	0,96	0,96
flèche vérifiée	ok	ok	ok	ok

i- Condition du non emploi des armatures de l'effort tranchant [A.5.2.2 du BAEL]:

On vérifie que :
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd_x} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau 16 : Vérification de la contrainte conventionnelle de cisaillement

	D1	D2	D3	D4
τ_u (Mpa)	0,111	0,111	0,194	0,194
τ_{lim} (Mpa)	1,167	1,167	1,167	1,167
	ok	ok	ok	ok

j- Disposition du ferrailage :

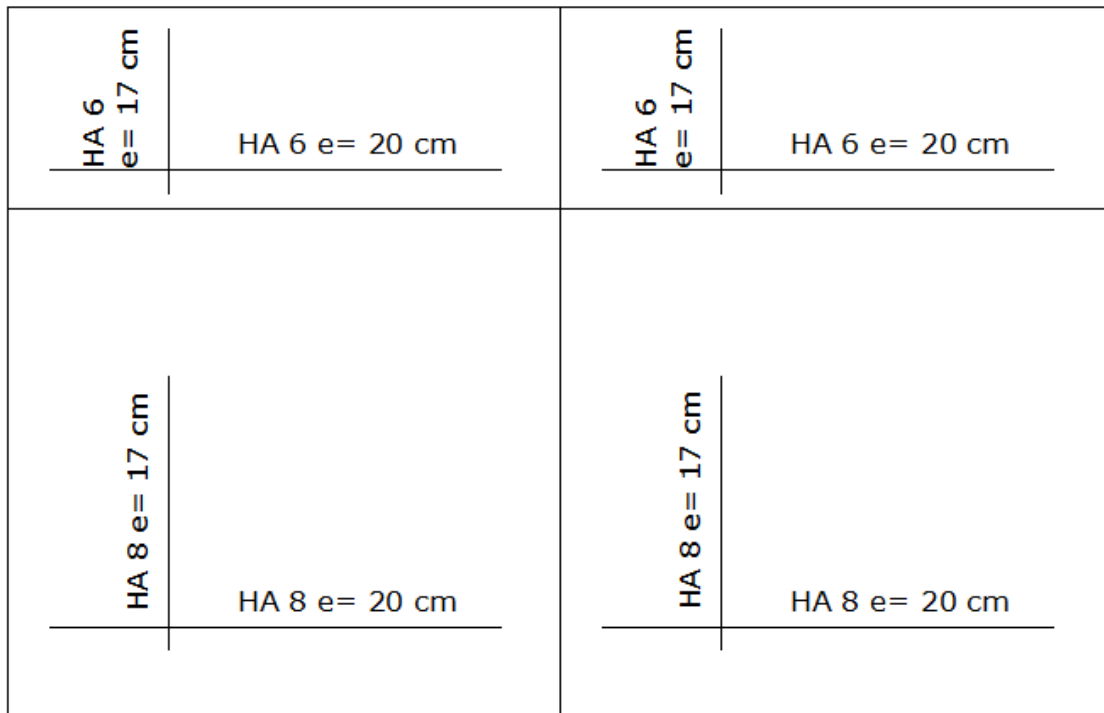


Figure 9 : Schéma du ferrailage de la dalle

De plus selon le RPS 2000, autour du plancher et au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, il doit être prévu un chaînage horizontal continu. La section du chaînage est mentionnée au calcul des voiles pour ce qui concerne le croisement avec ce type de contreventement.

7-2- Calcul des poutres crémaillères :

Les poutres crémaillères seront réalisées en béton armé coulées en place, celles-ci supportent les gradins préfabriqués. Leurs dimensions sont : $b = 0.30 \text{ m}$ et $h = 0.80 \text{ m}$. Vu qu'elles sont inclinées, donc elles sont soumises à la flexion composée soit avec un effort de compression, soit avec un effort de traction. La figure suivante présente un schéma d'une poutre crémaillère composée de trois tronçons.

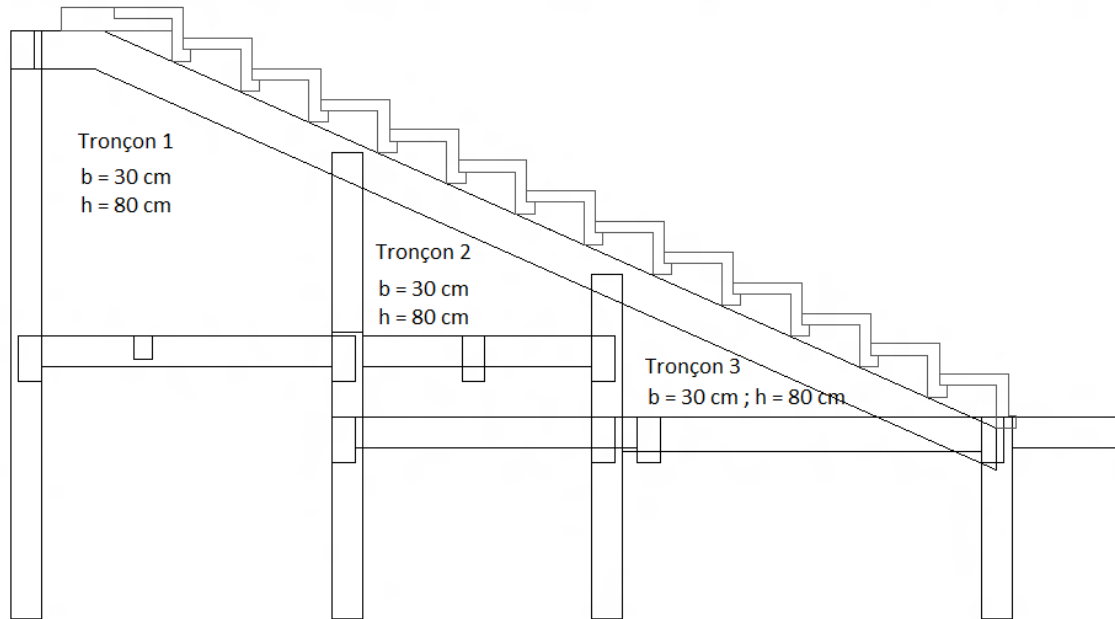


Figure 10 : Schéma d'un portique avec la poutre crémaillère en haut

a- Les sollicitations pour les combinaisons de l'ELU :

On désigne par w l'appui gauche du tronçon et par e l'appui droite de celui-ci.

V désigne l'effort tranchant.

Tronçon 1 :

$$M_w = -5.20 \text{ T.m} \quad M_t = 20.00 \text{ T.m} \quad M_e = -12.45 \text{ T.m}$$

$$V_w = 24.20 \text{ T} \quad V_e = 27.50 \text{ T}$$

$$N_{compression}(e) = 18.30 \text{ T} \quad N_{compression}(w) = 6.00 \text{ T}$$

Tronçon 2 :



$$M_w = -12.00 \text{ T.m} \quad M_e = -42.62 \text{ T.m}$$

$$V_w = 26.90 \text{ T} \quad V_e = -3.44 \text{ T}$$

$$N_{traction}(w) = -3.50 \text{ T} \quad N_{compression}(e) = 9.63 \text{ T}$$

Tronçon 3 :

$$M_w = -47.60 \text{ T.m} \quad M_t = 45.20 \text{ T.m} \quad M_e = 2.21 \text{ T.m}$$

$$V_w = 45.85 \text{ T} \quad V_e = -31.20 \text{ T}$$

$$N_{traction}(w) = -20.53 \text{ T} \quad N_{compression}(e) = 17.50 \text{ T}$$

b- Calcul du ferrailage du tronçon 3 :

En travée :

$$M_u = M_t = 45.20 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.205 \leq \mu_r = 0.376$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.290$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.636 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = 16.33 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit ainsi : } 9\text{HA } 16 = 18.10 \text{ cm}^2$$

Sur l'appui de gauche :

Le centre de traction se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, en effet on a :

$$\frac{M}{N_t} = 2.32 \text{ m alors que } h = 0.80 \text{ m}$$

Ainsi, la section est partiellement comprimée.

On calcule le moment M_1 externe calculé par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_1 = M_w + N_{traction} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = -40.37 \text{ T.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.168 \leq \mu_r = 0.376$$



$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.231$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.682 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = 18.33 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 18.33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 20 = 18.85 \text{ cm}^2$$

Cette section est à placer en partie supérieure puisqu'il s'agit d'un moment négatif.

Sur l'appui de droit e:

On vérifie que la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = 8.37 \text{ T.m}$$

$$\text{On a: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} = 0.834 \text{ MN.m}$$

$$\text{Et } N_e \times (d - d') - M_1 = 0.042 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a bien: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} > N_{elu} \times (d - d') - M_1$$

On a bien la section partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.035 \leq \mu_r = 0.376$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.739 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = -1.42 < 0$$

$$A_w = A_{min} = 0.23 \times \frac{bdf_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'effort tranchant :

$$\text{On a: } V_w = 45.85 \text{ T}$$

La contrainte tangente conventionnelle est : $\tau_u = \frac{V_w}{bd} = 2.038 \text{ Mpa}$

La fissuration étant peu préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

On vérifie ainsi que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La section A_t des armatures d'âmes droites est donnée par :



$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}K)}{0.9 \times f_e}$$

La poutre sera coulée avec reprise de bétonnage, donc : $K = 0$

L'espacement S_t de 2 cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40\text{ cm}$$

Puisqu'on a trois files d'armatures longitudinales, on choisit donc : cadre + étrier.

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6\text{ cm}$$

On choisit donc : un diamètre $\phi_t = 8\text{ mm}$

Ainsi :

$$A_t = 4HA8 = 2.01\text{ cm}^2$$

Ainsi, l'espacement doit vérifier :

$$S_t \leq 0.9 \times \frac{f_e A_t}{b \gamma_s \tau_u} = 13\text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{f_e A_t}{b \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{ Mpa}\right)} = 33\text{ cm}$$

On commence par un espacement de 13 cm.

Pour tenir compte des dispositions sismiques, on serre l'espacement des armatures transversales dans la zone critique :

$$l_c = 2h = 1.6\text{ m}$$

L'espacement doit vérifier :

$$s = \text{Min}(8 \Phi_L; 24 \Phi_T; 0.25 h; 20\text{ cm}) = 13\text{ cm}$$

Au-delà de la zone critique, on applique la méthode de Caquot :



On calcule : $\frac{l}{2} = \frac{6.8}{2} = 3.4 \text{ m}$

On répète $n = 4$ fois l'espacement suivant dans la suite de Caquot et ainsi de suite.

c- Calcul du ferrailage du tronçon 2 :

Sur l'appui de gauche :

Le centre de traction se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, en effet on a :

$$\frac{M}{N_t} = 3.43 \text{ m alors que } h = 0.80 \text{ m}$$

Ainsi, la section est partiellement comprimée.

$$A_w = 4.18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

Cette section est à placer en partie supérieure.

Sur l'appui de droite :

On vérifie que la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = -39.23 \text{ T. m}$$

$$\text{On a: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} = 0.834 \text{ MN. m}$$

$$\text{Et } N_e \times (d - d') - M_1 = 0.462 \text{ MN. m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} > N_{elu} \times (d - d') - M_1$$

La section est partiellement comprimée.

$$A_e = 11.02 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA } 16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Cette section est à placer en partie supérieure.

La travée étant totalement soumise à un moment négatif, on placera ainsi 3 HA 12 en partie inférieure comme armatures de montage.

Calcul à l'effort tranchant :

$$\text{On a : } V_w = 26.90 \text{ T}$$

La contrainte tangente conventionnelle est : $\tau_u = \frac{V_w}{bd} = 1.20 \text{ Mpa}$



On vérifie ainsi que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

L'espacement S_t de 2 cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Puisqu'on a trois files d'armatures longitudinales, on choisit donc : cadre + étrier.

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On choisit donc : un diamètre $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Ainsi :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Ainsi, l'espacement doit vérifier :

$$S_t \leq 0.9 \times \frac{f_e A_t}{b \gamma_s \tau_u} = 22 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{f_e A_t}{b \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right)} = 56 \text{ cm}$$

Pour tenir compte des dispositions sismiques, on serre l'espacement des armatures transversales dans la zone critique :

$$l_c = 2h = 1.6 \text{ m}$$

L'espacement doit vérifier :

$$s = \text{Min}(8 \Phi_L; 24 \Phi_T; 0.25 h; 20 \text{ cm}) = 13 \text{ cm}$$

Puisque la portée du tronçon est 2.60 m, donc toute la longueur de la travée est une zone critique. L'espacement retenu est donc 13 cm sur toute la travée.



d- Calcul du ferrailage du tronçon 1 :

En travée ::

$$M_u = M_t = 20 \text{ T. m}$$

Et un effort de compression de : $N = 9.56 \text{ T}$

On trouve que : $A_{st} = 5.35 \text{ cm}^2$ soit 3 HA 16 = 6.03 cm^2

Sur l'appui de gauche :

On vérifie que la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = -3.10 \text{ T. m}$$

$$\text{On a: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} = 0.834 \text{ MN. m}$$

$$\text{Et } N_w \times (d - d') - M_1 = 0.07 \text{ MN. m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} > N_w \times (d - d') - M_1$$

La section est partiellement comprimée.

On trouve une section négative, ainsi on adopte la section minimale

$$A_w = A_{\min} = 0.23 \times \frac{bdf_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Cette section est à placer en partie supérieure.

Sur l'appui de droite :

On vérifie que la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = -6.05 \text{ T. m}$$

$$\text{On a: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} = 0.834 \text{ MN. m}$$

$$\text{Et } N_e \times (d - d') - M_1 = 0.192 \text{ MN. m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} > N_e \times (d - d') - M_1$$

La section est partiellement comprimée.

On trouve une section négative, ainsi on adopte la section minimale

$$A_w = A_{\min} = 0.23 \times \frac{bdf_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Cette section est à placer en partie supérieure.



Calcul à l'effort tranchant :

On a : $V_w = 27.50 T$

La contrainte tangente conventionnelle est : $\tau_u = \frac{V_w}{bd} = 1.22 \text{ Mpa}$

On vérifie ainsi que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$

L'espacement S_t de 2 cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Puisqu'on a trois files d'armatures longitudinales, on choisit donc : cadre + étrier.

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.2 \text{ cm}$$

On choisit donc : un diamètre $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Ainsi :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Ainsi, l'espacement doit vérifier :

$$S_t \leq 0.9 \times \frac{f_e A_t}{b \gamma_s \tau_u} = 21 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{f_e A_t}{b \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right)} = 55 \text{ cm}$$

Pour tenir compte des dispositions sismiques, on serre l'espacement des armatures transversales dans la zone critique :

$$l_c = 2h = 1.6 \text{ m}$$

L'espacement doit vérifier :

$$s = \text{Min}(8 \Phi_L; 24 \Phi_T; 0.25 h; 20 \text{ cm}) = 13 \text{ cm}$$

L'espace de départ est de 13 cm. Au-delà de la zone critique, on applique la méthode de Caquot :

On calcule : $\frac{l}{2} = \frac{4.2}{2} = 2.1$ m

On répète $n = 2$ fois l'espace suivant dans la suite de Caquot et ainsi de suite.

La figure suivante détaille la disposition du ferrailage dans la poutre crémaillère. Dans le tronçon supérieur, le ferrailage inférieur doit être distinct de part et d'autre du coude de la poutre : car continus ils introduiraient une poussée au vide due à leur traction qui risque d'éclater le béton.

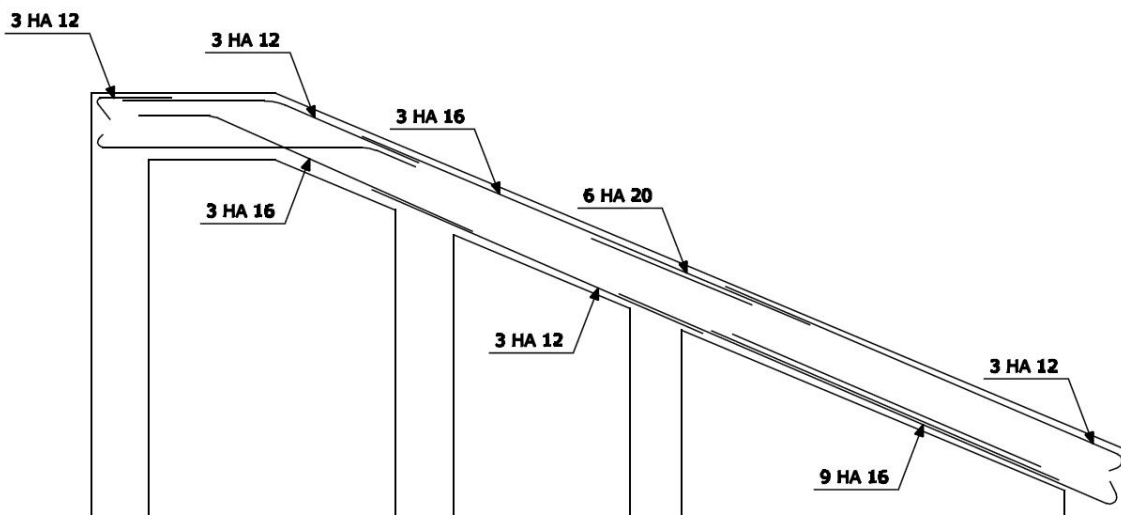


Figure 11 : Ferrailage de la poutre crémaillère



7-3- Ferrailage des poteaux

Puisque la liaison entre les poutres et poteaux est supposée rigide, donc les poteaux seront chargés en plus de l'effort normal par des moments aux extrémités. Ainsi, ils seront vérifiés à la flexion composée par application de l'article A.4.3, 5 du BAEL 91 et l'annexe E.7.2

On fera le ferrailage du poteau de la file N°2 et appartenant au portique le plus chargé I.

Le poteau dont la section fait 40x40 cm a une longueur 2.75 m.

La structure est à nœuds déplaçables, la détermination de la longueur de flambement est faite par application des articles 5.132 et 5.134 des règles CM66.

Le coefficient d'encastrement du poteau au nœud inférieur $K_a = 1$.

Le coefficient d'encastrement du poteau au nœud supérieur est :

$$K_b = \frac{\frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e}}{\frac{I_{nw}}{l_w} + \frac{I_{ne}}{l_e} + \frac{I_n}{l_n} + \frac{I_o}{l_o}} = 0,367$$

La longueur de flambement est donnée par :

$$L_f = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4 \times (K_a + K_b) + 1.1 \times K_a K_b}{K_a + K_b + 5.5 \times K_a K_b}} \times l_0 = 1,250 \times 2,75 = 3,436$$

Les sollicitations appliquées sont :

Tableau 17 : Sollicitations appliquées selon le cas de charge

Cas de charge	Tête B du poteau			Pied A du poteau		
	CP	CE	ELU	CP	CE	ELU
N(T)	66,83	45,37	158,28	67,93	45,37	159,76
M(T)	4,55	3,34	11,15	-2,3	-1,67	-5,61

Calcul des excentricités :



- Excentricité en tête du poteau : $e_b = 0,070 \text{ m}$
- Excentricité en pied du poteau : $e_a = -0,035 \text{ m}$

On se ramène au cas d'un poteau chargé avec une excentricité du premier ordre constante, définie par l'annexe E.7.2.1 du BAEL :

$$e_1 = 0.4 \times e_a + 0.6 \times e_b = 0,028 \text{ m}$$

Il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsqu'on vérifie :

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20 \times e_1}{h}\right) = 15,00$$

On a bien : $\frac{L_f}{h} = 8,59 \leq 15,00$

Ainsi, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance à condition de remplacer l'excentricité de premier ordre e_1 par une excentricité majorée :

$$e = e_1 + e_A + e_2$$

Avec :

e_A : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués :

$$e_A = \max\left(0.02; \frac{l}{250}\right) = 0,020 \text{ m}$$

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients de pondération. Il est compris entre 0 et 1.

Dans notre cas : $\alpha = \frac{M_{perm}}{M_{total}} = 0,575$



ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

Ainsi :

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = 0,028 \text{ m}$$

Ainsi, les sollicitations de calcul sont :

$$N_{elu} = 159,7605 \text{ T}$$

$$M_{elu}(T) = N_{elu} \times e = N_{elu} \times (e_1 + e_A + e_2) = 12,16 \text{ T.m}$$

Le calcul du ferrailage est conduit comme suit :

On vérifie que la section est partiellement comprimée :

$$M_1 = M_{elu} + N_{elu} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 39,64 \text{ T.m}$$

$$\text{On a: } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} = 0,269 \text{ MN.m}$$

$$\text{Et } N_{elu} \times (d - d') - M_1 = 0,166 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a bien : } (0.337 \times h - 0.81 \times d')bh\sigma_{bc} > N_{elu} \times (d - d') - M_1$$

Ainsi :

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,506 > \mu_r = 0,372$$

$$\text{On a : } Z_r = d(1 - 0.4\alpha_r) = 0,617 \text{ m}$$

$$M_r = \mu_r bd^2\sigma_{bc} = 0,291 \text{ MN.m}$$

D'où :

$$A_{sc} = \frac{M_1 - M_r}{(d - d')\sigma_{sc}} = 6,856 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \left[\frac{M_1 - M_r}{d - d'} + \frac{M_r}{Z_r} - N_{elu} \right] \times \frac{1}{f_e/\gamma_s} = 1,437 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal prescrit par l'article A.8.1.21 du BAEL :

$$A_{min} = \max(4 \times 2 \times \text{somme}(a + h); 20 \times a \times h) = 6,4 \text{ cm}^2$$

Le poteau doit être ferrillé symétriquement, ainsi on disposera la section $2 \times 6.856 = 13.71 \text{ cm}^2$ sur les deux faces du poteau. On choisit ainsi : 8 HA 16 = 16.08 cm^2 .

Sur les deux autres faces, on place 2 HA 12 sur chaque face.

En ce qui concerne les armatures transversales, on choisit : un cadre + 4 épingles HA 8.

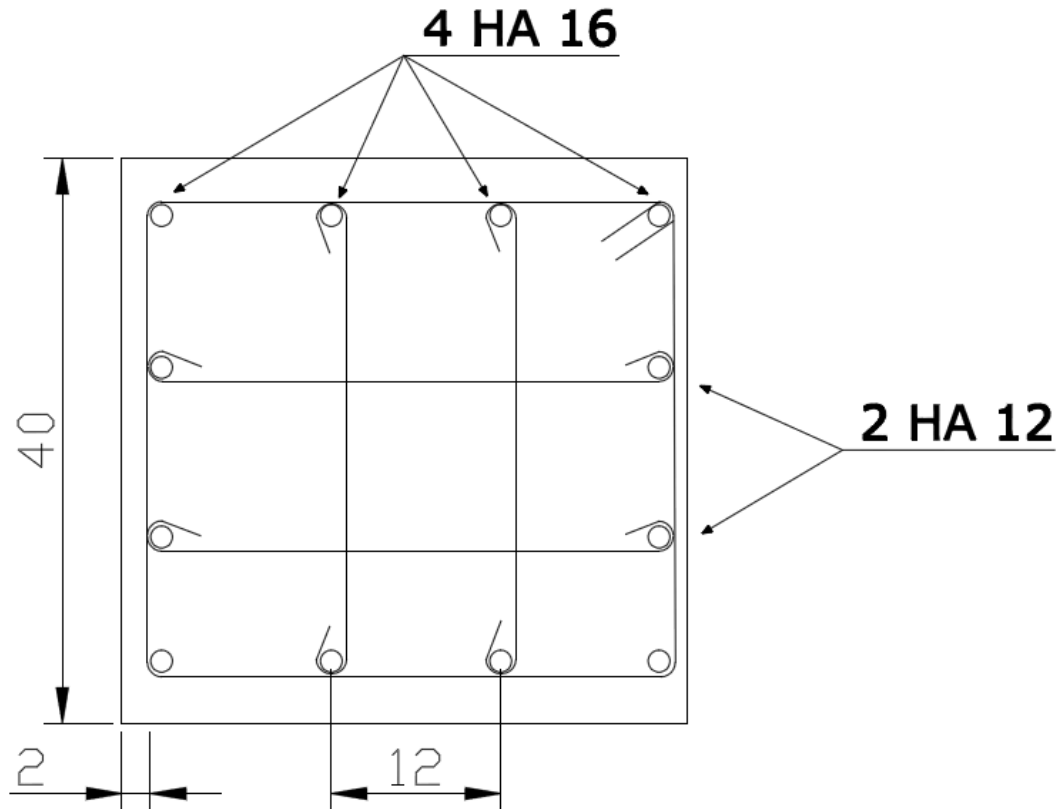


Figure 12 : Ferrailage de la section transversale

Selon le RPS 2000, dans les zones critiques il est primordial d'assurer une continuité aux aciers et de disposer une armature de confinement constituée soit par des spirales continues, des cadres, étriers et épingles dont l'ancrage est assuré par des crochets à angle au centre au moins égal à 135° avec un retour rectiligne de 10 cm au moins.

La zone critique du poteau s'étend à partir des extrémités du poteau sur une longueur l_c :

$$l_c = \max\left(h_c; \frac{1}{6} h_e; 45 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm.}$$

Avec :

h_c : la plus grande dimension de la section du poteau ;

h_e : la hauteur nette du poteau.

Les espacements maximaux des armatures transversales doit vérifier les conditions suivantes prescrites par le RPS 2000 :

$$\begin{cases} \text{zone courante : } s = \min(12\phi_L; 0.5b; 30\text{cm}) = 19 \text{ cm} \\ \text{zone critique : } s = \min(8\phi_L; 0.25b; 15\text{cm}) = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

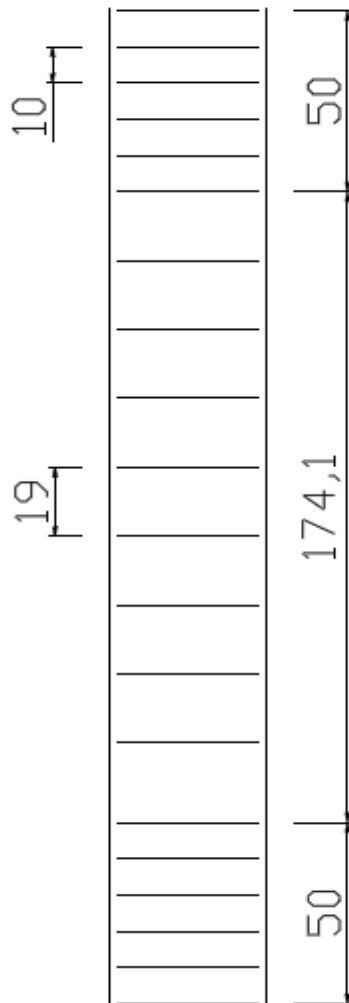


Figure 13 : Disposition des armatures transversales

7-4- Calcul des voiles

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- des armatures verticales ;
- des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
- des armatures transversales.

On étudiera le voile du vomitoire dont l'épaisseur est de $e = 30\text{ cm}$, la largeur est de $b = 2.40\text{ m}$ et la hauteur étant variable. Celui-ci n'est pas raidi à ses deux extrémités.

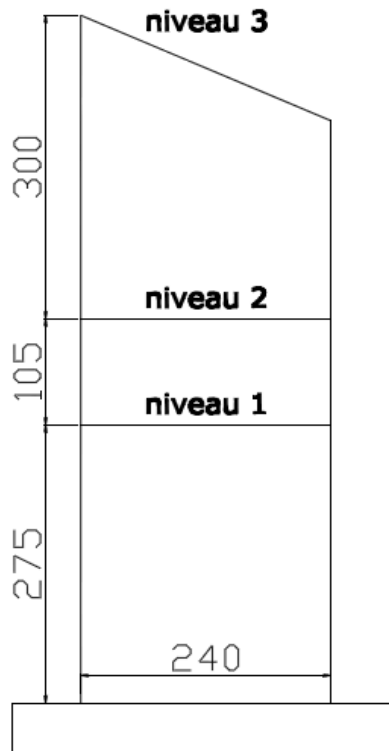


Figure 14 : Schéma du voile à ferrailer (dimensions en cm)



a- Calcul au 1^{er} niveau :

Le voile étudié a une épaisseur étant bien supérieure à l'épaisseur minimale exigée par le RPS 2000 pour la catégorie de voiles non rigidifiés aux deux extrémités :

$$a \geq \text{épaisseur}_{\min} = \min \left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20} \right) = 13.75 \text{ cm}$$

Avec : h_e hauteur nette de l'étage, $h_e = 2.75 \text{ m}$.

a-1- Justifications sous sollicitations normales :

Le voile vérifie également les conditions de validité des justifications mentionnées dans l'article 4.2.1 du DTU 23.1.

- Détermination de la longueur de flambement :

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement L_f , se déduit de la hauteur libre du mur l , par examen de ses liaisons avec les planchers et fondations. Le voile étant encasté en pied et en tête avec le plancher d'un seul côté, ainsi :

$$L_f = 0,85 \times l = 2,34 \text{ m}$$

On calcule ainsi l'élancement :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 27 \leq \lambda_{\lim} = 80$$

L'effort normal limite ultime du voile étant :

$$N_{u \lim} = \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : $B_r = b \times (a - 2 \text{ cm})$

En supposant que la moitié de la charge sera appliquée après 90 jours, et puisque $\lambda \leq 50$, donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,760$$

Ainsi, en employant la section minimale d'armatures prescrite par le PS 92 [11.352]:

$$A_{min} = \frac{1}{100} \times ab$$

On obtient : $N_{u,lim} = 1183,14 T$

La contrainte limite ultime est :

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{u,lim}}{ab} = 16,43 Mpa$$

Deux vérifications doivent être faites aux niveaux 1 et 2 du mur [DTU 23.1/4.2224].

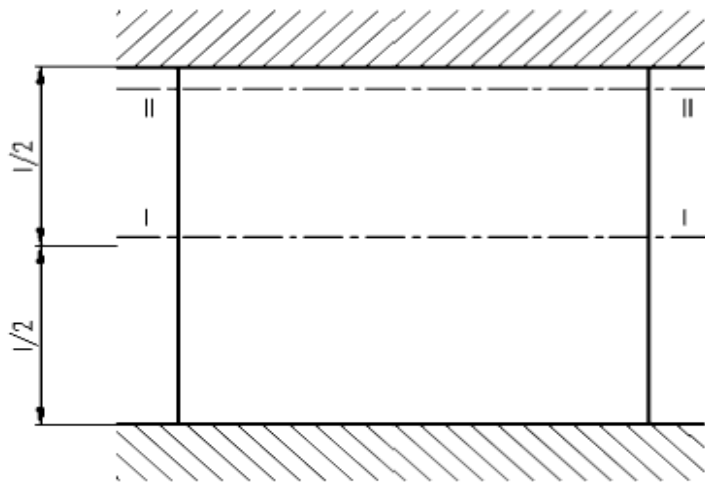


Figure 15 : Niveaux de vérification de la contrainte due à l'effort normal

- Justification au niveau 1 à mi-hauteur du mur :

On vérifie que :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 2,38 Mpa \leq \sigma_{ulim}$$

- Justification au niveau 2 juste au-dessous du plancher :

On vérifie que :

$$\sigma_u \leq \frac{\sigma_{ulim}}{\alpha}$$

La contrainte extrême σ_u est déterminée en prenant en compte les contraintes réparties, augmentées du supplément local de contrainte dû aux réactions d'appui des poutres aboutissantes au voile déterminé en supposant que la profondeur d'appui est, au plus égale à la hauteur de la poutre et la distribution des contraintes correspondantes est triangulaire .

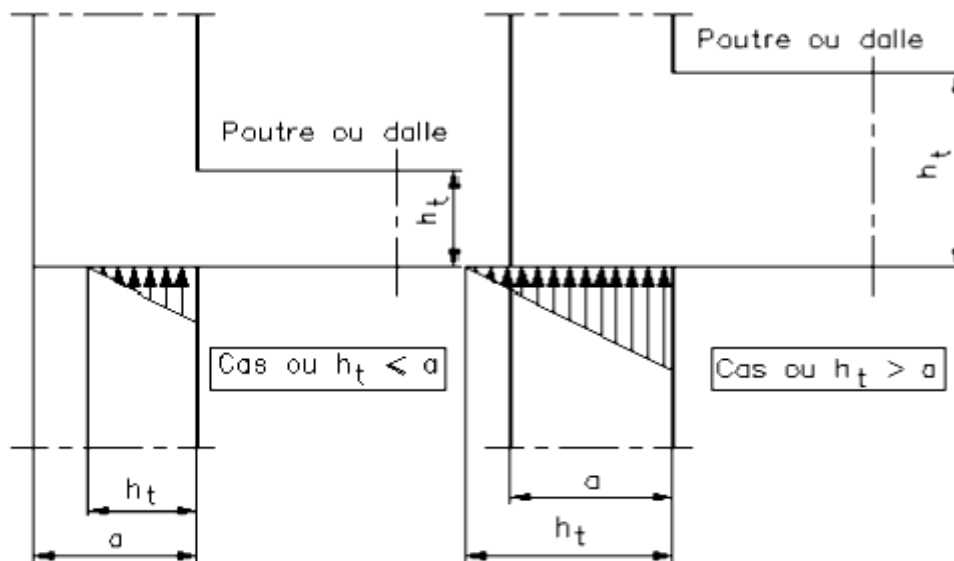


Figure 16 : Méthode de calcul du supplément de contrainte

On a :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} + \frac{2R_{poutre1}}{ab_{poutre1} \left(2 - \frac{a}{h_{poutre1}}\right)} + \frac{2R_{poutre2}}{ab_{poutre2} \left(2 - \frac{a}{h_{poutre2}}\right)}$$

Donc :

$$\sigma_u = 2,1 + 1,24 + 0,55 = 3,91 \text{ Mpa} \leq \frac{16,43}{0,760} = 21,63 \text{ Mpa}$$

- Vérification du voile à la flexion composée :

La démarche consiste à calculer la contrainte normale maximale aux fibres extrêmes par la formule de la RDM :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Si σ_1 et σ_2 sont de signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET) : on calcule ainsi les armatures à disposer pour reprendre la traction.

Si σ_1 et σ_2 sont de signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC) : on vérifie que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la limite admissible.



Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC) : on calcule la résultante des contraintes de traction et on procède au ferrailage équilibrant cette traction, et on vérifie toujours que la contrainte de compression maximale ne dépasse pas la limite admissible.

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [$G1 + G2 + 0.3Q + E$] sachant qu'on travaille avec les combinaisons des directions Newmark du séisme, le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 18 : Vérification à la flexion composée du premier niveau

	N (T)	M (T.m)	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_{max} (MPa)	X (m)	F (T)	As (cm ²)
ACC1	129,6	228,8	9,74	-6,14	9,74	0,93	-85,54	17,11
ACC2	125	168,9	7,60	-4,13	7,60	0,84	-52,31	10,46
ACC3	123,6	165,6	7,47	-4,03	7,47	0,84	-50,93	10,19
ACC4	128,3	225,6	9,62	-6,05	9,62	0,93	-84,15	16,83
ACC5	121,3	167,6	7,50	-4,13	7,50	0,85	-52,88	10,58
ACC6	104,6	-35,4	0,22	2,68	2,68	0,00	0,00	comprimé
ACC7	119,9	164,4	7,37	-4,04	7,37	0,85	-51,54	10,31
ACC8	128,2	222,3	9,50	-5,94	9,50	0,92	-82,23	16,45
ACC9	105,9	-32,1	0,36	2,59	2,59	0,00	0,00	comprimé

On désigne par :

X : la distance de la fibre la plus tendue à l'axe neutre ;

F : la résultante des contraintes de traction ;

As : la section des armatures calculée ainsi : $A_s = \frac{F}{f_e/\gamma_s}$

Avec : $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

La contrainte maximale de compression du béton étant :

$$\sigma_{bmax} = 9,74 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 16,43 \text{ Mpa}$$

Avec : $\gamma_b = 1$ pour les situations accidentelles et $\theta = 0.85$.

La section ainsi obtenu est à regrouper dans un potelet de dimensions a et d' déterminées selon la règle 11.8214 du PS 92 :

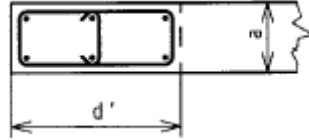


Figure 17 : Dimensions du potelet

$$d' = \max de \begin{cases} a \\ a \times q \times \frac{n}{\sigma_{bc}} \\ \frac{l_f}{15} \times q \times \frac{n}{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

Avec : $q = 1.4$ étant le coefficient de comportement (contreventement par voiles).

$$\sigma_{bc} = \min\left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 16,43 \text{ Mpa}$$

$n = 9,74 \text{ Mpa}$ étant la contrainte normale maximale de compression appliquée lue dans le tableau ci-dessus .

$$d' = 0,3 \text{ m}$$

La section d'armatures étant celle maximale figurant sur le tableau ci-dessus :

$$A_s = 17,11 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ HA20} = 18.24 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures est de 12 cm celui-ci vérifie le minimum dicté par le RPS 2000.

Ces armatures sont tenues horizontalement par un cadre + une épingle HA 6.

- Le pourcentage vertical minimal:

Le pourcentage minimal précisé par le DTU.23.1 est :

$$\rho_v = \max\left(0,001 ; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1\right)\right)$$

Avec : $\theta = 1.4$ mur de rive

$$\text{Et } \sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 2,66 \text{ Mpa}$$

On trouve pour notre cas :



$$\rho_v = 0,001 < \rho_{\min} = 1 \% \text{ [PS 92 / 11.352]}$$

On retient donc la valeur minimale exigée :

$$A_v = \rho_v \times b \times L = 0,01 \times 0,3 \times 2,4 = 54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} = 0,23 \times a \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 2,4 \times \frac{2,1}{500} \times 10^4 = 6,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A = 54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 36 \text{ HA } 14 = 55,42 \text{ cm}^2$$

Soit 18 HA 14 sur chaque face du voile, à disposer sur une largeur de $2,4 - 2 \times 0,3 = 1,80 \text{ m}$ avec un espacement 10 cm.

- Ferraillage horizontal parallèle aux faces du mur :

Le pourcentage minimal précisé par le DTU.23.1 est :

$$\rho_h = \max \left(\frac{2\rho_v}{3} ; 0,001 \right) = 0,007 > 0,2 \%$$

On prend donc :

$$A_h = \rho_h \times a \times 100 = 0,007 \times 0,3 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$$

Soit 18 HA 12 = 20,36 cm² Sur une hauteur de 1 m, ce qui donne 9 HA 12 sur chaque face avec un espacement de 11 cm vérifiant le minimum exigé par le RPS 2000.

a-2- Justifications sous sollicitations tangentes :

Les vérifications sont faites selon le PS 92, règles 11.8213, ceci en procédant aux vérifications de cisaillement et du non glissement.

- Vérification au cisaillement :

Etant donné la section droite du voile :

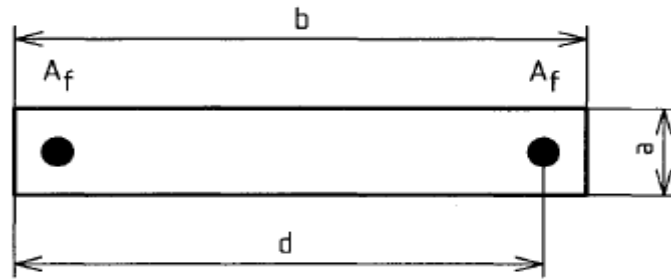


Figure 18 : Hauteur utile d

Avec : A_f : la section d'armature de flexion ou de chaînage d'un seul côté

Le pourcentage d'armatures associé est défini par : $w_f = \frac{100 \times A_f}{ad} = 0,264 \%$

Etant donné les sollicitations de cette section droite :

$$\begin{cases} N \text{ effort normal} \\ M \text{ moment de flexion} \\ V \text{ effort tranchant} \end{cases}$$

On définit :

La contrainte normale de compression : $\sigma = \frac{N}{ab}$

Le paramètre d'excentricité : $\alpha_N = \frac{M}{bN}$

La sollicitation tranchante de calcul : $V^* = \frac{V(1+q)}{2} > V$ (cette augmentation de l'effort tranchant dans le cas $q > 1$ est dû au fait que le coefficient de comportement est plus faible dans le cas de cisaillement).

Le cisaillement conventionnel de calcul associé : $\tau^* = \frac{V^*}{a \times d}$

Le paramètre d'élanement de calcul : $\alpha_v = \frac{M}{bV^*}$

On calcule :

Le moment limite de fissuration systématique M_{lim} en flexion composée, associé à l'effort normal N, soit : $M_{lim} = \frac{ab^2}{6} \times (\sigma + \frac{f_{tj}}{1.5})$

On déduit le cisaillement conventionnel associé : $\tau_1 = \tau^* \times \frac{M_{lim}}{M}$



La contrainte limite de fissuration à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0,45 \sqrt{f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma \right)}$$

Cette formule n'est à retenir que lorsque $\sigma \leq 0.5 \times f_{cj}$; dans le cas contraire, le voile ou le trumeau doit être considéré comme un poteau et vérifié comme tel.

La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales.

$$\tau_3 = \min(\tau_1; \tau_2) \times (1 + 3w_f) + 0.15 \times \sigma$$

La valeur de w_f étant plafonnée par 2 %.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau^* \leq \tau_{lim} \text{ avec } \tau_{lim} = \max(\tau_3; 0.5f_{tj})$$

Lorsque la condition précédente n'est pas satisfaite, il y a lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant disposées horizontalement ou verticalement suivant les cas et calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{a s_t} \geq \frac{\tau^* - \tau_{lim}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Où :

s_t est l'espacement entre les lits d'armatures A_t et $s_t \leq \frac{b}{3}$

$\gamma_s = 1$; f_e est la limite élastique des aciers A_t

Les armatures A_t sont disposées :

- horizontalement si $\alpha_v \geq 1.5$
- verticalement si $\alpha_v \leq 0.5$
- horizontalement et verticalement si $0.5 < \alpha_v < 1.5$

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [$G1 + G2 + 0.3Q + E$] sachant qu'on travaille avec les combinaisons Newmark des directions du séisme, le tableau suivant détaille le calcul :



Tableau 19 : Vérification du cisaillement au premier niveau

	N (T)	M (T.m)	V (T)	σ (Mpa)	αN	V^* (T)	τ^* (Mpa)	αV	Mlim (T)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_3 (Mpa)	τ_{lim} (Mpa)
Acc1	129,6	228,8	223,3	1,80	0,74	267,96	4,14	0,36	92,16	1,67	1,18	2,39	2,39
Acc2	125	168,9	184,3	1,74	0,56	221,16	3,41	0,32	90,32	1,83	1,18	2,37	2,37
Acc3	123,6	165,6	178,5	1,72	0,56	214,20	3,31	0,32	89,76	1,79	1,17	2,36	2,36
Acc4	128,3	225,6	217,4	1,78	0,73	260,88	4,03	0,36	91,64	1,64	1,18	2,39	2,39
Acc5	121,3	167,6	189,5	1,68	0,58	227,40	3,51	0,31	88,84	1,86	1,17	2,35	2,35
Acc6	104,6	-35,4	53,8	1,45	-0,14	64,56	1,00	-0,23	82,16	-2,31	1,14	-3,93	1,05
Acc7	119,9	164,4	183,7	1,67	0,57	220,44	3,40	0,31	88,28	1,83	1,17	2,34	2,34
Acc8	128,2	222,3	218,5	1,78	0,72	262,20	4,05	0,35	91,60	1,67	1,18	2,39	2,39
Acc9	105,9	-32,1	59,6	1,47	-0,13	71,52	1,10	-0,19	82,68	-2,84	1,14	-4,87	1,05

Ainsi, la combinaison accidentelle N°1 donne la section d'armatures la plus importante. Soit : $A_t = 3,485 \text{ cm}^2$.

Puisque $\alpha_v = 0,360 \leq 0,5$ donc on dispose les armatures verticalement, soit 4 HA 12 = $4,52 \text{ cm}^2$

- Vérification du non glissement :

Si on désigne par x la largeur comprimée du mur, d'épaisseur a, sous sollicitation de flexion composée, on doit vérifier la condition suivante :

$$V^* \leq V_{lim} = 0,35 f_{tj} ax + (F_b + A' f_e) \tan \varphi$$

Où : $\tan \varphi = 0,7$

A' sont les armatures verticales réparties hors membrures d'extrémité existant dans la section axb, à laquelle est associée une quantité d'armatures horizontales respectant le même pourcentage

F_b est la résultante des contraintes de compression

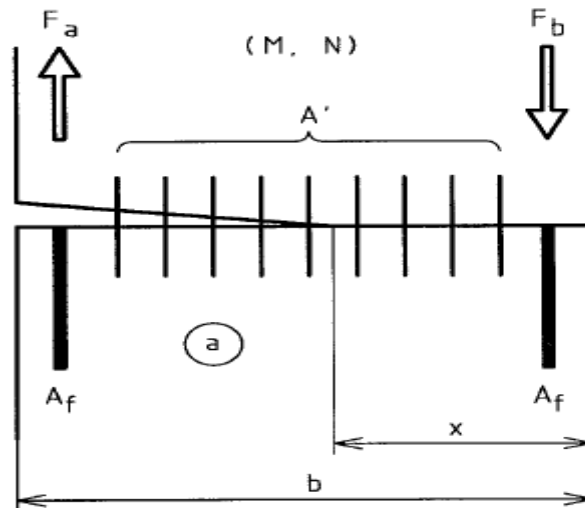


Figure 19 : Vérification du non glissement

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA $[G1 + G2 + 0.3Q + E]$ sachant qu'on travaille avec les combinaisons Newmark des directions du séisme, le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 20 : Vérification du non glissement au premier niveau

	x (m)	Fb (T)	Vlim (T)	V* (T)	
ACC1	1,47	2,15	285,96	267,960	ok
ACC2	1,56	1,77	287,53	221,160	ok
ACC3	1,56	1,75	287,58	214,200	ok
ACC4	1,47	2,12	285,97	260,880	ok
ACC5	1,55	1,74	287,34	227,400	ok
ACC6	2,40	1,05	305,65	64,560	ok
ACC7	1,55	1,71	287,38	220,440	ok
ACC8	1,48	2,10	286,04	262,200	ok
ACC9	2,40	1,06	305,66	71,520	ok

a-3- Dispositions des armatures

D'après le RPS 2000 l'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

$$s = \min (30\text{cm}, 1,5e) = 30 \text{ cm en zone courante}$$

$$s = \min (20\text{cm}, 1,5e) = 20 \text{ cm en zone critique}$$



Où la zone critique est définie selon le règlement : les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur l_c définie comme suit :

$$l_c = \max \left(\frac{H}{6} ; L \right) = 2.4 \text{ m}$$

Avec : H et L désignent respectivement la hauteur et la largeur du voile.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles utilisés ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Selon le DTU 23.1 [4.2.2.5], puisque le diamètre des armatures verticales est supérieur à 12 mm donc les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à : $15 \times \phi_v = 21 \text{ cm}$, ces armatures sont des épingles de diamètre 6 mm puisque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$

a-4- Chaînage au niveau des planchers

Un chaînage doit être prévu au niveau de chaque plancher. Ce chaînage est constitué par des aciers qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que, dans le cas des dalles pleines, par ceux qui se trouvent dans une bande de plancher inférieure à 4 fois l'épaisseur du plancher et ce, de part et d'autre du mur (ou façade suivant le cas).

La section d'acier de chaînage est fonction de la largeur de plancher qui reporte ses charges verticales sur le mur. Si L est cette largeur exprimée en mètres, la section A en cm² des aciers de chaînage doit être telle que :

$$A \geq 0,28 L \times \frac{400}{f_e} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Le règlement RPS 2000 exige pour les chaînages horizontaux une section minimale d'acier égale à 3 cm^2 ; soit 4 HA 10 = 3.14 cm^2 ligaturés avec des cadres HA 8 avec un espacement de 15 cm.

b- Calcul au 2ème niveau :

La hauteur nette de l'étage, $h_e = 1.05 \text{ m}$.

Détermination de la longueur de flambement :

Le voile étant encastré en pied et en tête avec le plancher d'un seul côté, ainsi :

$$L_f = 0,85 \times l = 0,89 \text{ m}$$



On calcule ainsi l'élanement :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 10 \leq \lambda_{lim} = 80$$

b-1- Justifications sous sollicitations normales :

En supposant que la moitié de la charge sera appliquée après 90 jours, et puisque $\lambda \leq 50$, donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,836$$

Ainsi, en employant la section minimale d'armatures prescrite par le PS 92 [11.352]:

On obtient : $N_{u\lim} = 1301,30 T$

La contrainte limite ultime est :

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_{u\lim}}{ab} = 18,07 Mpa$$

- Justification au niveau 1 à mi-hauteur du mur :

On vérifie que :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 1,64 Mpa \leq \sigma_{ulim}$$

- Justification au niveau 2 juste au-dessous du plancher :

On vérifie que :

On a :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} + \frac{2R_{poutre1}}{ab_{poutre1} \left(2 - \frac{a}{h_{poutre1}} \right)} + \frac{2R_{poutre2}}{ab_{poutre2} \left(2 - \frac{a}{h_{poutre2}} \right)}$$

Donc :

$$\sigma_u = 1,4 + 0,51 + 1,25 = 3,12 Mpa \leq \frac{18,07}{0,836} = 21,63 Mpa$$

- Vérification du voile à la flexion composée :



Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [G1 + G2 + 0.3Q + E], le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 21 : Vérification à la flexion composée au deuxième niveau

	N (t)	M (t.m)	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_{max} (MPa)	X (m)	F (T)	As (cm ²)
ACC1	96,82	40,1	2,74	-0,05	2,74	0,04	-0,03	0,01
ACC2	94,74	19,15	1,98	0,65	1,98	0	0	comprimé
ACC3	93,6	16,3	1,87	0,73	1,87	0	0	comprimé
ACC4	95,7	37,2	2,62	0,04	2,62	0	0	comprimé
ACC5	90,71	44,42	2,8	-0,28	2,8	0,22	-0,93	0,19
ACC6	82,63	-28,1	0,17	2,12	2,12	0	0	comprimé
ACC7	89,55	41,6	2,69	-0,2	2,69	0,17	-0,5	0,1
ACC8	95,83	44,9	2,89	-0,23	2,89	0,18	-0,6	0,12
ACC9	83,8	-25,3	0,29	2,04	2,04	0	0	comprimé

La contrainte maximale de compression du béton étant :

$$\sigma_{bmax} = 2,89 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 18,07 \text{ Mpa}$$

La section ainsi obtenue est à regrouper dans un potelet de dimensions a et d' :

On a :

$$\sigma_{bc} = \min\left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 18,07 \text{ Mpa}, n = 2,89 \text{ Mpa}$$

Donc : $d' = 0,3 \text{ m}$

La section d'armatures étant celle minimale exigée par le RPS 2000 :

$$A_s = 14,40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ HA16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures est de 13 cm celui-ci vérifie le minimum dicté par le RPS 2000.

Ces armatures sont tenues horizontalement par un cadre + deux épingles HA 6.

- Ferrailage vertical à l'effort normal

$$\rho_v = \max\left(0,001; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1\right)\right)$$

Avec : $\theta = 1.4 \text{ mur de rive}$



Et $\sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 2,12 \text{ Mpa}$

On trouve pour notre cas :

$\rho_v = 0,001 < \rho_{\min} = 1 \% \text{ [PS 92 / 11.352]}$

On retient donc la valeur minimale :

$A_v = \rho_v \times b \times L = 0,01 \times 0,3 \times 2,4 = 54 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_{CNF} = 0,23 \times a \times b \times \frac{ft28}{fe} = 6,96 \text{ cm}^2$

On adopte : $A = 54 \text{ cm}^2$ soit 36 HA 14 = 55,42 cm²

Soit 18 HA 14 sur chaque face du voile, à disposer sur une largeur de $2,4 - 2 \times 0,3 = 1,80 \text{ m}$ avec un espacement 11 cm.

- Ferraillage horizontal parallèle aux faces du mur

$$\rho_h = \max \left(\frac{2\rho_v}{3} ; 0,001 \right) = 0,007 > 0,2 \%$$

On prend donc :

$A_h = \rho_h \times a \times 100 = 0,007 \times 0,3 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$

Soit 18 HA 12 = 20,36 cm² Sur une hauteur de 1 m, ce qui donne 9 HA 12 sur chaque face avec un espacement de 11 cm vérifiant le minimum exigé par le RPS 2000.

b-2- Justifications sous sollicitations tangentes :

- Vérification du cisaillement :

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [G1 + G2 + 0.3Q + E], le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 22 : Vérification du cisaillement au deuxième niveau

N (T)	M (T,m)	V (T)	σ (Mpa)	αN	V* (T)	τ* (Mpa)	αV	Mlim (T)	τ1 (Mpa)	τ2 (Mpa)	τ3 (Mpa)	τlim (Mpa)
96,82	40,1	25,82	1,34	0,17	30,98	0,48	0,54	79,05	0,94	1,13	1,77	1,77
94,74	19,15	11,22	1,32	0,08	13,46	0,21	0,59	78,22	0,85	1,13	1,61	1,61
93,6	16,3	9,1	1,30	0,07	10,92	0,17	0,62	77,76	0,80	1,12	1,53	1,53
95,7	37,2	23,65	1,33	0,16	28,38	0,44	0,55	78,60	0,93	1,13	1,74	1,74



90,71	44,42	10,34	1,26	0,20	12,41	0,19	1,49	76,60	0,33	1,12	0,74	1,05
82,63	-28,1	40,5	1,15	-0,14	48,60	0,75	-0,24	73,37	-1,96	1,10	-3,09	1,05
89,55	41,6	8,17	1,24	0,19	9,80	0,15	1,77	76,14	0,28	1,12	0,65	1,05
95,83	44,9	23,55	1,33	0,20	28,26	0,44	0,66	78,65	0,76	1,13	1,47	1,47
83,8	-25,3	38,32	1,16	-0,13	45,98	0,71	-0,23	73,84	-2,07	1,11	-3,28	1,05

On vérifie pour toutes les combinaisons : $\tau^* \leq \tau_{lim}$, on n'a pas besoin donc des armatures pour le cisaillement.

- Vérification du non glissement :

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [$G1 + G2 + 0.3Q + E$], le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 23 : Vérification du non glissement au deuxième niveau

	x (m)	Fb (T)	Vlim (T)	V* (T)	
ACC1	2,36	0,97	304,69	30,984	ok
ACC2	2,40	0,95	305,58	13,464	ok
ACC3	2,40	0,94	305,58	10,920	ok
ACC4	2,40	0,96	305,59	28,380	ok
ACC5	2,18	0,92	300,72	12,408	ok
ACC6	2,40	0,83	305,50	48,600	ok
ACC7	2,23	0,90	301,87	9,804	ok
ACC8	2,22	0,96	301,72	28,260	ok
ACC9	2,40	0,84	305,51	45,984	ok

b-3- Dispositions des armatures

Selon le DTU 23.1 [4.2.2.5], puisque le diamètre des armatures verticales est supérieur à 12 mm donc les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à : $15 \times \phi_v = 21 \text{ cm}$, ces armatures sont des épingles de diamètre 6 mm puisque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.



b-4- Chaînage au niveau des planchers

La section A en cm² des aciers de chaînage doit être telle que :

$$A \geq 0,28 L \times \frac{400}{f_e} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Le règlement RPS 2000 exige pour les chaînages horizontaux une section minimale d'acier égale à 3 cm^2 ; soit 4 HA 10 = $3,14 \text{ cm}^2$ ligaturés avec des cadres HA 8 avec un espacement de 15 cm.

c- Calcul au 3ème niveau :

La hauteur de l'étage étant variable : $h_{e1} = 3,00 \text{ m}$ et $h_{e2} = 1,96 \text{ m}$. On calcule ainsi la partie rectangulaire de hauteur 1,96 m puis on prolonge les armatures vers la partie triangulaire.

- **Détermination de la longueur de flambement :**

Le voile étant encastré en pied et en tête avec le plancher d'un seul côté, ainsi :

$$L_f = 0,85 \times l = 1,67 \text{ m}$$

On calcule ainsi l'élanement :

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{a} = 19 \leq \lambda_{lim} = 80$$

c-1- Justifications sous sollicitations normales :

En supposant que la moitié de la charge sera appliquée après 90 jours, et puisque $\lambda \leq 50$, donc :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,802$$

Ainsi, en employant la section minimale d'armatures prescrite par le PS 92 [11.352]:

$$A_{min} = \frac{1}{100} \times ab$$

On obtient : $N_{u,lim} = 1248,43 \text{ T}$

La contrainte limite ultime est :

$$\sigma_{ulim} = \frac{N_u lim}{ab} = 17,34 \text{ Mpa}$$

- Justification au niveau 1 à mi-hauteur du mur :

On vérifie que :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 0,95 \text{ Mpa} \leq \sigma_{ulim}$$

- Justification au niveau 2 juste au-dessous du plancher :

On vérifie que :

On a :

$$\sigma_u = \frac{N_u}{ab} + \frac{2R_{plancher}}{a \times 1} + \frac{2R_{poutre}}{ab_{poutre2} \left(2 - \frac{a}{h_{poutre2}} \right)}$$

Donc :

$$\sigma_u = 1,1 + 0,39 + 3,19 = 4,68 \text{ Mpa} \leq \frac{17,34}{0,802} = 21,63 \text{ Mpa}$$

- Vérification du voile à la flexion composée :

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [G1 + G2 + 0.3Q + E], le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 24 : Vérification à la flexion composée au troisième niveau

	N (t)	M (t.m)	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	σ_{max} (MPa)	X (m)	F (T)	As (cm ²)
ACC1	66,82	55,65	2,86	-1,00	2,86	0,62	-9,39	1,88
ACC2	64,93	36,43	2,17	-0,36	2,17	0,34	-1,88	0,38
ACC3	64,1	33,33	2,05	-0,27	2,05	0,28	-1,11	0,22
ACC4	65,93	52,55	2,74	-0,91	2,74	0,60	-8,15	1,63
ACC5	60,41	49,6	2,56	-0,88	2,56	0,62	-8,15	1,63
ACC6	53,21	-17,6	0,13	1,35	1,35	0,00	0,00	Comprimé
ACC7	59,52	46,5	2,44	-0,79	2,44	0,59	-6,92	1,38
ACC8	65,91	55,84	2,85	-1,02	2,85	0,63	-9,72	1,94
ACC9	54,11	-14,5	0,25	1,26	1,26	0,00	0,00	Comprimé



La contrainte maximale de compression du béton étant :

$$\sigma_{bmax} = 2,86 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = \min\left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 17,34 \text{ Mpa}$$

La section ainsi obtenue est à regrouper dans un potelet de dimensions a et d' :

On a :

$$\sigma_{bc} = \min\left(\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}; \sigma_{ulim}\right) = 17,34 \text{ Mpa}, n = 2,86 \text{ Mpa}$$

Donc : $d' = 0,3 \text{ m}$

La section d'armatures étant celle minimale exigée par le RPS 2000 :

$$A_s = 14,40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8 \text{ HA16} = 16,08 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures est de 13 cm celui-ci vérifie le minimum dicté par le RPS 2000.

Ces armatures sont tenues horizontalement par un cadre + deux épingles HA 6.

- Ferraillage vertical à l'effort normal

$$\rho_v = \max\left(0,001; 0,0015 \times \frac{400 \times \theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{ulim}} - 1\right)\right)$$

Avec : $\theta = 1,4 \text{ mur de rive}$

$$\text{Et } \sigma_u = \frac{N_u}{ab} = 1,36 \text{ Mpa}$$

On trouve pour notre cas :

$$\rho_v = 0,001 < \rho_{\min} = 1 \% \text{ [PS 92 / 11.352]}$$

On retient donc la valeur minimale :

$$A_v = \rho_v \times b \times L = 0,01 \times 0,3 \times 2,4 = 54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} = 0,23 \times a \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 36 \text{ HA } 14 = 55,42 \text{ cm}^2$

Soit 18 HA 14 sur chaque face du voile, à disposer sur une largeur de $2,4 - 2 \times 0,3 = 1,80 \text{ m}$ avec un espacement 11 cm.



- Ferraillage horizontal parallèle aux faces du mur

$$\rho_h = \max \left(\frac{2\rho_v}{3} ; 0,001 \right) = 0,007 > 0,2 \%$$

On prend donc :

$$A_h = \rho_h \times a \times 100 = 0,007 \times 0,3 \times 100 = 20 \text{ cm}^2$$

Soit 18 HA 12 = 20,36 cm² Sur une hauteur de 1 m, ce qui donne 9 HA 12 sur chaque face avec un espacement de 11 cm vérifiant le minimum exigé par le RPS 2000.

c-2- Justifications sous sollicitations tangentes :

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [G1 + G2 + 0.3Q + E], le tableau suivant détaille le calcul :

- Vérification du cisaillement :

Tableau 25 : Vérification du cisaillement au troisième niveau

N (T)	M (T,m)	V (T)	σ (Mpa)	αN	V^* (T)	τ^* (Mpa)	αV	Mlim (T)	τ_1 (Mpa)	τ_2 (Mpa)	τ_3 (Mpa)	τ_{lim} (Mpa)
66,82	55,65	43,56	0,93	0,35	52,27	0,81	0,44	67,05	0,97	1,08	1,76	1,76
64,93	36,43	34,11	0,90	0,23	40,93	0,63	0,37	66,29	1,15	1,07	1,92	1,92
64,1	33,33	32,53	0,89	0,22	39,04	0,60	0,36	65,96	1,19	1,07	1,92	1,92
65,93	52,55	42	0,92	0,33	50,40	0,78	0,43	66,69	0,99	1,07	1,78	1,78
60,41	49,6	45,88	0,84	0,34	55,06	0,85	0,38	64,48	1,10	1,06	1,90	1,90
53,21	-17,6	12,81	0,74	-0,14	15,37	0,24	-0,48	61,60	-0,83	1,05	-1,27	1,05
59,52	46,5	44,3	0,83	0,33	53,16	0,82	0,36	64,13	1,13	1,06	1,89	1,89
65,91	55,84	45,85	0,92	0,35	55,02	0,85	0,42	66,68	1,01	1,07	1,83	1,83
54,11	-14,5	14,4	0,75	-0,11	17,28	0,27	-0,35	61,96	-1,14	1,05	-1,79	1,05

On vérifie pour toutes les combinaisons : $\tau^* \leq \tau_{lim}$, on n'a pas besoin donc des armatures pour le cisaillement.

- Vérification du non glissement :

Cette vérification est à faire pour les combinaisons de l'ELA [G1 + G2 + 0.3Q + E], le tableau suivant détaille le calcul :

Tableau 26 : Vérification du non glissement au troisième niveau

	x (m)	Fb (T)	Vlim (T)	V* (T)	
ACC1	1,78	0,76	291,70	52,272	ok
ACC2	2,06	0,67	297,79	40,932	ok
ACC3	2,12	0,65	299,27	39,036	ok
ACC4	1,80	0,74	292,26	50,400	ok
ACC5	1,78	0,69	291,83	55,056	ok
ACC6	2,40	0,53	305,29	15,372	ok
ACC7	1,81	0,66	292,47	53,160	ok
ACC8	1,77	0,76	291,48	55,020	ok
ACC9	2,40	0,54	305,30	17,280	ok

c-3- Dispositions des armatures

Selon le DTU 23.1 [4.2.2.5], puisque le diamètre des armatures verticales est supérieur à 12 mm donc les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à : $15 \times \phi_v = 21 \text{ cm}$, ces armatures sont des épingle de diamètre 6 mm puisque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.

c-4- Chaînage au niveau des planchers

La section A en cm² des aciers de chaînage doit être telle que :

$$A \geq 0,28 L \times \frac{400}{f_e} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Le règlement RPS 2000 exige pour les chaînages horizontaux une section minimale d'acier égale à 3 cm^2 ; soit 4 HA 10 = 3.14 cm^2 ligaturés avec des cadres HA 8 avec un espacement de 15 cm.

Conclusion 1:

1- La section obtenue pour la flexion composée :

Tableau 27 : Récapitulatif du ferrailage à la flexion composée

1 ^{er} niveau	6 HA20 = $18,84 \text{ cm}^2$	potelet : $a \text{ et } d' = 0,3 \text{ m}$	cadre + épingle HA 6
------------------------	-------------------------------	---	-------------------------



2 ^{ème} niveau	8 HA16 = 16,08 cm ²	potelet : $a \text{ et } d' = 0,3 \text{ m}$	cadre + deux épingles HA 6
3 ^{ème} niveau	8 HA16 = 16,08 cm ²	potelet : $a \text{ et } d' = 0,3 \text{ m}$	cadre + deux épingles HA 6

2- Ferrailage vertical :

Tableau 28 : Récapitulatif du ferrailage vertical

1, 2 et 3 ^{ème} niveau	36 HA 14 = 55,42 cm ²	18 HA 14 sur chaque face du voile	à disposer sur $l = 1.80 \text{ m}$ avec un espacement 10 cm.
---------------------------------	----------------------------------	---	--

3- Ferrailage horizontal parallèle aux faces du mur :

Tableau 29 : Récapitulatif du ferrailage horizontal

1, 2 et 3 ^{ème} niveau	18 HA 12 = 20,36 cm ²	9 HA 12 sur chaque face	à disposer sur $h = 1.00 \text{ m}$ avec un espacement 11 cm.
---------------------------------	-------------------------------------	----------------------------	--

4- Ferrailage à l'effort tranchant à disposer pour la 1^{ère} partie :

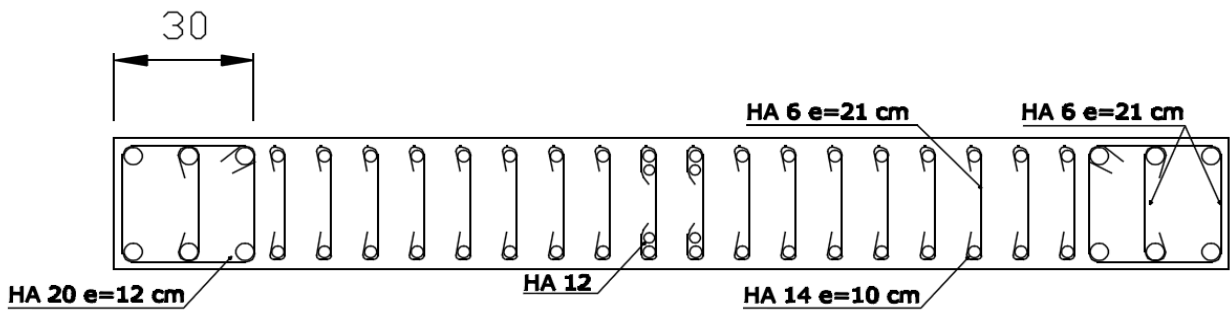
➤ Vérification du cisaillement :

On dispose les armatures verticalement : 4 HA 12 = 4.52 cm².

5- Ferrailage transversal sur toute la hauteur du voile :

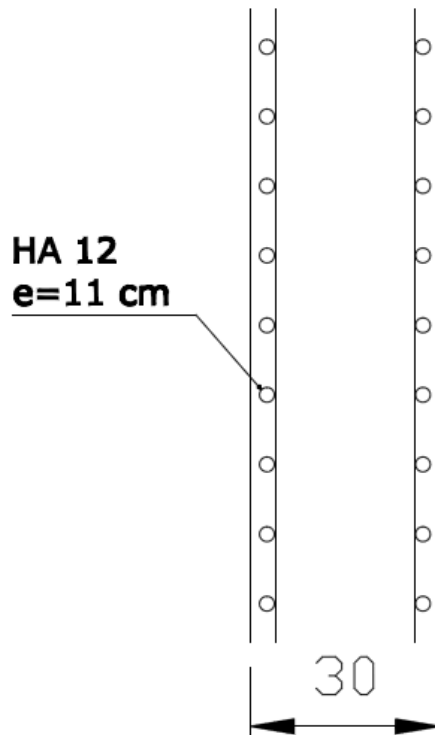
Les armatures transversales qui sont des épingles de diamètre 6 mm doivent tenir toutes les barres avec un espacement de 21 cm.

Schémas de ferrailage :



Coupe transversale du voile - partie 1-

Figure 20 : Ferrailage du voile -coupe transversale-



Coupe longitudinale du voile - partie 1-

Figure 21 : Ferrailage du voile -coupe longitudinale-

7-5- Calcul des escaliers du vomitoire :

Il s'agit des escaliers permettant l'accès aux tribunes. On a choisi des escaliers à paillasse dont les dimensions sont les suivants :

épaisseur de paillasse = 20 cm

Hauteur de la marche = 16 cm

La formule de Blondel étant vérifiée :

$$58 \leq g + 2 \times h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm} \leq 64$$

L'inclinaison des escaliers est de 27.5°.

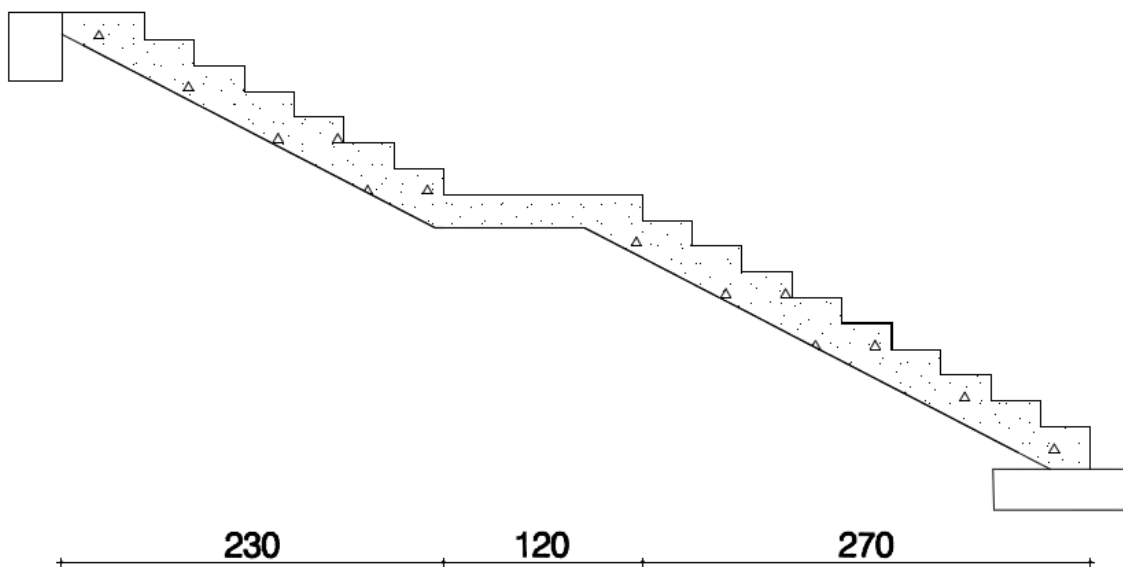


Figure 22 : Schéma des escaliers (dimensions en cm)

Le calcul des escaliers se ramène au calcul d'une poutre horizontale de portée égale à celle horizontale des escaliers. Des aciers longitudinaux et transversaux de répartition arment la dalle inclinée qui constitue la paillasse. Il n'y a pas lieu d'armer les marches. Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse nous pourrions admettre que ce poids propre est uniformément réparti.

En effet :

La charge q peut se décomposer :

- $q \cos(\alpha)$ perpendiculairement à la paillasse ;
- $q \sin(\alpha)$ dans le sens de la paillasse.

La charge du mètre courant incliné n'est que $q^2 \cos(\alpha)$; le moment de flexion dans la paillasse est donc :

$$M = \frac{q(\cos \alpha)^2}{8} \times \left(\frac{l}{\cos \alpha} \right)^2 = \frac{ql^2}{8}$$

C'est-à-dire que le moment dans la paillasse inclinée est le même que celui de la poutre de même portée horizontale et chargée de q .

Pour l'effort tranchant :

$$T = \frac{1}{2} q (\cos \alpha)^2 \times \left(\frac{l}{\cos \alpha} \right) = \frac{1}{2} ql \cos \alpha$$

La composante $q \sin \alpha$ est un effort normal par unité de longueur horizontale. L'effort total vaut $ql \sin \alpha$. Si on admet que les conditions d'appuis sont identiques en haut et en bas, il en résulte deux efforts $\frac{1}{2} ql \sin \alpha$ à chaque extrémité donnant, avec l'effort tranchant $\frac{1}{2} ql \cos \alpha$ une résultante $\frac{1}{2} ql$ verticale bien entendu. Ceci implique à partir de l'axe de la paillasse un effort normal de traction variant de 0 à $\frac{1}{2} ql \sin \alpha$ et une même distribution en compression dans la moitié inférieure. Pratiquement il n'y a pas lieu d'en tenir compte pour la paillasse, les contraintes correspondantes étant très faibles.

Pour notre cas :

$$\frac{1}{2} ql \sin \alpha = 0,33 T$$

Ainsi, la contrainte :

$$\sigma = \frac{2,67 \times 0,01}{0,2 \times 1} = 0,134 \text{ Mpa}$$

Est négligeable aussi bien en traction qu'en compression.

Les charges appliquées sont :

- Permanentes :

Au niveau de la volée d'escaliers :

$$g_1 = \left(\frac{0,20}{\cos \alpha} + \frac{0,16}{2} \right) \times 2,5 = 8,69 T/m^2$$

Au niveau de la volée d'escaliers :

$$g_1 = 0,20 \times 2,5 = 0,500 T/m^2$$

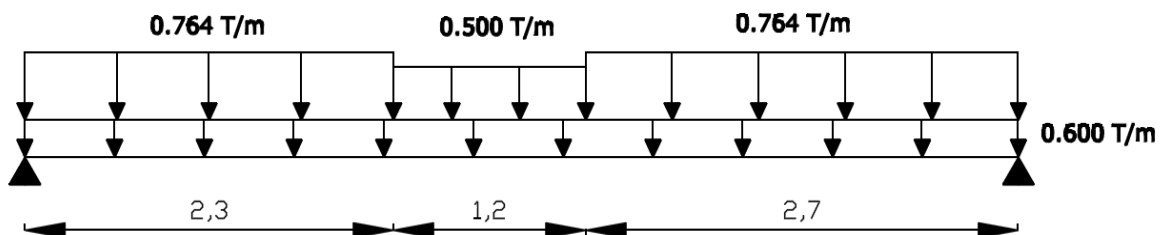


Figure 23 : Schéma statique des escaliers

Ainsi, on obtient les sollicitations suivantes pour la combinaison ELU :



$$M_u = 8,69 T.m$$

$$T_u = 5,79 T$$

Calcul du ferrailage :

La hauteur utile est :

$$d = 0.2 - 0.02 - \frac{0.01}{2} = 0,175 m$$

La condition suivante étant vérifiée :

$$d = 0,175 \geq \sqrt{\frac{M_u}{\mu_r b \sigma_{bc}}} = 0,13 m$$

Le détail de calcul est le suivant :

Tableau 30 : Calcul du ferrailage des escaliers

μ	0,200
α	0,282
$z (m)$	0,155
$A_{st}(cm^2)$	12,870
$A_{trans} = \frac{A_{st}}{4} (cm^2)$	3,217
A_{st}	9 HA 14 par m
Espacement (cm)	16
A_{trans}	5 HA 10 par m
Espacement (cm)	25

La contrainte tangente étant inférieure à la valeur limite :

$$\tau_u = 0,33 \leq \tau_{lim} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 1,17 Mpa$$

D'après l'article [A.5.2.2 BAEL 91], aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

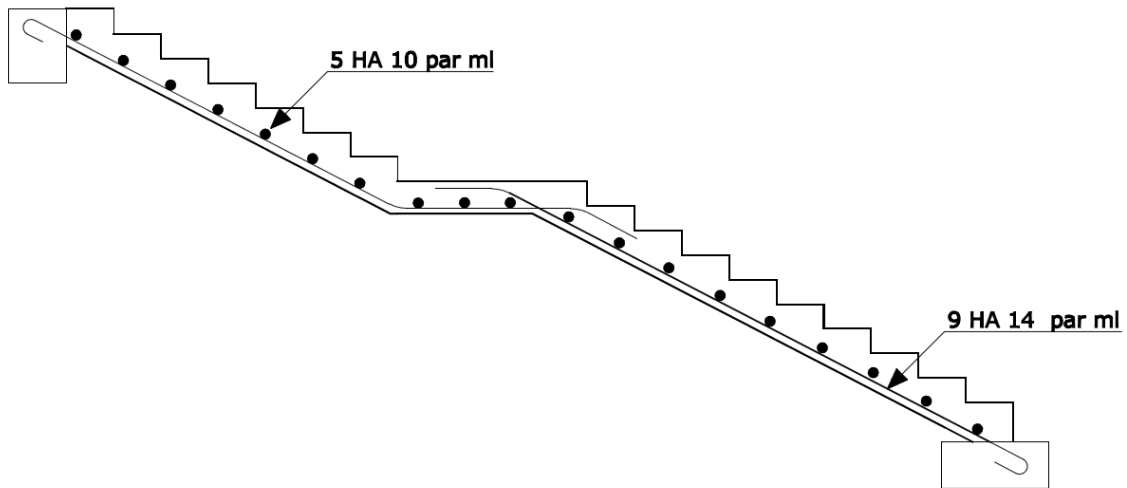


Figure 24 : Ferrailage des escaliers

7-6- Calcul détaillé des gradins :

a- Forme :

Notre but étant de choisir une forme optimisée qui est à la fois résistante (en statique et en dynamique), économique et facile à mettre en œuvre (afin de réduire les délais de la construction), nous avons choisi la forme de la figure.

Les gradins seront réalisés en éléments préfabriqués en béton armé, face vue coulée en fond de moule.

Chaque élément comportera une marche avec une pente de 1% pour l'écoulement de l'eau, et une contre marche avec un talon de 10cm. L'épaisseur du béton sera de 15cm.

Les gradins seront posés sur les poutres crémaillères en commençant par l'élément le plus haut, la marche de chaque élément reposant sur le talon de l'élément précédent.

b- Caractéristiques géométriques de la section :

Les dimensions de la section des gradins sont données par la figure suivante :

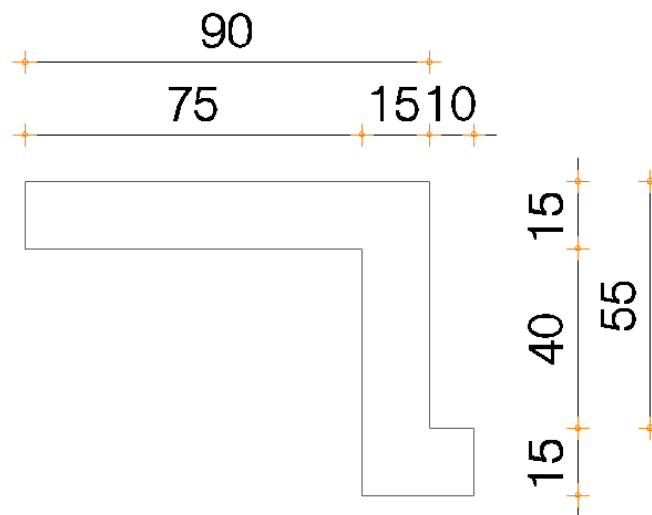


Figure 25 : Section des gradins

On en déduit les caractéristiques de la section non fissurée:

L'aire de la section : $A = 2325 \text{ cm}^2$

La distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité :

$$V_1 = 23.5 \text{ cm}$$

$$V_2 = 46.5 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie (repère central): $I = 1\,107\,666.33 \text{ cm}^4$

Les modules élastiques de flexion :

$$I / V_1 = 47\,134.77 \text{ cm}^3$$

$$I / V_2 = 23\,820.78 \text{ cm}^3$$

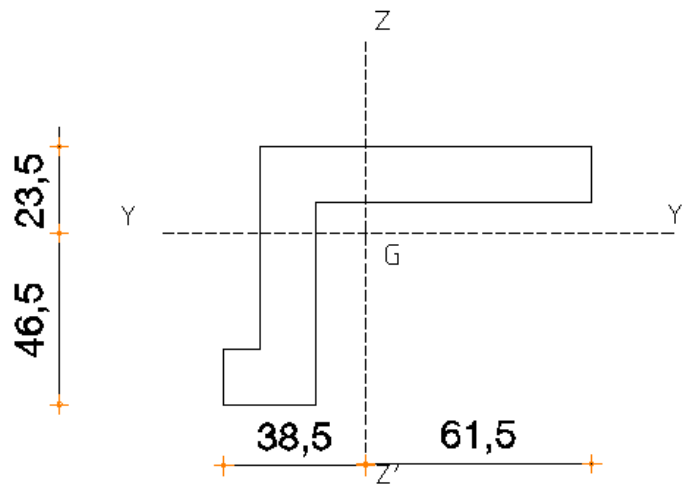


Figure 26 : Caractéristiques de la section

Dans notre structure, on aura à faire à 3 portées différentes entre-axes des portiques : 4.30m, 5.40m et 6.60m. En effet, on a :

- 78 poutres de portée 6.60m
- 32 poutres de portée 4.30m
- 26 poutres de portée 5.40m

Dans ce qui suit, on n'étudiera que les poutres-gradins à 6.60m de portée, qui sont les plus défavorables et qui constituent la majorité des gradins. Ces poutres préfabriquées seront justifiées :

- En phases provisoires :



- Phase de manutention
- Phase de stockage
- Phase de mise en place
- Et en phase définitive, dans les conditions d'exploitation de l'ouvrage.

c- Justification en phases provisoires :

Afin d'économiser aussi bien sur les délais que sur les coffrages qui seront spécifiquement conçus pour notre projet, le décoffrage sera effectué 6 jours après le coulage du béton. Le nombre de coffrages à avoir sera fonction du délai global du projet. A titre d'exemple, si on a :

5 coffrages pour les poutres de 6.60 m

2 coffrages pour les poutres de 5.40 m

2 coffrages pour les poutres de 4.30 m

On aura besoin de 96 jours pour produire toutes les poutres préfabriquées. Si l'on souhaite encore réduire la durée à 2 mois, on aura besoin de 8 coffrages de 6.60 m, 3 coffrages de 5.40 m, et 4 coffrages de 4.30 m.

Phases de manutention et de stockage :

Comme on l'a mentionné ci-avant, ces phases auront lieu à 6 jours d'âge du béton. A ce stade, l'espacement entre les points d'appui est déterminé de manière à ce qu'il n'y est **pas de fissuration sous l'effet du poids propre seul**. Cet effet est majoré de 30 à 50% pour tenir compte :

- De l'incertitude sur la répartition des efforts entre les points de levage,
- Des effets dynamiques ou de ventouse au démoulage,
- Du vent...

$$\frac{(1.3 \text{ à } 1.5)M_{g1}}{I/V} \leq \frac{f_{tj}}{2}$$

(j étant l'âge du béton au moment de la phase considérée)

Caractéristiques du béton :

D'après la relation empirique :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

Ainsi, à 6 jours :

$$f_{c6} = \frac{6}{4.76 + 0.83 * 6} f_{c28} = 15.40 \text{ Mpa}$$

D'où $f_{t6} = 0.6 + 0.06 * 15.40 = 1.524 \text{ Mpa}$

Sollicitations :

Après avoir vérifié les poutres-gradins pour différents nombres de travées, on a choisi une poutre à trois travées qui nous met largement en sécurité :

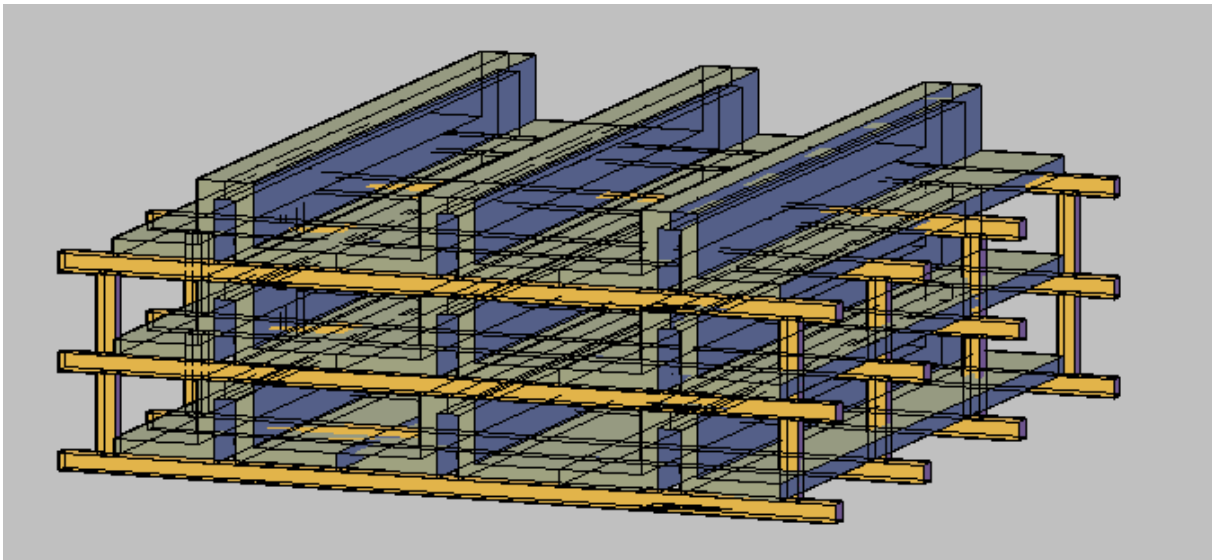


Figure 27 : Stockage des gradins préfabriqués

On a :

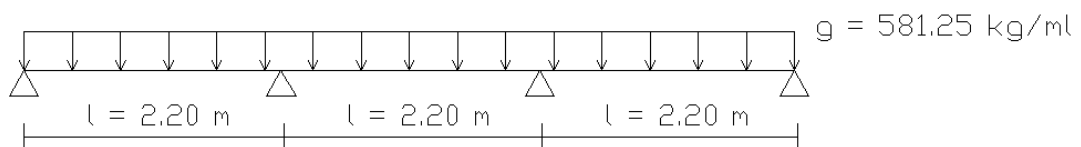


Figure 28 : Schéma statique lors de la phase stockage



$$M_{travée} = 2pl^2/25$$

$$M_{appui} = -pl^2/10$$

Avec $p = 581.25 \text{ kg/ml}$ et $l = 2.20 \text{ m}$ (pour les poutres de portée 6.60 m)

On a $M_{travée} = 225.06 \text{ kg.m}$ et $M_{appui} = -281.33 \text{ kg.m}$

Vérification :

En travée :
$$\frac{1.5M_{travée}}{I/V_1} = 0.09 \text{ Mpa} \leq \frac{f_{tj}}{2} = 0.762 \text{ Mpa}$$

Sur appui :
$$\frac{1.5M_{appui}}{I/V_2} = 0.18 \text{ Mpa} \leq \frac{f_{tj}}{2} = 0.762 \text{ Mpa}$$

Phase de mise en place :

La mise en place sera effectuée à 28 jours. Les poutres gradins seront posées sans étais :

En plus du poids propre de la poutre, il faut prévoir une charge du chantier concentrée au milieu (ou entre les étais s'ils existent) égale à :

$$Q_{chantier} = \max \left\{ \begin{array}{l} 100 \text{ kg} \\ 50 \text{ kg/ml} \end{array} \right. = 50 * 6.60 = 330 \text{ kg}$$

Ainsi :

$$M_{u,chantier} = 1.35 \left(581.25 * \frac{6.60^2}{8} \right) + 1.5 \left(330 * \frac{6.60}{4} \right) = 5.09 \text{ T.m} < M_{u,déf}$$

$$M_{s,chantier} = \left(581.25 * \frac{6.60^2}{8} \right) + \left(330 * \frac{6.60}{4} \right) = 3.71 \text{ T.m} < M_{s,déf}$$

$$V_{u,chantier} = 1.35 \left(581.25 * \frac{6.60}{2} \right) + 1.5 \left(\frac{330}{2} \right) = 2.84 \text{ T} < V_{u,déf}$$



$$q = 0.6 * 0.90 = 0.54 \text{ T/ml}$$

Calcul des sollicitations :

$$M_U = \frac{(1.35g + 1.5q) * L^2}{8} = 8.7 \text{ T.m}$$

$$M_S = \frac{(g + q) * L^2}{8} = 6.11 \text{ T.m}$$

$$V_U = \frac{(1.35g + 1.5q) * L}{2} = 5.3 \text{ T}$$

Calcul des armatures principales de flexion :

ELU :

$$\mu = \frac{8.7 * 10^4}{15 * 63^2 * 14.17} = 0.104$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.104}) = 0.137$$

$$Z = 63(1 - 0.4 * 0.137) = 59.55 \text{ cm}$$

$$A_{St} = \frac{8.7 * 10^4}{59.55 * 434.8} = 3.36 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * 500 ; 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right) = 202 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{6.11 * 10^4}{15 * 63^2 * 202} = 0.00508$$

$$k_1 = 29.64 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.888$$

$$\sigma_b = \frac{202}{29.64} = 6.8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$



$$A = \frac{6.11 \cdot 10^4}{0.888 \cdot 63 \cdot 202} = 5.41 \text{ cm}^2$$

soit une section de 4 HA14 = 6.15cm²

Calcul des armatures de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{5.3 \cdot 10^{-2}}{0.15 \cdot 0.63} = 0.56 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{25}{1.5}; 5 \text{ Mpa}\right) = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{donc} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$S_t \leq \min(0.9 \cdot 63; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{700}{35}; 16; \frac{150}{10}\right) = 15 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 15 \cdot \frac{1.15(0.56 - 0.3 \cdot 2.1 \cdot 1)}{0.9 \cdot 500} = -0.003 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1.15}{500} \max\left(\frac{0.56}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) = 0.012 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Pour $S_t = 30 \text{ cm}$: $A_t = 0.36 \text{ cm}^2$

Pour $S_t = 40 \text{ cm}$: $A_t = 0.48 \text{ cm}^2$

On prendra des $\phi 6$ à un espacement de 30 cm.

Armatures de relevage des charges appliquées en partie inférieure :

La charge appliquée sur le talon de la poutre est de :

$$p_u = 1.35 \left(p_3 + \frac{p_4}{2}\right) + \frac{1.5Q}{2} = 0.671 \text{ T/ml}$$

Les armatures nécessaires au relevage de ces armatures sont données par :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{relevage}} = \frac{p_u}{f_e/\gamma_s} = 0,00154 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Armatures de peau:

La fissuration étant préjudiciable, on prendra 3 cm²/mètre de parement, soit 6 HA8 /mètre de parement.

Calcul des sections AA' et BB' :

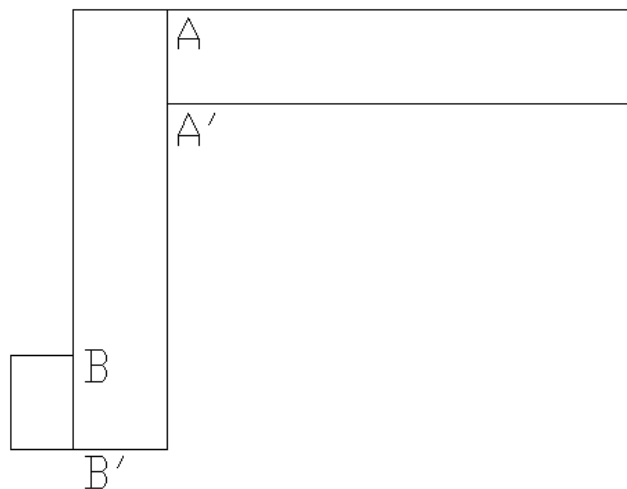


Figure 30 : Sections AA' & BB'

Section AA' :

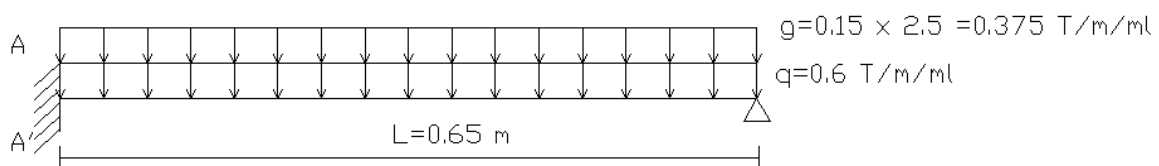


Figure 31 : Schéma statique de la partie supérieure des gradins

ELU :

$$M_U = \frac{(1.35g + 1.5q) * L^2}{8} = 74.46 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{744.6}{100 * 12^2 * 14.17} = 0.044$$



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.044}) = 0.056$$

$$Z = 12(1 - 0.4 * 0.056) = 11.73 \text{ cm}$$

$$A_{St} = \frac{744.6}{11.73 * 434.8} = 0.146 \text{ cm}^2/ml \ll 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2/ml$$

ELS :

$$M_s = \frac{(g + q) * L^2}{8} = 51.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{515}{100 * 12^2 * 202} = 0.000177$$

$$k_1 = 193.3 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.976$$

$$\sigma_b = \frac{202}{193.3} = 1.04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{515}{0.976 * 12 * 202} = 0.22 \text{ cm}^2/ml \text{ très négligeable}$$

Effort tranchant :

$$V_u = \frac{5pl}{8} = 0.573 \text{ T/ml}$$

$$\tau_u = \frac{0.573 * 10^{-2}}{1.00 * 0.12} = 0.048 \text{ Mpa/ml} < 0.05 * 25 = 1.25 \text{ Mpa}$$

Donc il n'y a pas lieu de mettre d'armatures transversales.

Section BB' :

$$g = 2.5 * \left(2 * 0.10 * 0.15 + \frac{0.65}{2} * 0.15 \right) = 0.197 \text{ T/ml}$$



$$q = \left(0.1 + \frac{0.65}{2}\right) * 0.6 = 0.255 \text{ T/ml}$$

ELU :

$$M_U = 0.1 * (1.35 * 0.197 + 1.5 * 0.255) = 65 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{650}{100 * 12^2 * 14.17} = 0.038$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.038}) = 0.048$$

$$Z = 12(1 - 0.4 * 0.048) = 11.77 \text{ cm}$$

$$A_{St} = \frac{650}{11.77 * 434.8} = 0.127 \text{ cm}^2/\text{ml} \ll 2\Phi6 = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$M_S = 0.1 * (0.197 + 0.255) = 45.2 \text{ kg.m/ml}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ Mpa}$$

$$\mu_1 = \frac{452}{100 * 12^2 * 202} = 0.000155$$

$$k_1 = 212.3 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.978$$

$$\sigma_b = \frac{202}{212.3} = 0.95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{452}{0.978 * 12 * 202} = 0.19 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ très négligeable}$$



Partie II

Couverture métallique

1- Conception de la couverture

1-1- Conception architecturale :

Les plans de l'architecte ont donné la conception suivante :

Afin de permettre une bonne visibilité de la pelouse à tous les spectateurs, aucun obstacle ne doit constituer une gêne à la vue de n'importe quelle position des tribunes : la couverture est alors entièrement en porte-à-faux.

Elle est constituée par une suite de voûtes à concavité vers le bas et à section variable (le surbaissement varie de 3.00m / 15.20m à 0.61m / 4.93m), intercalées par des voûtes à concavité vers le haut (de surbaissement variant de 0.00 / 0.00 à 1.61m / 11.54m).

Ces voûtes sont supportées par un système de traverses dans le sens perpendiculaire à la ligne de faîtage, qui sont à leur tour supportées par une alternance de poutres en console et de systèmes de tirants-butants.

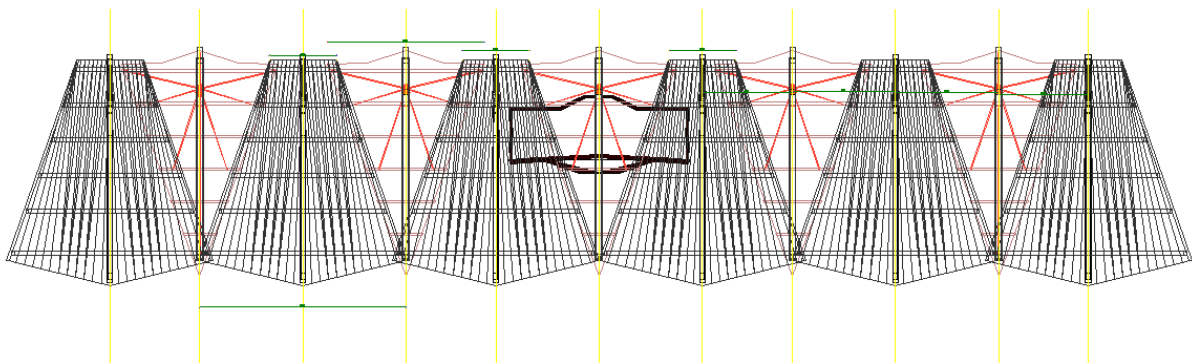


Figure 32 : Conception architecturale de la couverture (vue d'en haut)

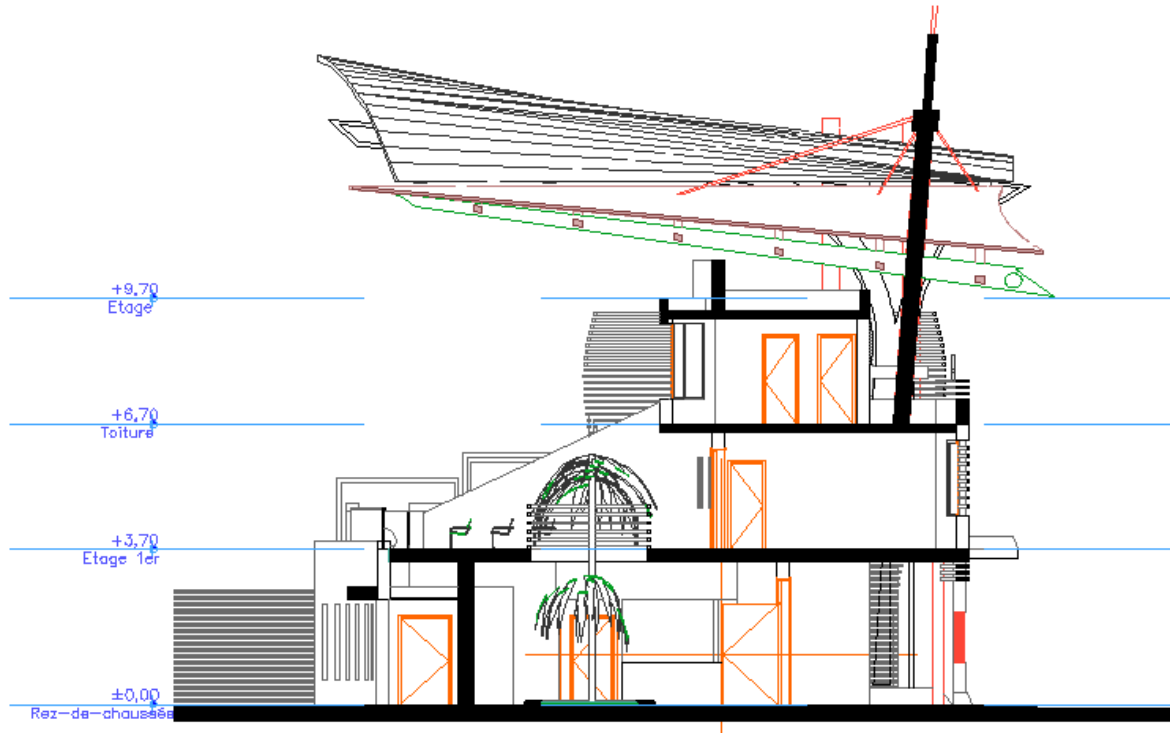
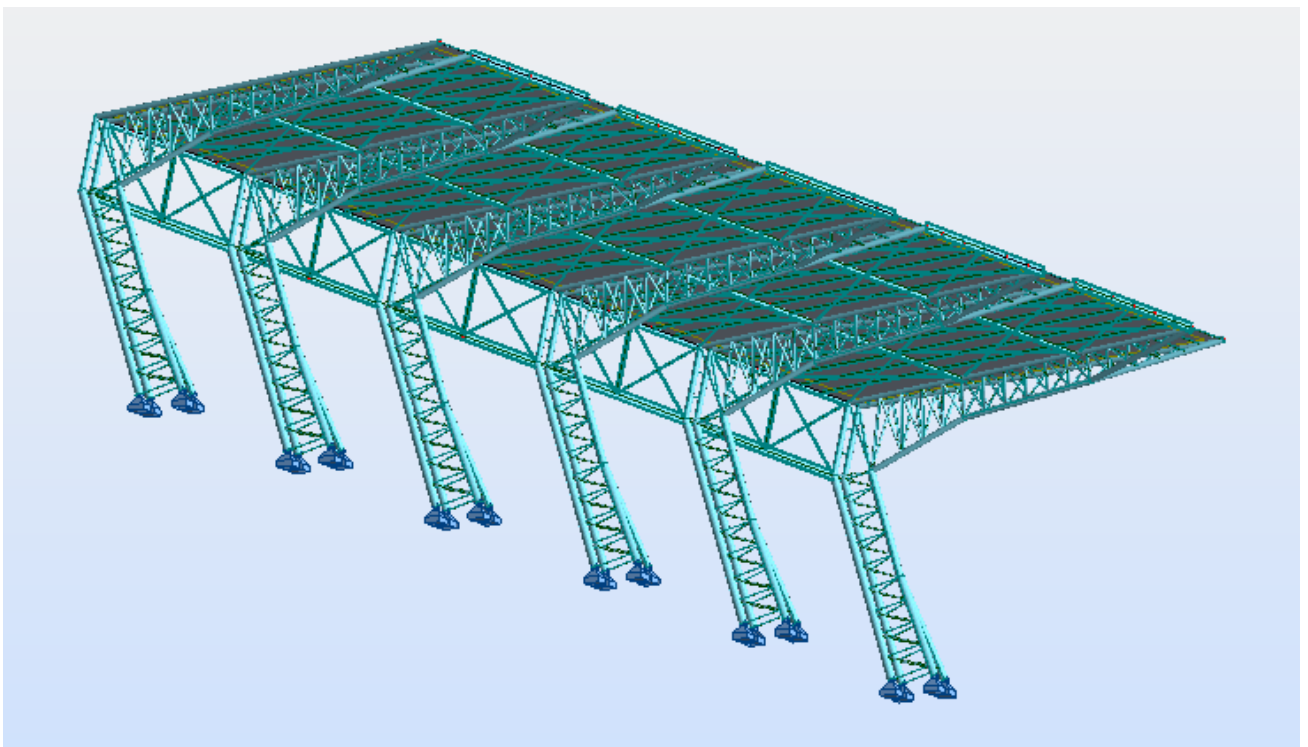
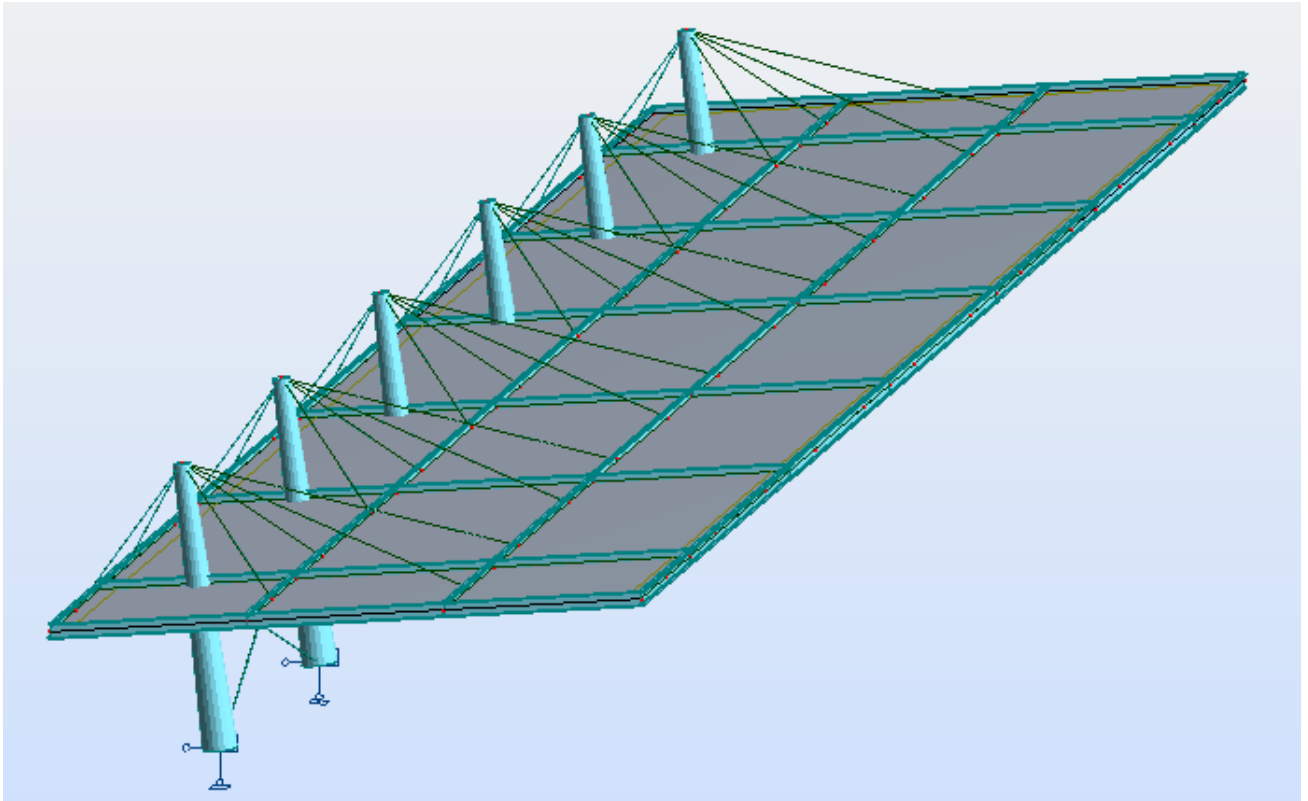


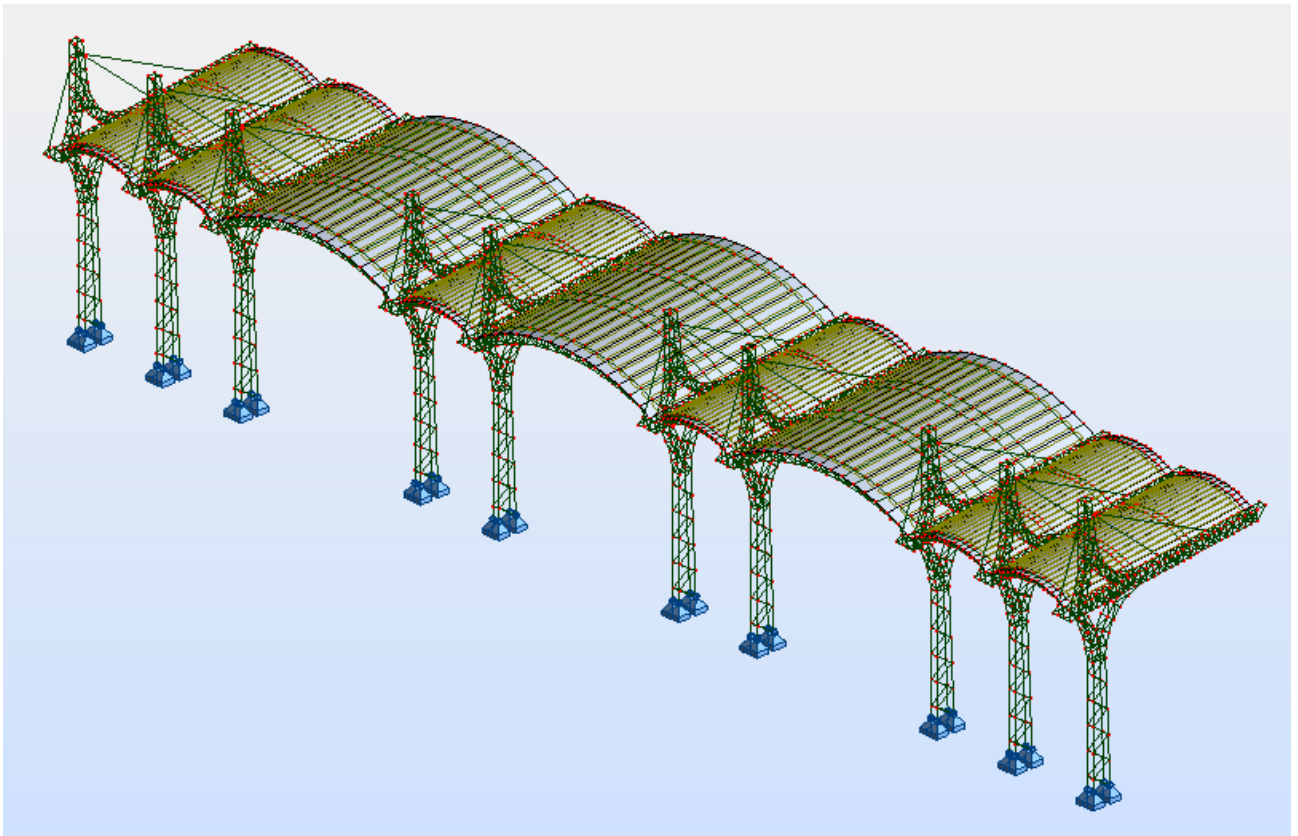
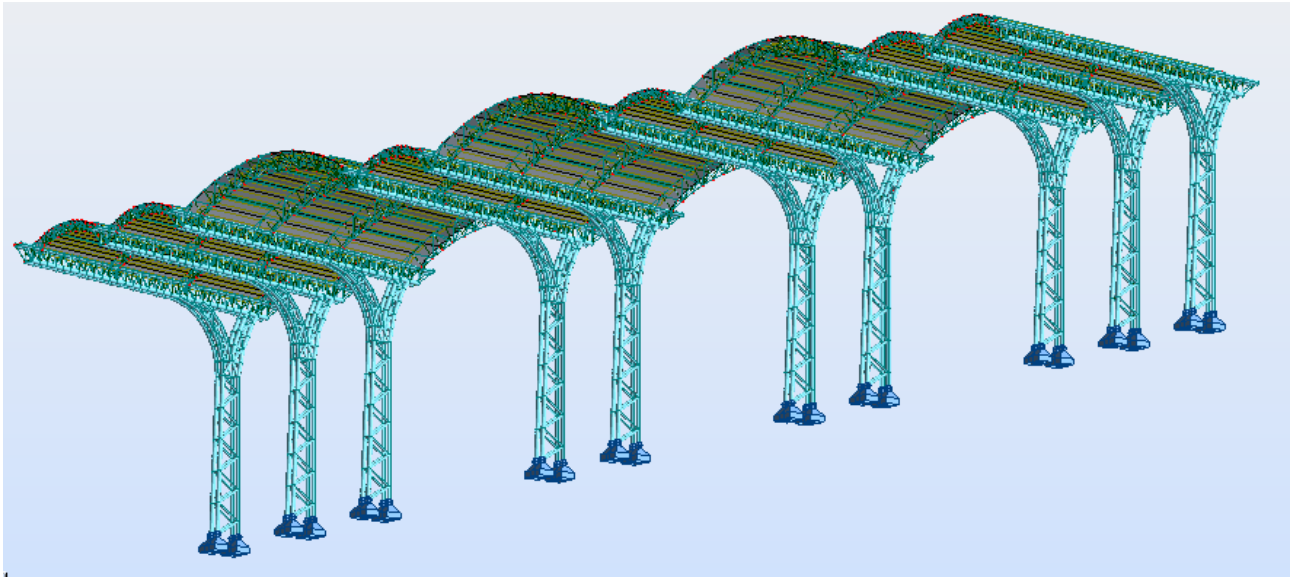
Figure 33 : Coupe transversale au droit de la tribune d'honneur

Toutefois, une telle conception, pour être étudiée, nécessitera une étude en soufflerie sur des modèles réduits afin d'estimer de façon assez précise les effets engendrés par l'action du vent. En effet, la réglementation en vigueur en ce qui est du calcul du vent (NV65 et EC1) ne permet pas d'étudier de telle forme de couvertures (ils n'appartiennent pas au domaine d'application de ces règlements).

Le recours à de tels essais nécessitant un temps et des ressources dont on ne dispose pas, on a été contraint à remplacer la conception de l'architecte de manière à ce qu'elle devienne 'calculable'.

C'est ainsi que la conception a évolué en passant par plusieurs variantes, l'objectif étant de trouver une forme à la fois esthétique, économique et facile de mise en œuvre:





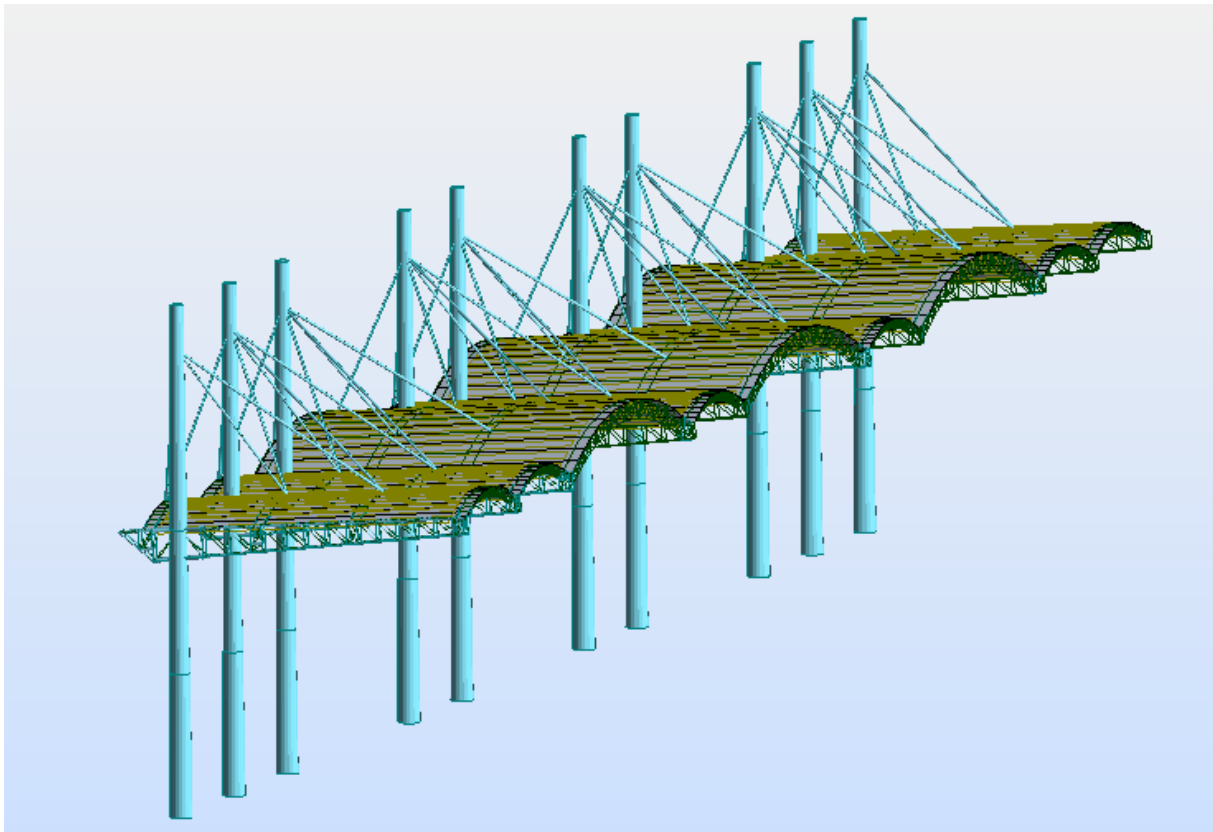


Figure 34 : Evolution de la conception de la couverture métallique

1-2- Comparaison entre les variantes :

On a tout d'abord préféré les conceptions en voûte aux conceptions planes : en effet, l'action du vent sur ces dernières a toujours une même direction sur toute la couverture (soit ascendante soit descendante) tandis que, dans le cas d'une voûte, cette action a des directions différentes entre les deux versants (si elle est dirigée vers l'intérieur sur un versant, elle est dirigée vers l'extérieur sur l'autre). Ceci a pour conséquence que les éléments constituant les poteaux supports des couvertures planes auront des sections plus importantes que ceux des couvertures en voûte. Il en est de même pour les fondations qui seront plus volumineuses et fortement ferrillées. En plus, ces conceptions sont très éloignées de la conception d'origine et offre un aspect moins esthétique que les voûtes.

Ensuite, on a éliminé les structures non suspendues. En effet, les tirants-butants aident énormément à soulager aussi bien les poutres consoles que les poteaux les supportant ainsi que leurs fondations.

Le choix reste alors à faire entre les deux dernières variantes : toutes les deux sont constituées par des bacs en acier supportés par un système de pannes qui s'appuient sur des traverses arcs en treillis spatial à section droite triangulaire. Il existe deux types d'arcs : 6 arcs

de surbaissements 90cm / 6.60m et 3 arcs de surbaissement 2.10m / 15.20m. Ces arcs sont portés par des poutres en treillis spatial de section variable mais qui est différente entre les deux variantes, qui s'appuient, dans la première variante, sur des poteaux en treillis ainsi que des tirants liés à des mâts qui sont, eux aussi, en treillis spatial (voir la figure). Pour la deuxième, les arcs sont à la fois liés aux tirants et aux poutres treillis, qui sont liés aux mâts en profilé tubulaire tronconique de section circulaire dont le diamètre varie de 100 cm à la base à 60 cm à la crête.

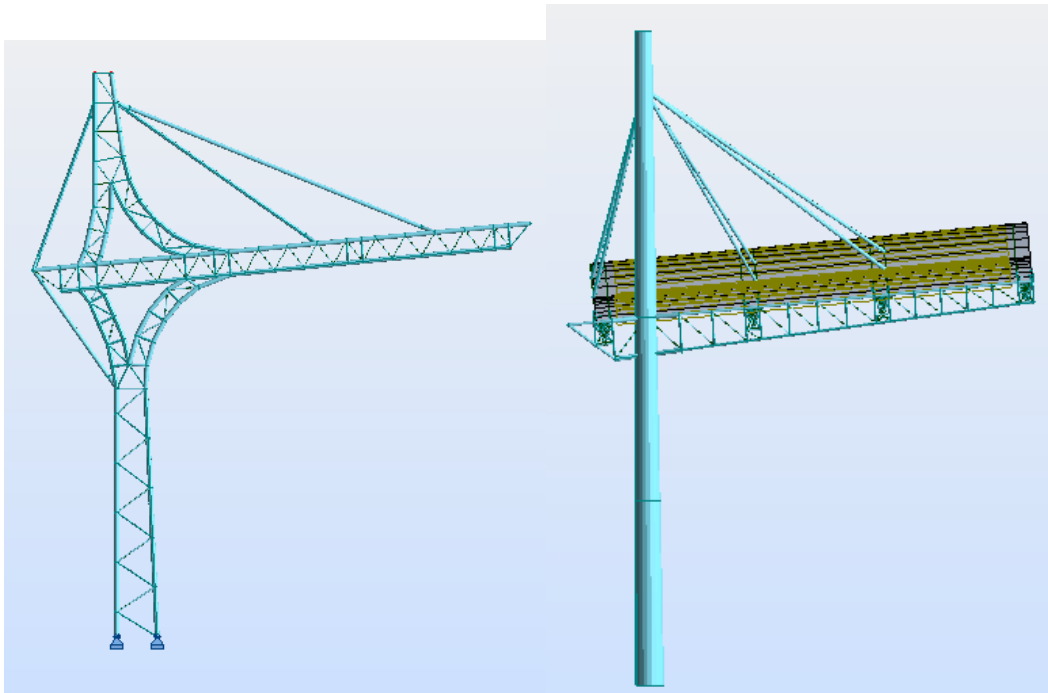


Figure 35 : Première variante en entièrement treillis et seconde variante avec pylônes

Les deux variantes présentent un bon aspect sur le plan esthétique. Néanmoins, la deuxième a l'avantage d'être plus rapide à l'exécution (nettement moins d'assemblages) et ne nécessite pas une main d'œuvre aussi qualifiée que pour la première (surtout pour la réalisation des formes en arcs pour les traverses et les poteaux). C'est donc la variante que l'on étudiera par la suite.

1-3- Détail de conception de la variante choisie :

a- Pannes :

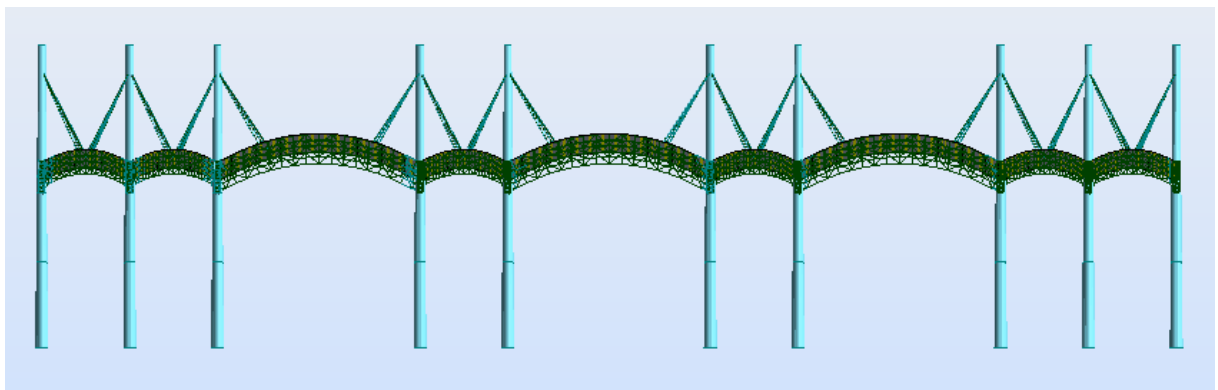
La structure porteuse de notre structure est constituée de pannes reposant sur les traverses en arc. Le rôle principal de cette structure est de supporter la couverture et de transmettre les actions qui lui sont appliquées à la structure principale.

Disposées à entraxes constants, elles sont jumelées au faîtage (pannes faîtières) et peuvent être renforcées en rives pour reprendre des efforts horizontaux dus au vent (pannes sablières). Leur portée correspond à l'entraxe des traverses et leur entraxe est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture. Dans notre cas, les pannes sont disposées à 2 mètres d'entraxe et ont différentes portées (4 m, 4.67 m, 4.5 m).

Les pannes sont posées sur les traverses et assemblées par boulonnage. Pour éviter leur glissement à la pose ou leur basculement, du fait de la pente du versant, elles sont assemblées aux traverses par l'intermédiaire de pièces en équerre (échantignoles).

b- Traverses :

Les traverses de notre structure sont en treillis spatial sous forme d'arc à section droite triangulaire. Elles sont constituées de deux membrures supérieures, d'une membrure inférieure, et d'un treillis constitué de montants et de diagonales (voir figure). Tous ces éléments sont en profilés tubulaires circulaires liés par soudage.



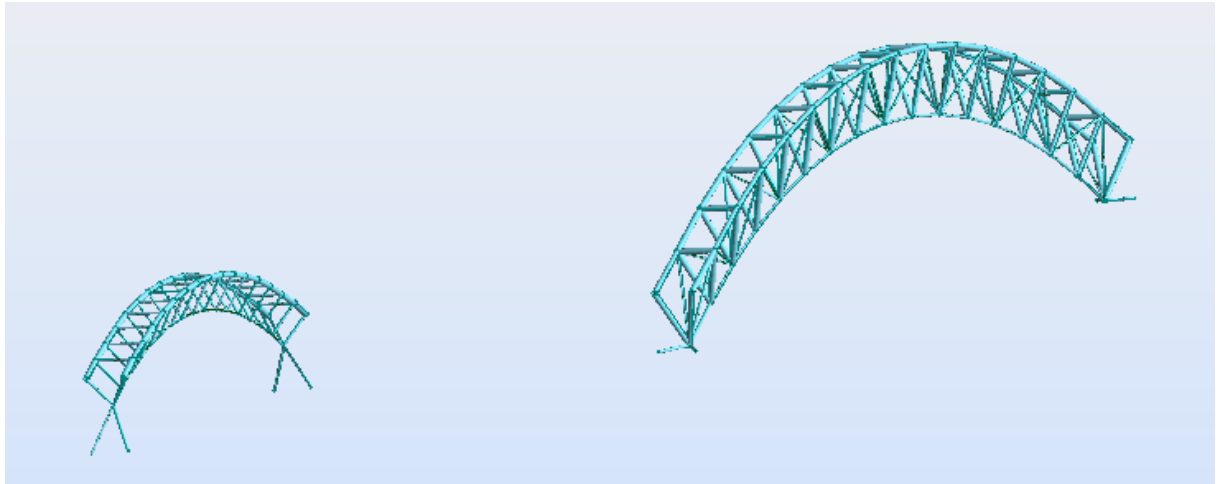


Figure 36 : Traverses en arcs treillis

Il existe deux types d'arcs (voir la figure) : 6 arcs de surbaissements 90cm / 6.60m et 3 arcs de surbaissement 2.10m / 15.20m. Les petits arcs ont une section droite sous forme d'un triangle isocèle de côté 50 cm et dont l'entraxe entre montants est aussi de 50 cm. La section droite des grands arcs est un triangle équilatéral de base 50 cm et de hauteur 1 m. les montants sont disposés à 1 m d'entraxe.

Ces traverses seront liées aux poutres consoles par des assemblages boulonnés à trous oblongs de façon à libérer la dilatation thermique. Elles sont aussi liées aux tirants-butants (par le milieu pour les petits arcs, par le quart de la portée pour les grands arcs).

c- Poutres consoles :

Ces consoles ont pour fonction de reprendre une partie des charges supportées par les arcs, l'autre partie étant reprise par les tirants.

Il s'agit de poutres treillis en N, de section transversale rectangulaire variant de 45x70 cm² au bord libre à 45x100 cm² à l'appui. Elles sont constituées de deux membrures supérieures et deux membrures inférieures qui sont liées entre elles par des diagonales et des montants (voir figure).

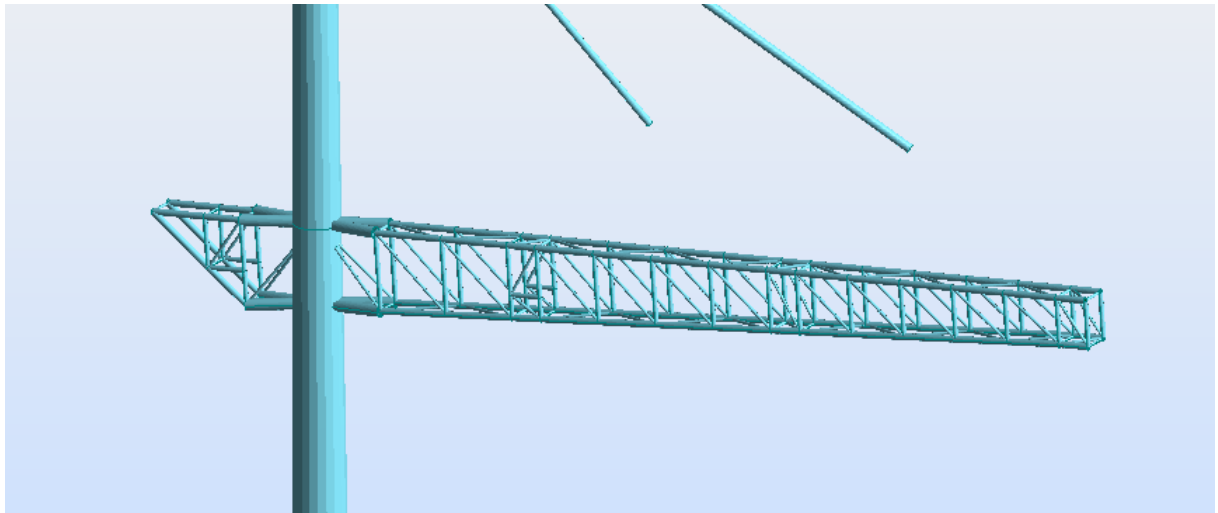


Figure 37 : Poutres consoles

d- Tirants :

Ces éléments jouent un double rôle : non seulement ils participent à la reprise des charges supportées par les traverses en arcs, mais ils soulagent à la fois les poutres consoles (en réduisant les charges qu'elles supportent), les pylônes (le moment à la jonction pylône-poutre est plus faible) et les fondations (comme pour les pylônes, le moment est plus faible).

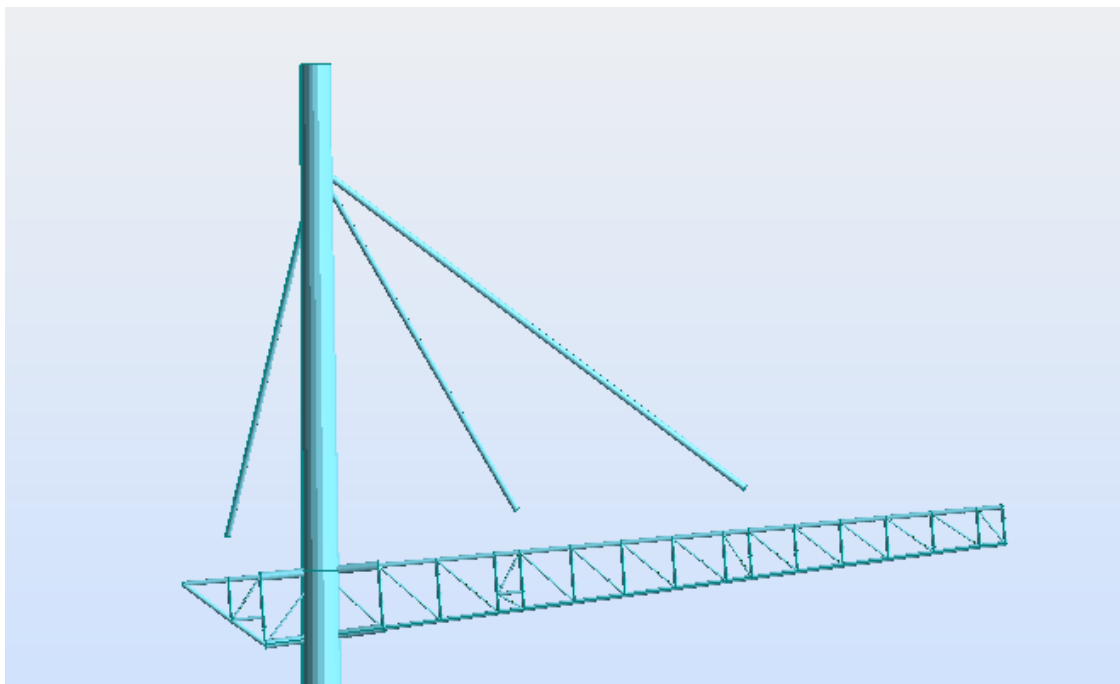


Figure 38 : Tirants

Ces tirants sont en profilés tubulaires circulaires. Ils sont articulés à leurs jonctions avec les mâts et les arcs.

e- Mâts et pylônes :

Mât et pylône veulent dire la même chose. C'est seulement par un souci de clarification que l'on a utilisé ces deux termes pour distinguer entre la partie qui est au-dessus des poutres consoles (que l'on a appelé 'mât') et la partie qui est en dessous (pylônes).

Ce sont les poteaux de notre structure, qui transmettent l'intégralité de charges qu'elle subit aux fondations.

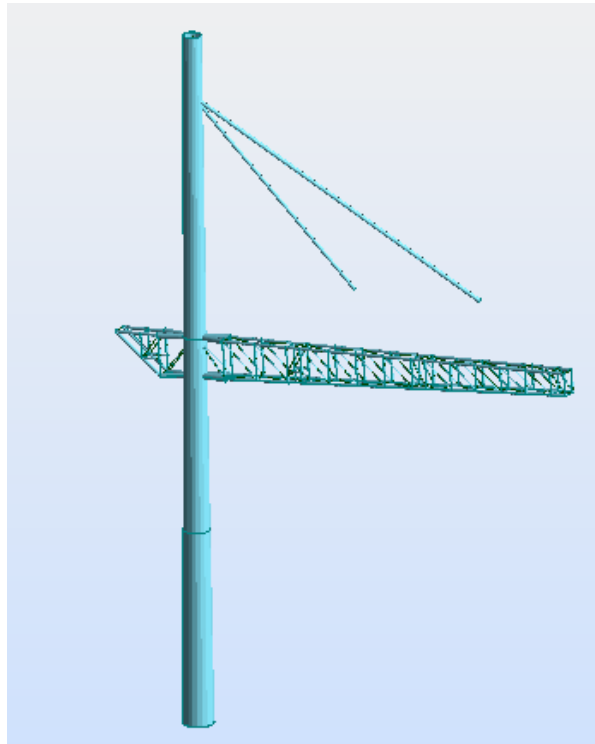


Figure 39 : Pylônes

Ces éléments sont en profilé creux tronconique, de section circulaire variant de 1000x2 (1000 mm de diamètre, 2 mm d'épaisseur) à la base à 600x2 au sommet.



2- Hypothèses de calcul :

2-1- Règlements de calcul :

Les calculs de construction métallique sont faits selon le **DTU P 22-701 Règles CM – Règles de calcul des constructions en acier de Décembre 1966**. En ce qui concerne les charges climatiques, on utilisera le **DTU P 06-002 Règles NV 65 - Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes d'Avril 2000**. Le calcul des actions sismiques sera fait selon le règlement marocain **RPS2000**.

2-2- Charges appliquées à la structure :

a- Charge permanente :

On peut décomposer les charges permanentes en deux charges : le poids propre de la structure métallique formant la toiture et la charge induite par les éléments de couverture (bac acier galvanisé support d'un complexe d'étanchéité comprenant un isolant en laine de roche de forte densité et une étanchéité par membrane PVC):

- Poids du bac acier : 8 kg/m²
- Poids de l'étanchéité : 7 kg/m²
- Poids de l'isolant : 9 kg/m²

b- Charges d'exploitation :

La toiture n'étant pas accessible (hormis pour d'éventuelles réparations), la seule charge d'exploitation dont on a tenu compte est le poids de la poussière (20 kg/m²).

c- Action de la température :

Ces actions ne seront pas tenues en compte à condition de libérer la dilatation des profilés. Cela peut être obtenu en assurant des assemblages à trous oblongs entre les différents éléments. Les dimensions de ces trous seront calculées en fonction des dilatations permises.

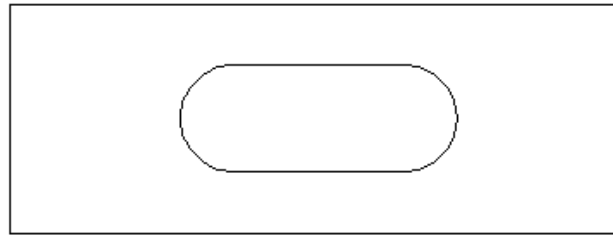


Figure 40 : Trou oblong

d- Charges du vent :

La couverture étant considérée comme une toiture isolée, le calcul sera effectué selon l'article R-III-4,2 du règlement NV65.

e- Action du séisme :

- Zone sismique :

D'après le zonage sismique du Maroc, Casablanca se situe dans la zone 2.

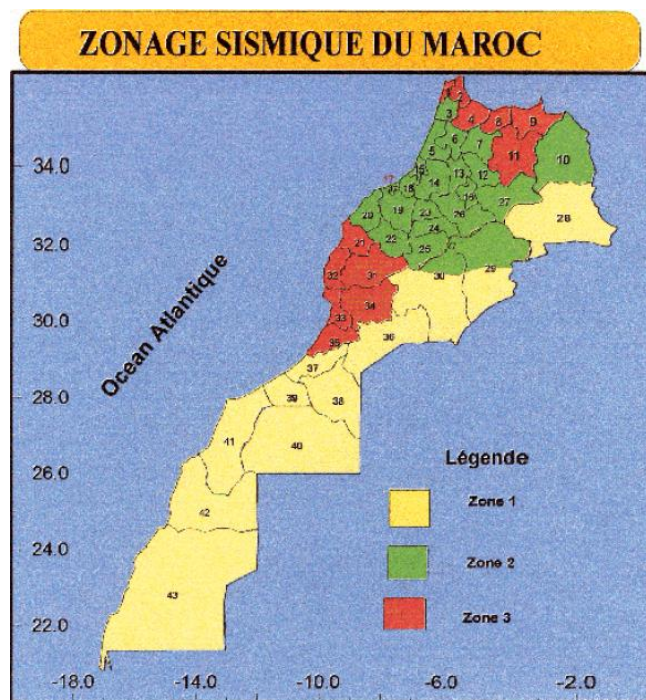


Figure 41 : Zonage sismique au Maroc



- Site : on a un sol S2 qui a donc un coefficient de site $S = 1.2$
- Classe de la structure : la structure est destinée à abriter les tribunes d'un stade de sport. Elle est donc de classe I
- Coefficient de comportement K :
La structure est en charpente métallique et a donc une grande capacité de dissipation d'énergie. Elle a donc un niveau de ductilité ND3.
D'autre part, elle est contreventée par un système de portiques. On déduit alors que le coefficient de comportement est :

$$K = 5$$

Tableau 31 : Coefficient de comportement K

Système de contreventement	ND1	ND2	ND3
Portiques	2	3.5	5
Murs et refends	2	3	4
Refends	1.4	2.1	2.8

3- Calcul des charges du vent

3-1- Vérification du domaine d'application :

On a : $\alpha = 5.71^\circ < 40^\circ$ où α est l'angle de la toiture avec l'horizontale.

Et : $h_\alpha = 15.17 \text{ m}$ h_α étant la dimension d'un versant suivant la ligne de plus grande pente.

$$0.75 \times h_\alpha = 11.38 \text{ m} < e = 11.70 \text{ m}$$

Il s'agit de toitures isolées traitées par les règles R-III-4,24 :

Notre structure présente deux types de voûtes dont les caractéristiques vérifient bien les conditions d'application des règles, à savoir le surbaissement qui est inférieur à $\frac{1}{4}$ (voir schéma ci-dessus). On remplace dans ce cas la voûte par les deux versants plans formés par les demi-cordes.

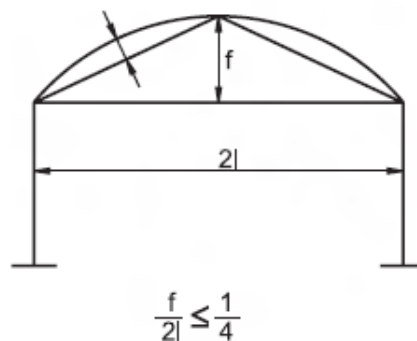


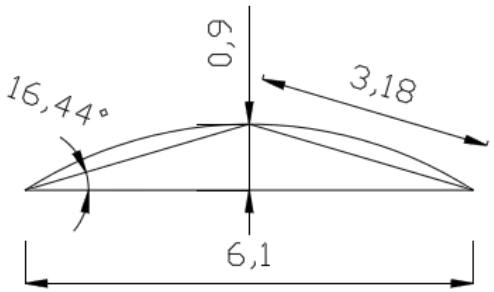
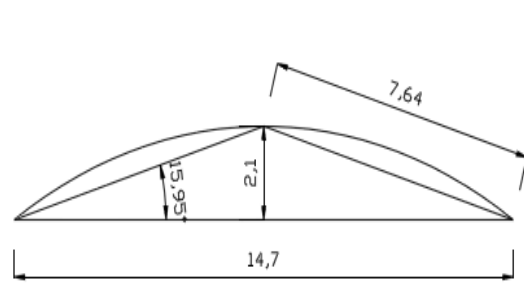
Figure 42 : Modélisation de la voûte par les deux demi-cordes

Les directions du vent qui donnent les actions résultantes maximales sont :

- Une direction normale au bord horizontal qui donne l'action résultante sur la toiture ;
- Une direction oblique au bord horizontal qui donne vers les extrémités de la toiture une action résultante qui peut être plus défavorable que celle due à un vent normal ;
- Une direction parallèle au bord horizontal qui donne l'action d'ensemble.

3-2- Rapport de dimensions λ :

Tableau 32 : Rapports de dimensions pour les deux types d'arcs

	
$\alpha = \arctan\left(\frac{0.9}{3.05}\right) = 16.44^\circ < 45^\circ$	$\alpha = \arctan\left(\frac{2.1}{7.35}\right) = 15.95^\circ < 45^\circ$
$\lambda = \frac{3.18}{15.17} \times (1 + \cos(2 \times 16.44))$	$\lambda = \frac{7.64}{15.17} \times (1 + \cos(2 \times 15.95))$
$\lambda = 0.386 > 0.20$	$\lambda = 0.93 > 0.20$

3-3- Pression dynamique de base :

Par convention, la pression dynamique de base est celle qui s'exerce à une hauteur de 10 m au dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est de 0,5 m.

Pour Casablanca qui se situe dans la région I on a : $q_{10} = 53.5 \text{ kg} / \text{m}^2$

3-4- Modifications de la pression dynamique de base :

a- Effet de la hauteur : K_h

A une hauteur H au dessus du sol la pression dynamique de base est multipliée par un coefficient k_h , définie par la relation suivante, valable pour les valeurs de H comprises entre 0 et 500m :

$$K_h = 2.5 \times \left(\frac{H + 18}{H + 60}\right)$$



Pour $H = 15$ m, on trouve : $K_h = 1.10$

b- Effet du site : K_s

Le coefficient de site est un coefficient d'augmentation pour les sites exposés comme le bord de la mer et de réduction pour les sites protégés comme à l'intérieur d'une forêt dense.

Les valeurs du coefficient du site sont données sur le tableau suivant:

Tableau 33 : Coefficient du site K_s

Région	I	II	III
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1	1	1
Site exposé	1.35	1.3	1.25

Pour notre structure, il s'agit d'un site exposé, donc $K_s = 1.35$.

c- Effet du masque : K_m

Il y a effet de masque lorsque la construction envisagée est masquée et protégée par d'autres constructions de grande probabilité de durée.

L'environnement de construction étant sans obstacle, on prend alors $K_m = 1$

d- Effet de dimension : δ

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments d'une construction (pannes, poteaux, etc..), doivent être affectés d'un coefficient de réduction δ en fonction de la plus grande dimension (horizontale, verticale) de la surface offerte au vent(maitre-couple) intéressant l'élément considéré, et de la cote H du point le plus haut de la surface considérée.

On tiendra compte de cet effet lors de la vérification de chaque élément de la structure à part.

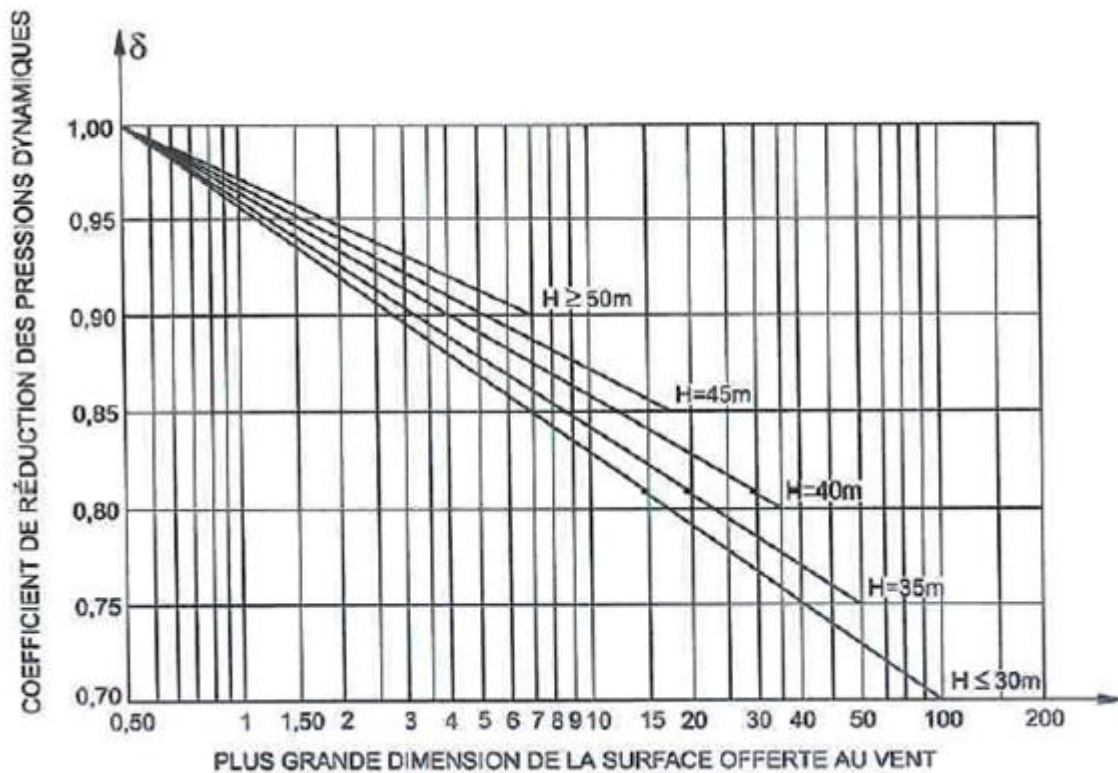


Figure 43 : Coefficient de réduction des pressions pour les grandes surfaces

e- Majoration dynamique :

Les pressions du vent sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique β au moins égale à 1. Ce coefficient est donné par la relation :

$$\beta = \theta * (1 + \xi * \tau)$$

Avec :

- θ est un coefficient global dépendant du type de la construction. Pour une construction rectangulaire, $\theta = 1$
- ξ est le coefficient de réponse donné en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation par l'un des deux diagrammes suivants :

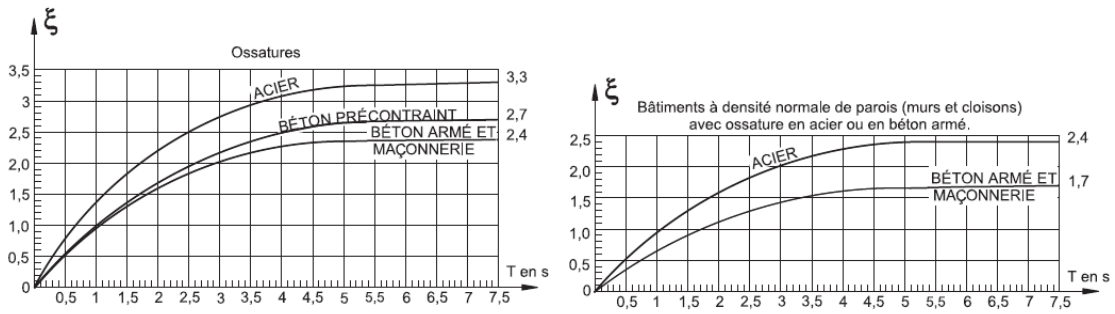


Figure 44 : Coefficient de réponse

Après avoir fait l'analyse modale de la structure, on obtient le mode fondamental selon :

La direction x : $T_x = 0.79s$

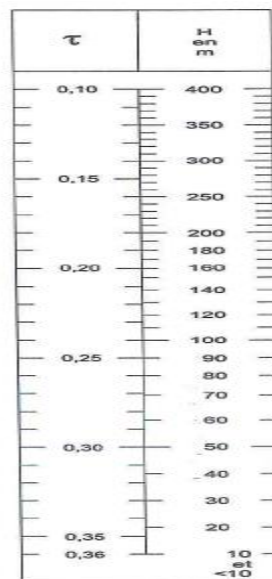
La direction y : $T_y = 0.70s$

Ce qui donne d'après les abaques :

La direction x : $\xi_x = 1.10$

La direction y : $\xi_y = 1.00$

- τ est un coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H au-dessus du sol par l'échelle suivante :



Coefficient de pulsation τ
Figure R-III-4

Figure 45 : Coefficient de pulsation

Pour $H = 15 \text{ m}$ $\tau = 0,355$

Enfin on a pour :

La direction x : $\beta_x = 1 \times (1 + 1.10 \times 0.355) = 1.39$

La direction y : $\beta_y = 1 \times (1 + 1.00 \times 0.355) = 1.35$

f- Actions résultantes unitaires sur les versants

- Vent normal au bord horizontal

Le diagramme ci-dessous donne en fonction de α , la valeur du coefficient de pression c au bord d'attaque A à l'arête B et au bord de fuite C, c variant linéairement entre ces points.

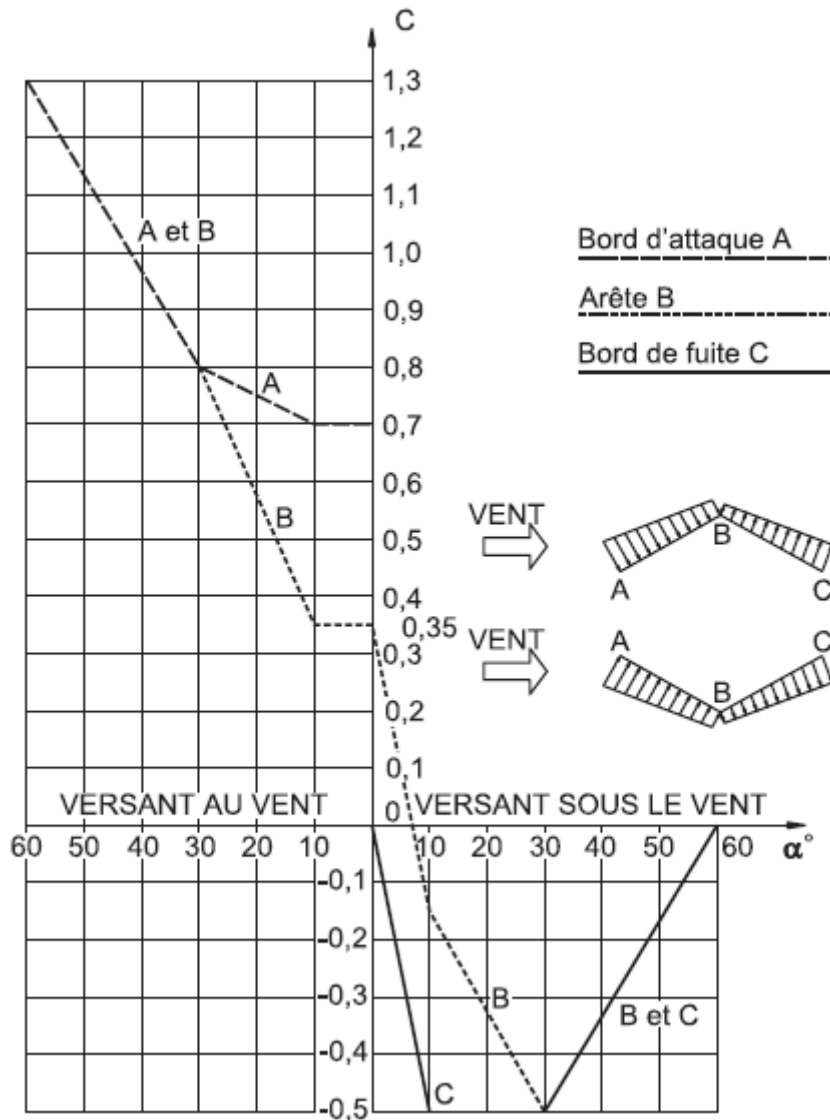
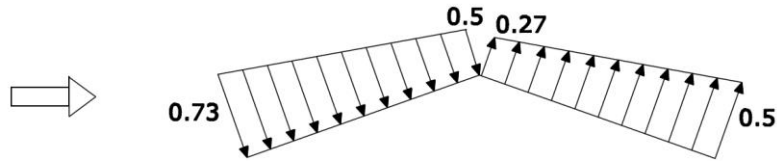


Figure 46 : Coefficient C pour une toiture isolée à deux versants

On obtient ainsi :



- *Vent oblique au bord horizontal*

On ajoute aux valeurs du cas précédent, une surpression uniforme sur la face intérieure du dièdre avec $c = +0,5$, soit à une extrémité soit à l'autre dans le sens longitudinal sur une longueur au plus égale à la hauteur h_α du versant.

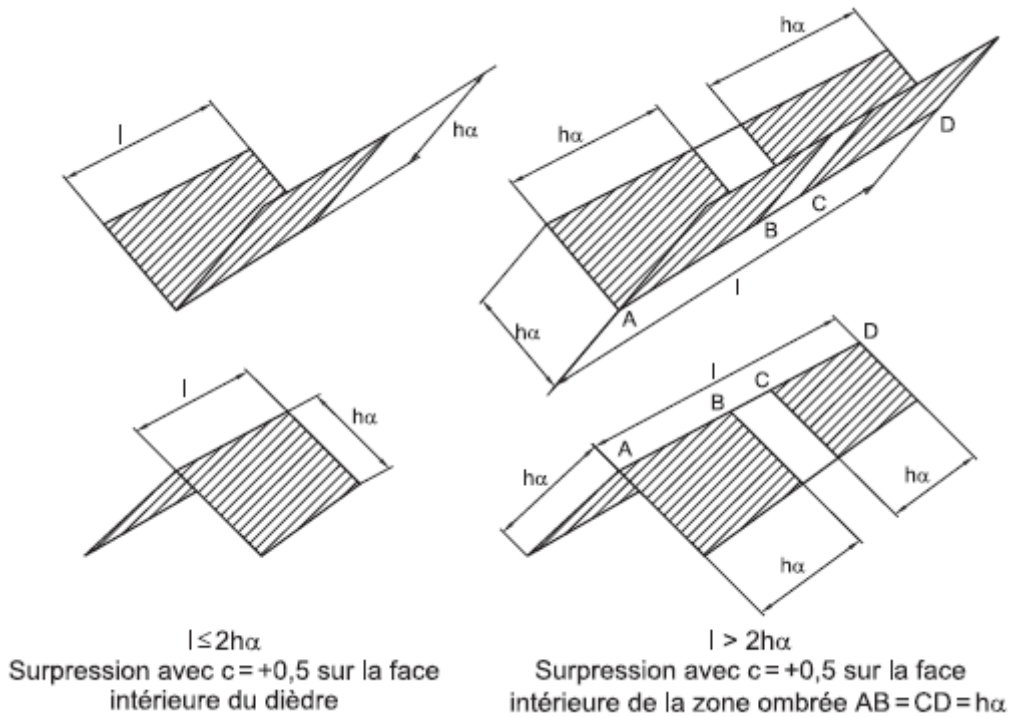


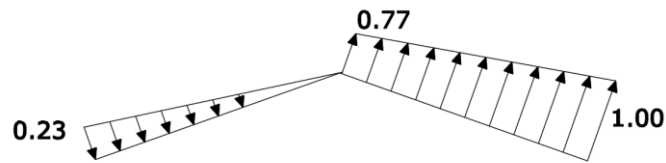
Figure 47

Deux cas de figure se présentent puisqu'on a deux types de voûtes :

On a : $l = 15.17 \text{ m}$

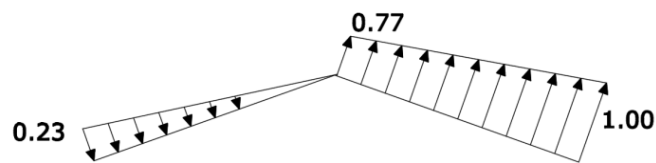
$$\begin{cases} \text{Cas 1 : Grande voûte : } l < 2h_\alpha = 2 \times 7.64 = 15.28 \text{ m} \\ \text{Cas 2 : Petite voûte : } l > 2h_\alpha = 2 \times 3.18 = 6.36 \text{ m} \end{cases}$$

Cas 1 :

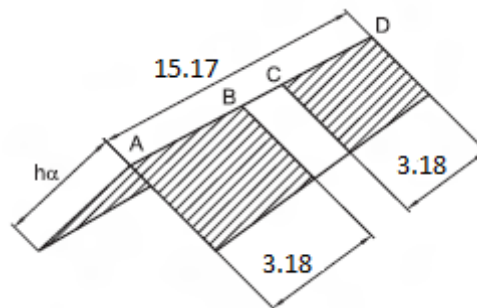


Ceci sur toute la longueur du versant.

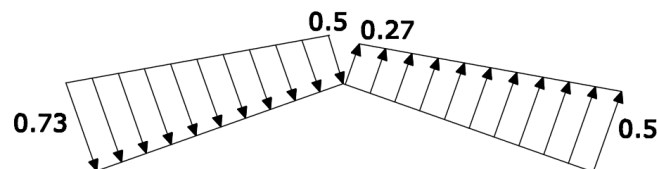
Cas 2 :



Ce diagramme s'applique sur la longueur $h_{\alpha} = 3.18 \text{ m}$ du versant des deux extrémités comme indiqué sur la figure suivante.



Le reste du versant on applique le diagramme du cas de vent normal au bord horizontal.



3-5- Charges du vent :

La charge du vent sur chacune des faces sera calculée par la formule suivante :

$$q = q_{10} \times K_h \times K_s \times K_m \times \beta \times c$$

Dans notre cas, il s'agit d'une toiture à versants multiples, on applique ainsi les prescriptions des règles NV65, R 4.24.

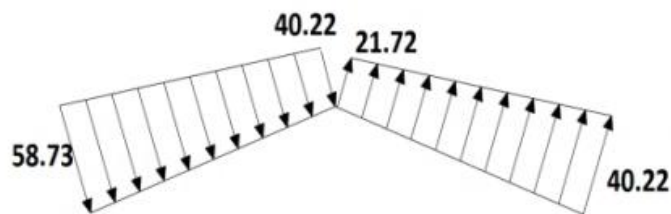
Les coefficients c à prendre en compte sont les suivants :

- Premier et dernier versants et versants des grandes voûte : coefficient c correspondant à celui d'une toiture à deux versants ;
- Versants intermédiaires : dans ces parties abritées le coefficient c est réduit de 25 %.

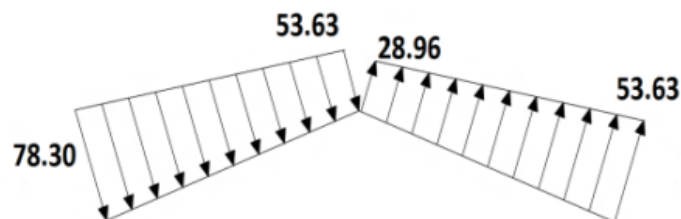
On obtient ainsi (en kg/m^2) :

a- Vent normal au bord horizontal

Pour les faces abritées :



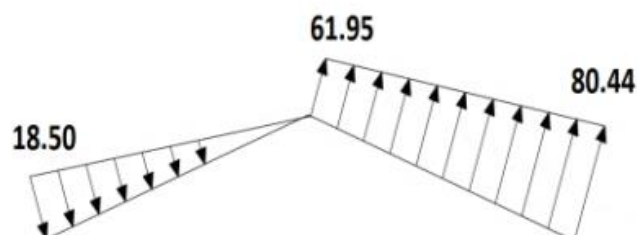
Pour les faces non abritées :



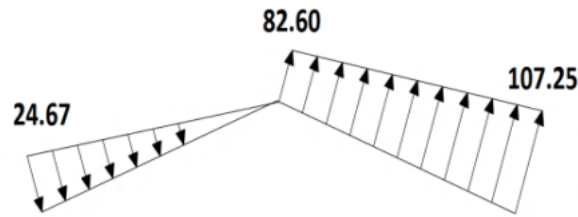
b- Vent oblique au bord horizontal

Cas 1 :

Pour les faces abritées :



Pour les faces non abritées :



Cas 2 :

Le diagramme du cas 1 s'applique sur la longueur $h_{\alpha} = 3.18 \text{ m}$ du versant des deux extrémités.

Le reste du versant on lui applique le diagramme du cas de vent normal au bord horizontal.

c- Force horizontale d'entrainement

Pour un vent parallèle aux versants des toitures, l'action d'ensemble est assimilée a une force horizontale d'entrainement, somme de deux forces de friction appliquées à chaque face.

La valeur par face de chacune des forces unitaires est prise égale à 0,040 q en considérant que les faces comportent des nervures normales à la direction du vent,

q étant la pression dynamique au niveau de la crête de la toiture.

$$q = 2 \times 53.5 \times 2.5 \times \frac{15+18}{15+60} \times 1.35 \times 0.04 = 6.36 \text{ kg/m}^2$$

4- Calcul avec le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Le calcul statique de la structure métallique a été réalisé à l'aide du logiciel ROBOT. La première étape a été la définition géométrique du modèle à partir des plans architecturaux. Pour la deuxième étape, il a fallu calculer, créer et mettre en place toutes les charges s'appliquant sur la structure. Enfin la dernière étape a été la création des familles de barres et la définition des paramètres de dimensionnement (résistance, flambement et déversement) afin de pouvoir lancer le calcul et ainsi optimiser les différentes sections des profilés composant la structure, tout en vérifiant les déformations et les mouvements.

Vu la taille de notre structure (2 515 nœuds, 6 833 barres et 144 contours), le calcul a été conduit en premier lieu en statique. En effet, même en statique, le calcul prend un bon bout de temps (environ 30 min) et puisqu'il faut procéder par itération (lancer le calcul, redimensionner les pièces puis relancer le calcul et ainsi de suite), la convergence prend énormément de temps (il peut même dépasser une journée = 24h). Ce n'est qu'une fois la convergence est atteinte en statique que l'on procède au calcul dynamique.

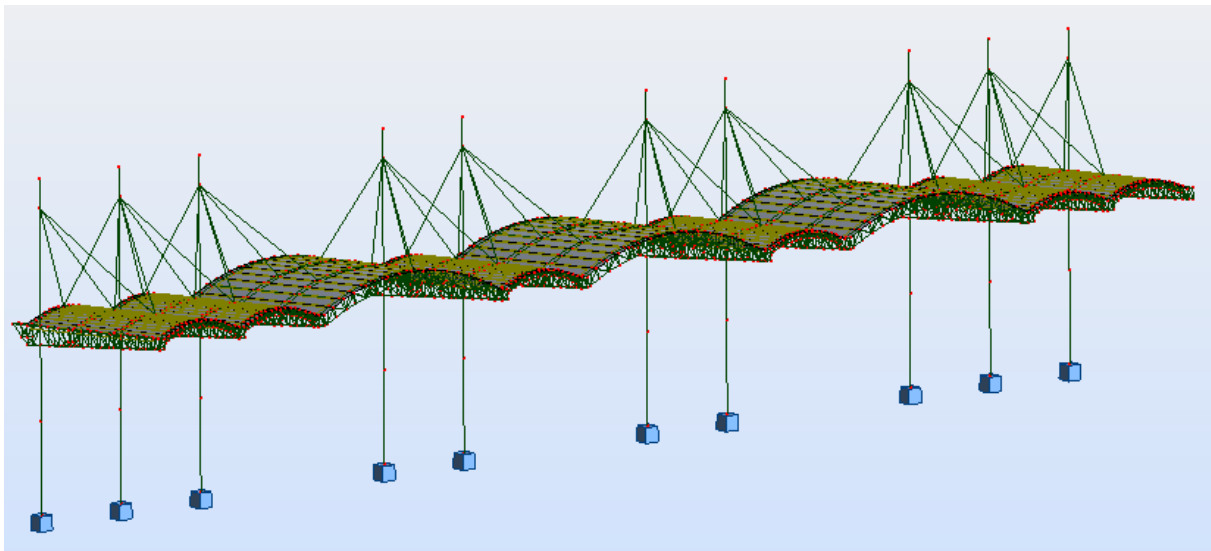


Figure 48 : Modèle du calcul de la couverture métallique



4-1- Cas de charges et combinaisons :

a- Cas de charges :

Tableau 34 : Cas de charges

Cas	Nom	Cas	Nom
1	Permanente	8	Vent oblique 1
2	d'exploitation	9	Vent oblique 2
3	Vent normal 1	43	Sismique Dir X
5	Vent normal 2	44	Sismique Dir Y
6	Vent parallèle 1	45	Sismique Dir Z
7	Vent parallèle 2		

b- Combinaisons à l'ELU:

Tableau 35 : Combinaisons à l'ELU

Cas	Nom	Cas	Nom
10 (C)	$EFF/1=1*1.33 + 2*1.50$	20 (C)	$EFF/20=1*1.33 + 2*1.42 + 7*1.42$
11 (C)	$EFF/5=1*1.33 + 5*1.50$	21 (C)	$EFF/21=1*1.33 + 2*1.42 + 8*1.42$
12 (C)	$EFF/6=1*1.33 + 3*1.50$	22 (C)	$EFF/22=1*1.33 + 2*1.42 + 9*1.42$
13 (C)	$EFF/7=1*1.33 + 6*1.50$	23 (C)	$EFF/38=1*1.00 + 5*1.75$
14 (C)	$EFF/8=1*1.33 + 7*1.50$	24 (C)	$EFF/39=1*1.00 + 3*1.75$
15 (C)	$EFF/9=1*1.33 + 8*1.50$	25 (C)	$EFF/40=1*1.00 + 6*1.75$
16 (C)	$EFF/10=1*1.33 + 9*1.50$	26 (C)	$EFF/41=1*1.00 + 7*1.75$
17 (C)	$EFF/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42$	27 (C)	$EFF/42=1*1.00 + 8*1.75$
18 (C)	$EFF/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$	28 (C)	$EFF/43=1*1.00 + 9*1.75$
19 (C)	$EFF/19=1*1.33 + 2*1.42 + 6*1.42$		

c- Combinaisons à l'ELS :

Tableau 36 : Combinaisons à l'ELS

Cas	Nom	Cas	Nom
29 (C)	$DEP/1=1*1.00 + 2*1.00$	36 (C)	$DEP/9=1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00$
30 (C)	$DEP/3=1*1.00 + 5*1.00$	37 (C)	$DEP/10=1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00$
31 (C)	$DEP/4=1*1.00 + 3*1.00$	38 (C)	$DEP/11=1*1.00 + 2*1.00 + 6*1.00$
32 (C)	$DEP/5=1*1.00 + 6*1.00$	39 (C)	$DEP/12=1*1.00 + 2*1.00 + 7*1.00$
33 (C)	$DEP/6=1*1.00 + 7*1.00$	40 (C)	$DEP/13=1*1.00 + 2*1.00 + 8*1.00$
34 (C)	$DEP/7=1*1.00 + 8*1.00$	41 (C)	$DEP/14=1*1.00 + 2*1.00 + 9*1.00$
35 (C)	$DEP/8=1*1.00 + 9*1.00$		

d- ***Combinaisons sismiques*** : (NB : on ne combine pas les actions sismiques avec les actions du vent)

Tableau 37 : Combinaisons sismiques

Cas	Nom	Cas	Nom
46 (C) (CQC)	$1. * X \ 0.3 * Y \ 0.3 * Z$	58 (C) (CQC)	$(1+2+46)*1.00$
47 (C) (CQC)	$1. * X \ -0.3 * Y \ 0.3 * Z$	59 (C) (CQC)	$(1+2+47)*1.00$
48 (C) (CQC)	$1. * X \ -0.3 * Y \ -0.3 * Z$	60 (C) (CQC)	$(1+2+48)*1.00$
49 (C) (CQC)	$1. * X \ 0.3 * Y \ -0.3 * Z$	61 (C) (CQC)	$(1+2+49)*1.00$
50 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1. * Y \ 0.3 * Z$	62 (C) (CQC)	$(1+2+50)*1.00$
51 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1. * Y \ 0.3 * Z$	63 (C) (CQC)	$(1+2+51)*1.00$
52 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -1. * Y \ -0.3 * Z$	64 (C) (CQC)	$(1+2+52)*1.00$
53 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 1. * Y \ -0.3 * Z$	65 (C) (CQC)	$(1+2+53)*1.00$
54 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ 1. * Z$	66 (C) (CQC)	$(1+2+54)*1.00$
55 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ 1. * Z$	67 (C) (CQC)	$(1+2+55)*1.00$
56 (C) (CQC)	$0.3 * X \ -0.3 * Y \ -1. * Z$	68 (C) (CQC)	$(1+2+56)*1.00$
57 (C) (CQC)	$0.3 * X \ 0.3 * Y \ -1. * Z$	69 (C) (CQC)	$(1+2+57)*1.00$

4-2- *Familles des barres* :

Les figures suivantes montrent les différentes familles que l'on a créées :

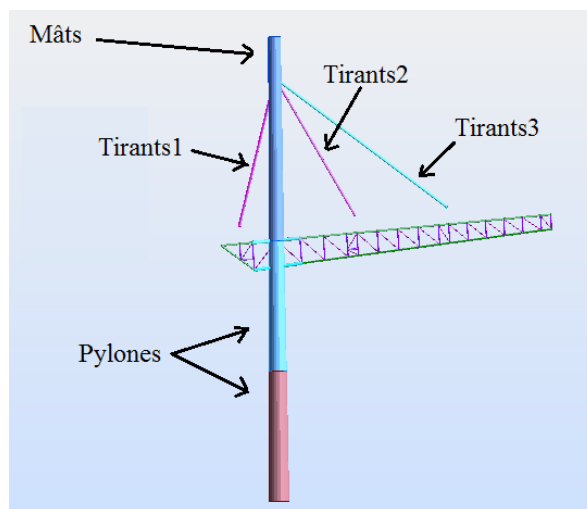


Figure 49 : Familles des barres-1

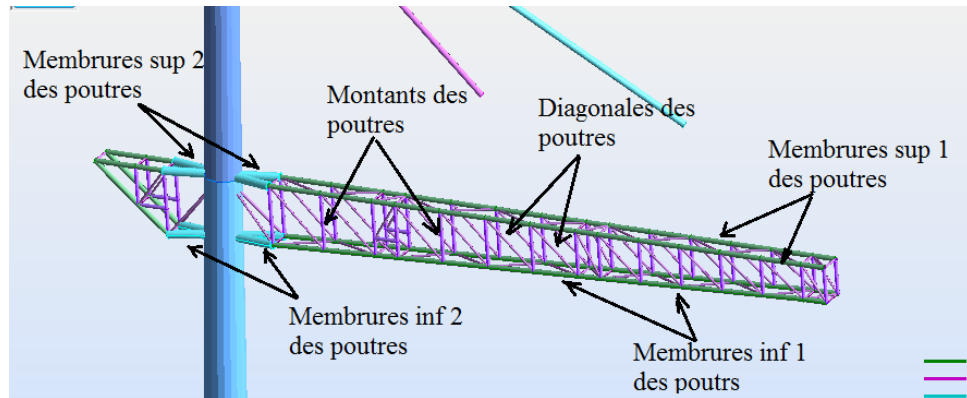


Figure 50 : Familles des barres-2

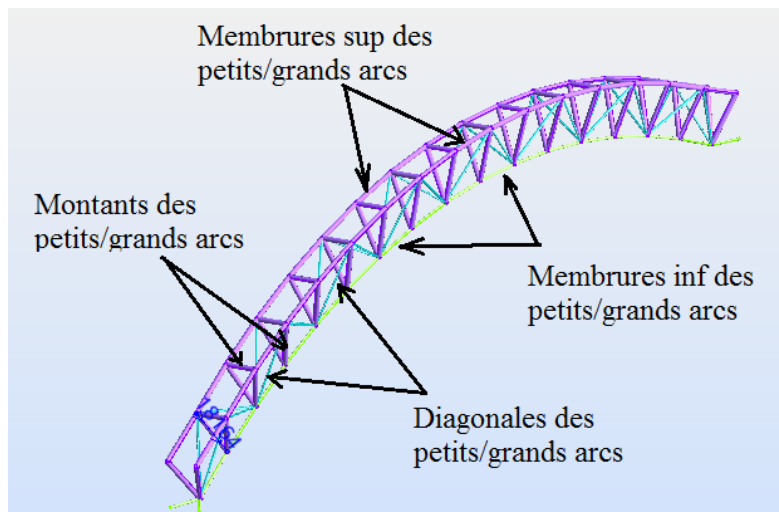


Figure 51 : Familles des barres-3

4-3- Paramètres de dimensionnement :

Lors de la modélisation sous ROBOT, il faut définir des types de barres. Ceci permet de pouvoir dimensionner les barres lors du calcul de la structure. Une fois cette dernière créée de manière géométrique, il faut entrer les paramètres qui vont permettre de dimensionner les barres : en résistance (choix du matériau et de sa résistance), au flambement (définition des paramètres de flambement) et au déversement (définition des paramètres de flambement). Ceci réclame une réflexion, en effet, il faut se faire une idée dès la création du modèle des conditions d'appui des éléments et des interactions entre ceux-ci.



a- Paramètres de déversement :

Dans notre structure, seules les pannes peuvent subir le déversement. En effet, toutes les autres familles étant en profilés circulaire tubulaire, elles ne subissent pas de déversement.

Pour les pannes, le chargement est symétrique et appliqué en partie supérieure. Pour les deux ailes la longueur de déversement est égale à la longueur de la panne.

b- Paramètres de flambement :

Les paramètres de flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 38 : Paramètres de flambement pour les différentes familles

Eléments	Flambement	
	Coefficient de longueur de flambement	
	Selon y	Selon z
Pylônes	2	1
Mâts	1	1
Tirants	1	1
Membrures inf et sup des poutres et des arcs	0,9	1
Diagonales des poutres et des arcs	0,8	1
Montants des poutres et des arcs	0,8	1
Pannes	1	1

4-4- Principaux résultats :

Dans cette partie, les résultats sont présentés sous forme de figures pour illustrer les déformations de la structure en fonction des différents cas de charge. Des tableaux présentent

les efforts qui sont transmis par la structure métallique formant la toiture aux fondations en béton.

Le dimensionnement des barres et les profilés retenus ainsi que les vérifications effectuées sont donnés en annexe.

a- Résultats en statique :

Réactions :

Les conventions de signes sont données par les figures suivantes :

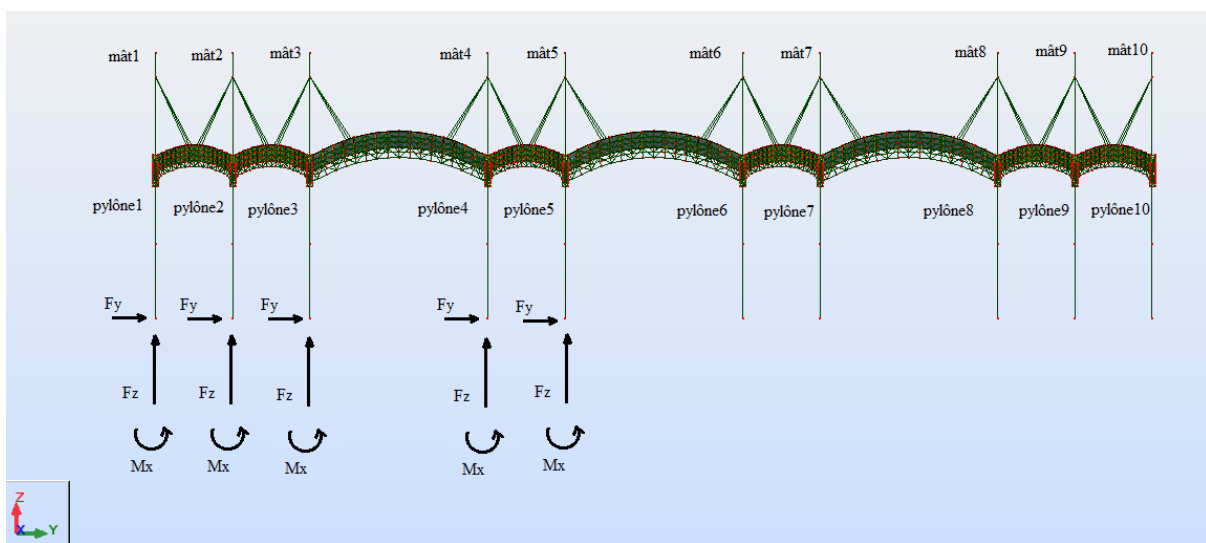


Figure 52 : Conventions de signe pour les réactions-1

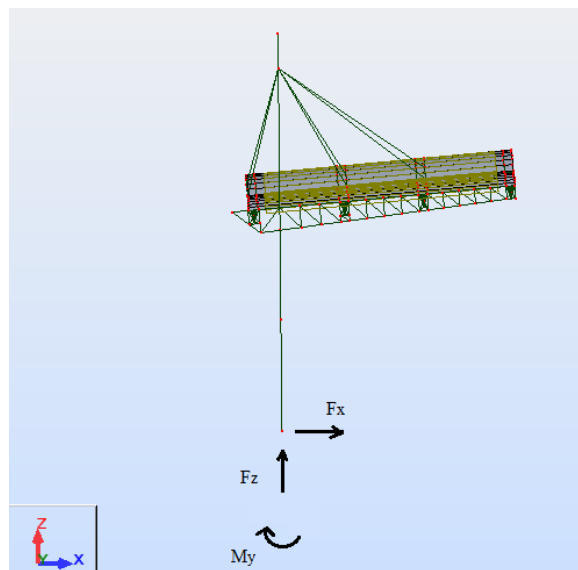


Figure 53 : Conventions de signe pour les réactions-2

Les réactions sous les pylônes sont données par le tableau en fonction des cas de charge :



Tableau 39 : Réactions en fonction des différents cas de charges

	Charges	Permanentes	d'exploitation	Vent1	Vent2	Vent3	Vent4	Vent5	Vent6
Pylône1	FX [T]	-0,6	-0,3	0,54	-0,88	-0,49	0,49	-0,14	1,36
	FY [T]	0,16	0,1	1,2	-1,09	0	0	-1,4	1,04
	FZ [T]	3,83	0,91	0,31	0,6	0,03	-0,03	-1,46	-1,77
	MX [Tm]	-0,23	-0,43	-12,39	12	0,09	-0,09	13,65	-12,27
	MY [Tm]	-35,23	-12,46	10,18	-22,68	-8,34	8,34	4,75	39,7
	MZ [Tm]	2,9	1,34	3,03	-1,8	0,18	-0,18	-4,76	0,39
Pylône2	FX [T]	-0,3	-0,14	0,2	-0,51	-0,68	0,68	0,17	0,92
	FY [T]	-0,55	-0,2	1,69	-1,91	-0,06	0,06	-1,53	2,31
	FZ [T]	4,36	1,15	1,19	-0,59	-0,21	0,21	-2,01	-0,13
	MX [Tm]	3,25	1,11	-15,06	16,29	0,47	-0,47	14,47	-18,86
	MY [Tm]	-36,75	-13,16	3,07	-16,91	-9,93	9,93	13,98	35,23
	MZ [Tm]	2,8	1,27	2,94	-1,72	0,22	-0,22	-4,64	0,31
Pylône3	FX [T]	0,61	0,26	-0,32	0,39	-0,87	0,87	0,27	-0,49
	FY [T]	0,31	0,15	1,22	-1,05	0,03	-0,03	-1,51	0,91
	FZ [T]	11,24	4,21	-2,28	6,24	0,25	-0,25	-2,52	-11,58
	MX [Tm]	-1,02	-0,6	-12,94	12,3	-0,06	0,06	14,55	-12,28
	MY [Tm]	-34,25	-12,16	-4,52	-8,45	-11,31	11,31	20,96	25,15
	MZ [Tm]	2,74	1,27	3,18	-1,96	0,05	-0,05	-4,89	0,58
Pylône4	FX [T]	0,06	0	0,61	-0,83	-1,03	1,03	-0,37	1,16
	FY [T]	-0,58	-0,24	1,51	-1,77	-0,06	0,06	-1,27	2,21
	FZ [T]	8,43	2,98	7,03	-4,4	-0,17	0,17	-10,75	1,4
	MX [Tm]	2,81	1,1	-15,02	16,3	0,48	-0,48	14,37	-18,93
	MY [Tm]	-46,56	-17,66	-2,45	-16,72	-14,41	14,41	26,49	41,66
	MZ [Tm]	0,65	0,28	2,33	-2,02	0,26	-0,26	-2,87	1,75
Pylône5	FX [T]	-0,01	-0,03	-0,73	0,48	-1,02	1,02	1,09	-0,2
	FY [T]	0,53	0,24	1,65	-1,4	0,03	-0,03	-2,07	1,18
	FZ [T]	9,5	3,42	-4,33	7,47	0,1	-0,1	0,68	-11,86
	MX [Tm]	-2,45	-1,1	-15,79	14,61	-0,17	0,17	18,25	-14,07
	MY [Tm]	-47,87	-18,27	-14,4	-5,33	-14,42	14,42	39,9	30,26
	MZ [Tm]	0,92	0,44	2,4	-2	-0,08	0,08	-3,05	1,63
Pylône6	FX [T]	-0,02	-0,03	0,48	-0,73	-1,02	1,02	-0,2	1,09
	FY [T]	-0,54	-0,24	1,4	-1,65	-0,03	0,03	-1,17	2,07
	FZ [T]	9,48	3,42	7,49	-4,35	0,1	-0,1	-11,88	0,7



	MX [Tm]	2,46	1,11	-14,59	15,77	0,17	-0,17	14,03	-18,23
	MY [Tm]	-47,85	-18,26	-5,32	-14,41	-14,42	14,42	30,23	39,89
	MZ [Tm]	-0,93	-0,44	1,98	-2,38	0,08	-0,08	-1,6	3,03
Pylône7	FX [T]	0,06	0,01	-0,83	0,61	-1,03	1,03	1,16	-0,37
	FY [T]	0,58	0,24	1,78	-1,51	0,06	-0,06	-2,22	1,27
	FZ [T]	8,42	2,97	-4,43	7,05	-0,17	0,17	1,44	-10,76
	MX [Tm]	-2,82	-1,11	-16,32	15,03	-0,48	0,48	18,96	-14,37
	MY [Tm]	-46,52	-17,65	-16,72	-2,44	-14,41	14,41	41,66	26,46
	MZ [Tm]	-0,65	-0,28	2	-2,32	-0,26	0,26	-1,74	2,86
Pylône8	FX [T]	0,61	0,26	0,38	-0,32	-0,87	0,87	-0,49	0,27
	FY [T]	-0,32	-0,15	1,05	-1,22	-0,03	0,03	-0,91	1,51
	FZ [T]	11,24	4,21	6,25	-2,28	0,25	-0,25	-11,58	-2,52
	MX [Tm]	1,02	0,6	-12,28	12,92	0,06	-0,06	12,26	-14,54
	MY [Tm]	-34,24	-12,16	-8,46	-4,51	-11,32	11,32	25,16	20,95
	MZ [Tm]	-2,74	-1,27	1,96	-3,17	-0,05	0,05	-0,57	4,88
Pylône9	FX [T]	-0,3	-0,13	-0,5	0,2	-0,68	0,68	0,92	0,17
	FY [T]	0,55	0,2	1,91	-1,69	0,06	-0,06	-2,3	1,53
	FZ [T]	4,37	1,15	-0,59	1,19	-0,21	0,21	-0,13	-2,01
	MX [Tm]	-3,24	-1,11	-16,28	15,04	-0,47	0,47	18,84	-14,45
	MY [Tm]	-36,74	-13,16	-16,91	3,07	-9,93	9,93	35,22	13,98
	MZ [Tm]	-2,8	-1,27	1,72	-2,94	-0,22	0,22	-0,31	4,64
Pylône10	FX [T]	-0,6	-0,3	-0,88	0,54	-0,49	0,49	1,36	-0,14
	FY [T]	-0,16	-0,1	1,09	-1,2	0	0	-1,03	1,4
	FZ [T]	3,83	0,91	0,6	0,31	0,03	-0,03	-1,77	-1,45
	MX [Tm]	0,23	0,43	-11,98	12,37	-0,09	0,09	12,25	-13,64
	MY [Tm]	-35,22	-12,46	-22,67	10,17	-8,34	8,34	39,68	4,76
	MZ [Tm]	-2,9	-1,34	1,8	-3,03	-0,18	0,18	-0,38	4,76

Le tableau suivant donne les réactions maximales pour les combinaisons de l'ELU :

Tableau 40 : Réactions maximales à l'ELU

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	2,42	3,89	29,8	31,76	34,25	10,06
Pylône	8	9	8	2	1	1
Cas	20 (C)	24 (C)	18 (C)	23 (C)	28 (C)	18 (C)

MIN	-2,47	-3,9	-11,31	-31,73	-110,77	-10,06
Pylône	1	2	6	9	4	10
Cas	17 (C)	23 (C)	27 (C)	24 (C)	17 (C)	17 (C)

Déplacements :

On s'intéressera ici aux déplacements aux bords libres des consoles et aux têtes des mâts sous les combinaisons de l'ELS :

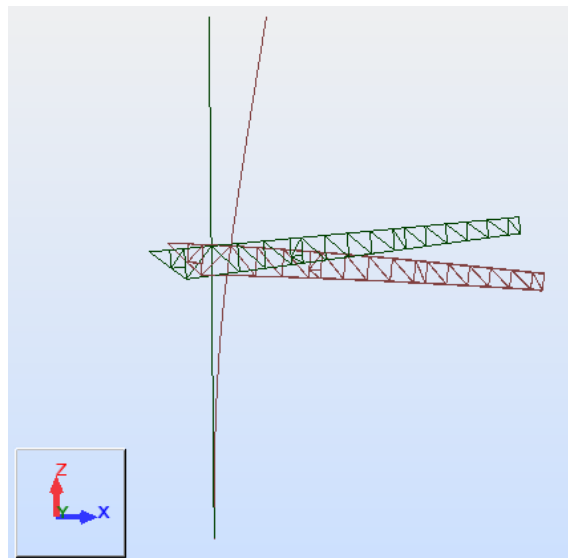


Figure 54 : Déformée d'une poutre console et d'un pylône

Les déplacements extrêmes aux bords libres des consoles :

Tableau 41 : Déplacements extrêmes à l'ELS aux bords libres

	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Rad)	Ry (Rad)	Rz (Rad)
MAX	6,9	3,9	-0,3	0,005	0,012	0,002
Poutre	4	10	1	8	5	10
Cas	36 (C)	36 (C)	35 (C)	37 (C)	36 (C)	36 (C)
MIN	0	-3,9	-15,1	-0,005	0	-0,002
Poutre	1	1	5	3	1	1
Cas	35 (C)	37 (C)	36 (C)	36 (C)	35 (C)	37 (C)

Les déplacements extrêmes en têtes des mâts :



Tableau 42 : Déplacements extrêmes à l'ELS en têtes des mâts

	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Rad)	Ry (Rad)	Rz (Rad)
MAX	15,6	1,5	0,1	0,001	0,011	0,001
Mât	4	5	4	8	4	10
Cas	36 (C)	36 (C)	36 (C)	37 (C)	36 (C)	36 (C)
MIN	0,1	-1,5	0	-0,001	0	-0,001
Mât	1	6	1	3	1	1
Cas	35 (C)	37 (C)	35 (C)	36 (C)	35 (C)	37 (C)

b- Résultats en dynamique :

Analyse modale :

Tableau 43 : Masses cumulées dans les 3 directions en fonction des modes

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1,26	0,79	43,44	0	24,4
2	1,43	0,7	43,44	47,74	24,4
3	1,52	0,66	43,44	68,35	24,4
4	1,74	0,57	48,68	68,35	27,31
5	1,91	0,52	48,68	68,82	27,31
6	2,57	0,39	64,6	68,82	35,96
7	2,65	0,38	64,62	68,82	35,96
8	2,67	0,37	64,62	68,84	35,96
9	3,24	0,31	71,26	68,84	44,32
10	3,92	0,26	71,27	68,84	44,56
11	3,94	0,25	71,27	79,63	44,56
12	4,08	0,25	71,27	97,62	44,56
13	4,41	0,23	71,27	97,64	44,56
14	4,53	0,22	71,95	97,64	45,09
15	4,7	0,21	76,88	97,64	45,11
16	4,74	0,21	76,88	98,04	45,11
17	5,01	0,2	94,74	98,04	52,02
18	5,12	0,2	94,74	98,29	52,02
19	5,25	0,19	94,74	98,29	52,02
20	5,51	0,18	94,74	98,29	52,02



21	5,58	0,18	94,74	98,29	52,02
22	5,78	0,17	94,74	98,57	52,02
23	5,83	0,17	96,32	98,57	55,76
24	6,03	0,17	96,32	98,57	55,76
25	6,17	0,16	96,32	98,65	55,76
26	6,21	0,16	97,58	98,65	57,05
27	6,52	0,15	97,59	98,65	57,06
28	6,88	0,15	97,59	98,65	57,06
29	6,93	0,14	97,68	98,65	57,32
30	7,31	0,14	97,69	98,65	57,33
31	7,37	0,14	97,69	98,67	57,33
32	7,5	0,13	98,04	98,67	57,39
33	7,67	0,13	98,04	98,7	57,39
34	7,79	0,13	98,16	98,7	57,41
35	8,11	0,12	98,16	98,82	57,41
36	8,25	0,12	98,2	98,82	57,47
37	8,26	0,12	98,21	98,83	57,47
38	8,76	0,11	98,3	98,84	58,15
39	8,77	0,11	98,31	98,97	58,19
40	8,84	0,11	98,31	99	58,23

Réactions :

Les réactions extrêmes sous les pylônes sont données par ce tableau :

Tableau 44 : Réactions extrêmes des combinaisons sismiques

	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
MAX	1,27	1,31	16,3	8,94	-40,41	5,58
Pylône	8	7	8	2	8	1
Cas	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)
MIN	-1,21	-1,28	4,47	-8,64	-68,48	-5,37
Pylône	1	4	1	9	5	14123
Cas	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)



Déplacements :

Aux bords libres des poutres :

Tableau 45 : Déplacements extrêmes aux bords libres en combinaisons sismiques

	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Rad)	Ry (Rad)	Rz (Rad)
MAX	6,6	2,4	-7	0,005	0,011	0,001
poutre	5	10	10	8	5	10
Cas	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	58 (C) (CQC)	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)
MIN	3,5	-2,3	-13,3	-0,004	0,006	-0,001
Poutre	10	1	5	3	10	1
Cas	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	68 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)

En têtes des mâts :

Tableau 46 : Déplacements extrêmes en têtes des mâts en combinaisons sismiques

	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Rad)	Ry (Rad)	Rz (Rad)
M AX	14,8	0,8	0,1	0,001	0,01	0,001
Mât	5	5	4	6	5	10
Cas	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)	58 (C) (CQC)	62 (C) (CQC)
MI N	8,2	-0,8	0,1	-0,001	0,006	-0,001
Mât	10	6	10	5	10	1
Cas	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)	64 (C) (CQC)



4-5- Remarques et commentaires :

Les combinaisons faisant intervenir les charges du vent sont largement plus défavorables que celles faisant intervenir les actions sismiques. Cela s'explique par la légèreté de la structure qui a un ratio global de 103 kg/m^2 (sachant que l'effet d'un séisme d'une accélération donnée est proportionnel à la masse de la structure).

Les réactions sont essentiellement dues aux actions permanentes et aux actions d'exploitation. L'action du vent normal au bord de la couverture vient accentuer ces réactions tandis que le vent oblique vient les soulager par un effet de soulèvement et par des moments dont le sens est différent de celui des moments dus aux actions permanentes et d'exploitation.

Ces réactions sont plus importantes à la base des pylônes se situant au milieu. On remarque aussi que les moments selon l'axe Y sont largement prépondérants par rapport aux moments selon l'axe X.

Les déplacements de la structure peuvent paraître excessifs (de l'ordre de 15 cm) mais ils restent inférieurs à $1/100^{\text{ème}}$ de la portée de la couverture. Ces déplacements peuvent être décomposés en deux parties qui s'additionnent : la première est due à la déformation propre de la couverture et la seconde correspond à un déplacement engendré par la flexion du mât.

5- Calcul manuel de certains éléments :

Dans cette partie nous allons aborder en détail le calcul manuel de certains éléments de la structure. Nous verrons dans l'ordre : le calcul des pannes, celui des pieds des pylônes, le ferrailage de leurs socles, et l'assemblage tirant-mât.

5-1- Calcul des pannes :

Les pannes sont soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et de la couverture), dont la résultante ramenée en charge linéique n , se décompose en une charge f parallèle à l'âme de la panne et une charge t perpendiculaire à l'âme ;
- A une charge oblique W , due au vent appliquée perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme de la panne.

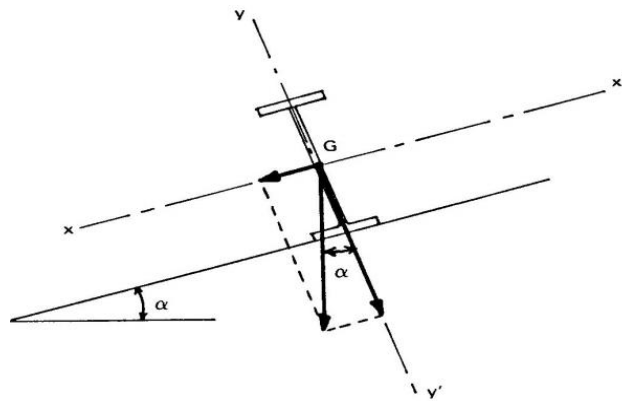


Figure 55 : Efforts agissant sur une panne

a- Principe de dimensionnement :

Conditions de résistance :

Soient σ_x et σ_y les contraintes engendrée par les charges appliquées aux pannes selon l'âme du profilé et selon la pente du versant, la vérification à faire est : (CM66 article 3,732)

$$\frac{9}{8}(\sigma + K_d \cdot \sigma_x + \sigma_y) = \frac{9}{8}\left(\frac{N}{A} + K_d \cdot \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}\right) \leq \sigma_e$$

On procède également à la vérification du cisaillement selon la formule :

$$1,54 \times \tau \leq \sigma_e$$



Les contraintes σ_x et σ_y sont obtenues à partir des moments de flexion M_x et M_y .

σ et τ sont obtenues respectivement à partir de l'effort normal N et de l'effort tranchant V appliqués aux pannes.

Kd est le coefficient de déversement obtenu par le calcul suivant : (CM66 article 3,6)

La contrainte de non déversement est donnée par :

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y h^2}{I_x l^2} (D - 1) BC$$

Où :

D est un coefficient fonction des dimensions de la pièce :

$$D = \sqrt{1 + 0.156 \frac{J l^2}{I_y h^2}}$$

C est un coefficient fonction de la répartition des charges et des conditions d'appuis. Dans le cas d'une charge uniformément répartie avec des appuis non encastrés par rapport aux axes G_x et G_y , on a

$$C = 1,132$$

B est un coefficient fonction du niveau d'application des charges. Quand les charges sont appliquées au niveau de la membrure supérieure :

$$B = \sqrt{1 + \left(0.405 \frac{\beta C}{D}\right)^2} - 0.405 \frac{\beta C}{D}$$

En cas de charge uniformément répartie avec des appuis non encastrés par rapport aux axes G_x et G_y , on a $\beta = 1$

Quand la contrainte de non déversement est supérieure à la limite élastique, il n'y a pas lieu de vérifier le déversement. Sinon ce risque subsiste.

On calcul l'élanement :



$$\lambda_0 = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{BC I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

A partir duquel on trouve le coefficient de flambement :

$$K_0 = \frac{2\bar{\lambda}^2}{1 + 0.339(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 - \sqrt{(1 + 0.339(\bar{\lambda} - 2) + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2}}$$

Où $\bar{\lambda}$ est l'élanement réduit = $\lambda_0/\lambda_{critique}$

Finalement on calcule le coefficient de flambement :

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} (K_0 - 1)}$$

Conditions de flèche :

On doit aussi vérifier que la flèche ne dépasse pas le $1/200^e$ de la portée de la panne, sous application des charges maximales, mais non pondérées afin d'éviter tout désordre éventuel au niveau de la couverture et de l'étanchéité.

$$f \leq f_{lim} = \frac{l}{200}$$

Afin d'éviter le déversement des pannes et de limiter la flèche dans le sens de la petite inertie, on réduit la portée transversale des pannes, en les reliant entre elles par des liernes situées à mi- portée de la pannes. Ces liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage.

b- Caractéristiques des pannes

- Portée de la panne : 4.67 m
- Entraxe des pannes : 2.00 m
- Angle de la toiture : 20.60°
- Le coefficient δ dépendant de la dimension : $\delta = 0,87$
- Limite élastique de l'acier : $\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$

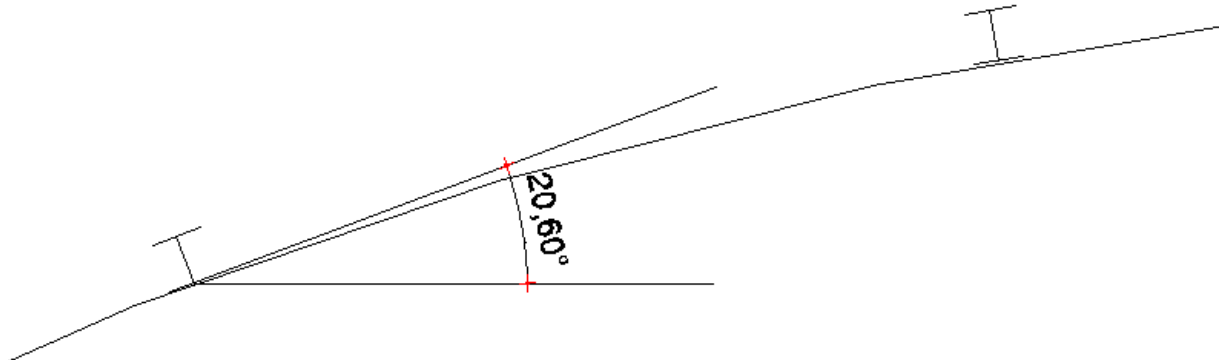


Figure 56 : Inclinaison de la panne d'extrémité

c- Evaluation des charges

Charges permanentes

- Poids propre de la panne
- Poids propre du bac acier 8 kg/m²
- Poids propre de l'étanchéité 7 kg/m²
- Poids propre de l'isolant 9 kg/m²

Charges d'exploitation

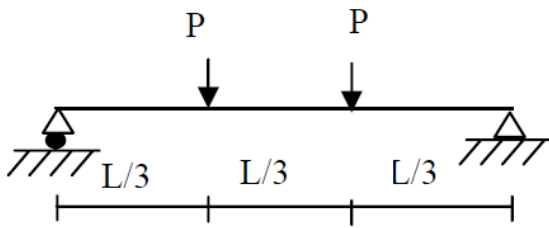
- Poussière 20 kg/m²
- Charge d'entretien 100 kg (2 charges concentrées à L/3)

Vent

- $V_{max} = 63.13 \times 0,87 = 54.92 \text{ kg/m}^2$
- $V_{min} = -92.40 \times 0,87 = -80.40 \text{ kg/m}^2$
- $V_{parallèle} = 6.36 \times 0,87 = 5.53 \text{ kg/m}^2$

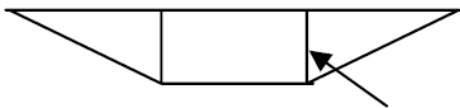
d- Calcul des sollicitations et des flèches :

Pour le calcul des sollicitations et des flèches on utilisera les formules suivantes :



$$M = \frac{P * L}{3}$$

$$V = P$$



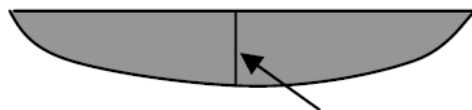
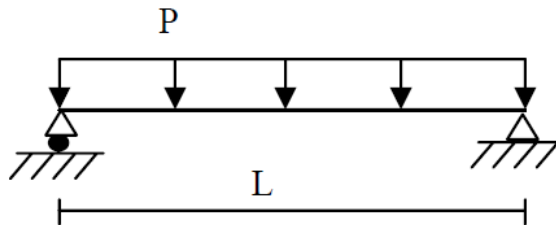
$$M = p \cdot L / 3$$

$$f = \frac{23}{24} \cdot \frac{P * (\frac{L}{3})^3}{E * I}$$

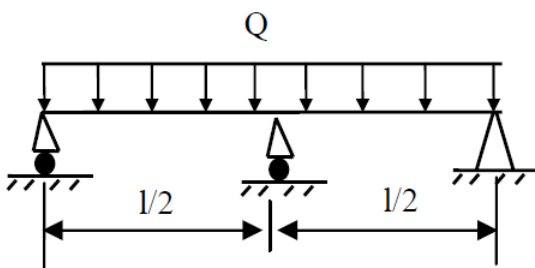
$$M = \frac{P * L^2}{8}$$

$$V = P * L / 2$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{P * L^4}{E * I}$$

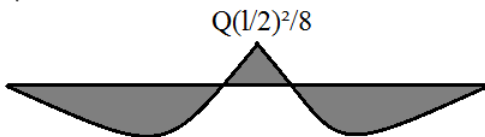


$$M = p \cdot L^2 / 8$$



$$M = \frac{Q * L^2}{8}$$

$$V = \frac{5}{8} Q * (\frac{L}{2})$$

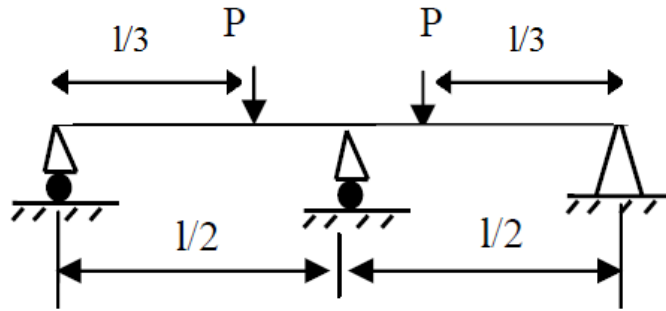


$$f = \frac{2,05}{384} \cdot \frac{Q * (\frac{L}{2})^4}{E * I}$$

$$M = \frac{5 P * L}{27 * 2}$$

$$V = \frac{23}{27} P$$

$$f = \frac{1}{162} \cdot \frac{P * (\frac{L}{2})^3}{E * I}$$



Ainsi tous calculs fait on obtient les résultats suivants pour un HEA 100 :

Tableau 47 : Sollicitations subies par les pannes

	Mx (kg.m)	My (kg.m)	fy (cm)	fx (cm)	Vy (kg)	Vx (kg)	N (kg)	
G	164,314	15,440	0,509	0,013	140,740	33,063	3,972	
Q	247,298	24,760	0,776	0,018	180,617	50,412	11,710	
V	max	299,453	0,000	0,928	0,000	294,817	0,000	0,000
	min	-438,293	0,000	-1,358	0,000	-431,508	0,000	0,000
	Parallèle	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	51,680

e- Vérfications pour un HEA 100 :

Vérfication de la flexion déviée composée :

Tableau 48 : Contraintes de flexion et de compression pour aux combinaisons de l'ELU

	$\sigma_x = M_x / w_x$ (kg/mm ²)	$\sigma_y = M_y / w_y$ (kg/mm ²)	$\sigma = N / A$ (kg/mm ²)	$9/8(\sigma + K_d * \sigma_x + \sigma_y)$
1.33G + 1.5Q	8,10	2,15	1,08	13,23
G + 1.75Vmax	9,46	0,58	0,19	12,07
G + 1.75Vmin	8,28	0,58	0,19	10,67
G + 1.75Vp	2,26	0,58	4,45	8,33
1.33G + 1.42(Q + Vmax)	13,67	2,08	1,03	19,70
1.33G + 1.42(Q + Vmin)	0,72	2,08	1,03	4,36
1.33G + 1.42(Q + Vp)	7,83	2,08	4,50	16,67

Dans toutes les combinaisons on a :



$$\frac{9}{8}(\sigma + K_d \cdot \sigma_x + \sigma_y) = \frac{9}{8}\left(\frac{N}{A} + K_d \cdot \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}\right) \leq \sigma_e$$

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau 49 : Contraintes de cisaillement aux combinaisons de l'ELU

	Vy (kg)	Vx (kg)	τ_y (kg/mm ²)	τ_x (kg/mm ²)
1.33G + 1.5Q	458,109	119,592	1,145	0,299
G + 1.75Vmax	656,670	33,063	1,642	0,083
G + 1.75Vmin	-614,399	33,063	1,536	0,083
1.33G + 1.42(Q + Vmax)	862,300	115,559	2,156	0,289
1.33G + 1.42(Q + Vmin)	-169,082	115,559	0,423	0,289

Dans toutes les combinaisons on a :

$$1,54 \times \tau \leq \sigma_e$$

Vérification de la flèche :

Tableau 50 : Flèches aux combinaisons de l'ELS

	fy (cm)	fx (cm)
G + Q	1,285	0,031
G + Vmax	1,437	0,013
G + Vmin	-0,849	0,013
G + Q + Vmax	2,213	0,031
G + Q + Vmin	-0,073	0,031

Pour toutes les combinaisons on a :

$$f \leq f_{lim} = \frac{l}{200}$$

5-2- Calcul de l'ancrage du pied du pylône :

L'ancrage est réalisé par une platine circulaire métallique soudée sur le pylône et fixée par huit tiges d'ancrage en acier réparties uniformément sur le pourtour de la platine.

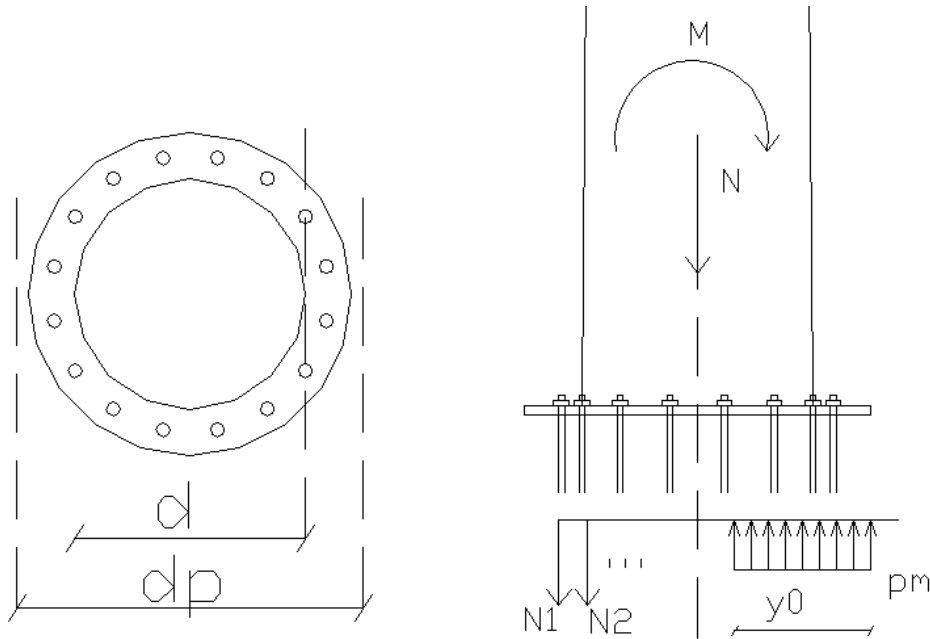


Figure 57 : Ancrage du pied du pylône

Ce qu'on gagne avec une telle conception, c'est qu'on peut exploiter la symétrie radiale pour se ramener d'un cas de flexion bi-axiale à un cas de flexion mono-axiale par simple rotation du repère en calculant la résultante des deux moments.

Le calcul sera mené selon la méthode décrite par Yvon Lescouarc'h dans son livre 'Les pieds de poteaux encastrés en acier'. Nous allons en premier lieu démontrer l'équation donnant la position de l'axe neutre avant d'entamer les vérifications.

a- Méthode de calcul de l'axe neutre y_0 :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on va exploiter les hypothèses suivantes :

- Hypothèse de Navier-Bernouilli :

La déformation ε_t des tiges tendues et la déformation ε_b du béton subissant la compression maximale sont proportionnelles aux distances de ces tiges et de ce béton à l'axe neutre :

$$\frac{\varepsilon_t}{d_t + \frac{d_p}{2} - y_0} = \frac{\varepsilon_b}{y_0}$$

Où d_t est la distance entre le centre de gravité des tiges tendues et l'axe de la platine.

- Comportement élastique des tiges et du béton :

$$\frac{F_t}{A_t} = E_a \varepsilon_t \quad \text{et} \quad p_m = E_b \varepsilon_b$$

Où F_t est la résultante des efforts de traction dans les tiges et A_t la section résistante de toutes les tiges tendues

- Equilibre des efforts :

$$N = p_m A_{comp} - F_t$$

Avec A_{comp} est l'aire de la partie comprimée de la platine :

$$A_{comp} = \frac{1}{2} \left(\frac{d_p}{2} \right)^2 (2\varphi - \sin(2\varphi))$$

$$\varphi = \text{Arccos} \left(\frac{\frac{d_p}{2} - y_0}{\frac{d_p}{2}} \right)$$

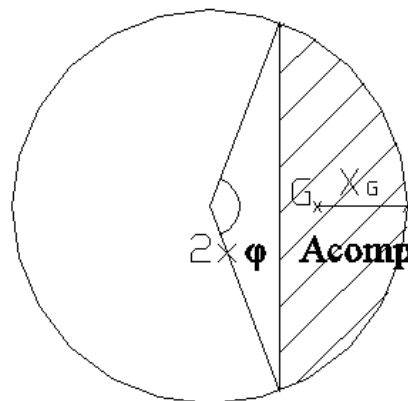


Figure 58 : Aire comprimée de la platine



- Equilibre des moments :

$$M = p_m A_{comp} \left(\frac{d_p}{2} - x_G \right) + F_t d_t$$

Avec

$$x_G = \frac{d_p}{2} \left(1 - \frac{4 \sin^3 \varphi}{3(2\varphi - \sin 2\varphi)} \right)$$

b- Résolution de l'équation donnant y_0 :

Nous avons établi 5 relations entre les 5 inconnues que sont ε_t , ε_b , y_0 , F_t et p_m .

En combinant ces relations on trouve facilement l'équation suivante dont la seule inconnue est y_0 :

$$X \left(\frac{M}{N} + x_G - \frac{d_p}{2} \right) - \frac{M}{N} - d_t = 0$$

Où

$$X = \frac{A_{comp}}{n A_t} \left(\frac{y_0}{d_t + \frac{d_p}{2} - y_0} \right)$$

Pour résoudre cette équation, on fera 7 hypothèses :

- Hypothèse 1 : 2 barres sont tendues. Dans ce cas

$$\begin{cases} A_t = 2A_b \\ d_t = a \cdot \cos\left(\frac{\pi}{16}\right) \end{cases}$$

Après résolution, on doit vérifier que :

$$\frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(3 \frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(\frac{\pi}{16}\right)$$

- Hypothèse 2 : 4 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 4A_b \\ d_t = \frac{a}{2} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3 \frac{\pi}{16}\right) \right) \end{cases}$$

$$\frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(5 \frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(3 \frac{\pi}{16}\right)$$



- Hypothèse 3 : 6 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 6A_b \\ d_t = \frac{a}{3} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) \right) \\ \frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(7\frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) \end{cases}$$

- Hypothèse 4 : 8 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 8A_b \\ d_t = \frac{a}{4} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(7\frac{\pi}{16}\right) \right) \end{cases}$$

$$\frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(7\frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} + a \cdot \cos\left(7\frac{\pi}{16}\right)$$

- Hypothèse 5 : 10 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 10A_b \\ d_t = \frac{a}{5} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) \right) \end{cases}$$

$$\frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(7\frac{\pi}{16}\right)$$

- Hypothèse 6 : 12 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 12A_b \\ d_t = \frac{a}{6} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) \right) \end{cases}$$

$$\frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right)$$

- Hypothèse 7 : 14 barres sont tendues

$$\begin{cases} A_t = 14A_b \\ d_t = \frac{a}{3} \left(\cos\left(\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right) + \cos\left(5\frac{\pi}{16}\right) \right) \end{cases}$$

$$\frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(\frac{\pi}{16}\right) \leq y_0 \leq \frac{d_p}{2} - a \cdot \cos\left(3\frac{\pi}{16}\right)$$

Après vérification, on ne prendra que l'hypothèse dont la condition sur y_0 est remplie.



c- Données d'entrée :

- Sollicitations : $M = 114.32 \text{ T.m}$ $N = -9.17 \text{ T}$ $V = 3.38 \text{ T}$
- Béton : $d_{\text{béton}} = 180 \text{ cm}$ $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ (dosage en ciment)
- Poteau: $d = 100 \text{ cm}$
- Platine: $d_p = 160 \text{ cm}$ $t_p = 3.50 \text{ cm}$ $\sigma_p = 24 \text{ kg/mm}^2$
- Tiges : $\phi_b = 39 \text{ mm}$ $A_b = 976 \text{ mm}^2$ classe 4.6 ($\sigma_b = 24 \text{ kg/mm}^2$)

d- Calcul de y_0 :

Le calcul a été effectué avec Excel pour résoudre l'équation en y_0 . C'est la troisième hypothèse qui est valide : 6 tiges d'ancrage sont mises en traction.

Le calcul a donné les résultats suivants :

$$A_t = 5856 \text{ mm}^2 \qquad d_t = 51.30 \text{ cm} \qquad y_0 = 113.28 \text{ cm} \qquad \varphi = 2.00 \text{ radians}$$

$$A_{\text{comp}} = 15220.61 \text{ cm}^2 \qquad x_G = 63.14 \text{ cm} \qquad X = 0.86 \qquad F_t = 65.51 \text{ T}$$

$$p_m = 0.37 \text{ Mpa}$$

e- Vérification des tiges d'ancrage :

On utilisant l'équilibre et la compatibilité des déformations on trouve :

$$N_1 = \frac{\frac{1}{2} F_t}{1 + \frac{a. (\cos(3 \frac{\pi}{16}) + \cos(5 \frac{\pi}{16})) + \frac{d_p}{2} - y_0}{a. \cos(\frac{\pi}{16}) + \frac{d_p}{g} - y_0}} = 18.46 \text{ T}$$

$$N_2 = \frac{\frac{1}{2} F_t}{1 + \frac{a. (\cos(\frac{\pi}{16}) + \cos(5 \frac{\pi}{16})) + \frac{d_p}{2} - y_0}{a. \cos(3 \frac{\pi}{16}) + \frac{d_p}{g} - y_0}} = 12.58 \text{ T}$$

Les tiges d'ancrage seront du type tige avec plaque d'ancrage dont les caractéristiques sont les suivantes (voir la figure ci-dessous :

$$r = 5 \text{ cm} \quad l = 50 \text{ cm} \quad t_{\text{plaque}} = 1.70 \text{ cm} \quad v = 25 \text{ cm} \quad (v = \min(d1 ; l))$$

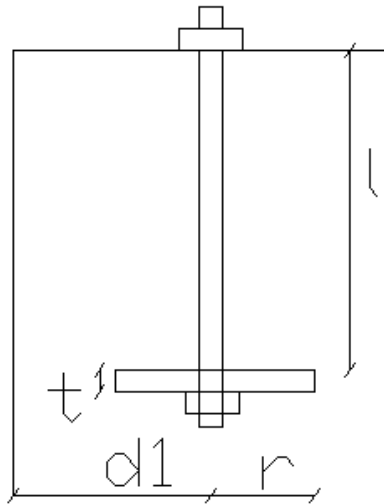


Figure 59 : Caractéristiques d'une tige avec plaque d'ancrage

- Vérification de la partie filetée :

$$N_1 \leq 0,8 * A_b \sigma_b = 18.74 T$$

- Vérification de la partie lisse :

L'effort admissible par scellement, dans le cas des tiges avec plaque d'ancrage est donné par la formule suivante : (selon Lescouarc'h)

$$N_{j \max} = 3\sigma_{bc}\pi \left(r^2 - \frac{\Phi^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right) + \pi\Phi\bar{\tau}_s l$$

Avec

$$\bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 * 1 * 2.1 = 1.26 \text{ Mpa}$$

On a alors

$$N_1 \leq N_{j \max} = 30.35 T$$

f- Vérification de platine :

On vérifie les sections 11', 22' et 33' (voir la figure ci-dessous) à la flexion et au cisaillement. Le moment fléchissant et l'effort tranchant dans ces sections doit être inférieur aux moment résistant et l'effort tranchant résistant.

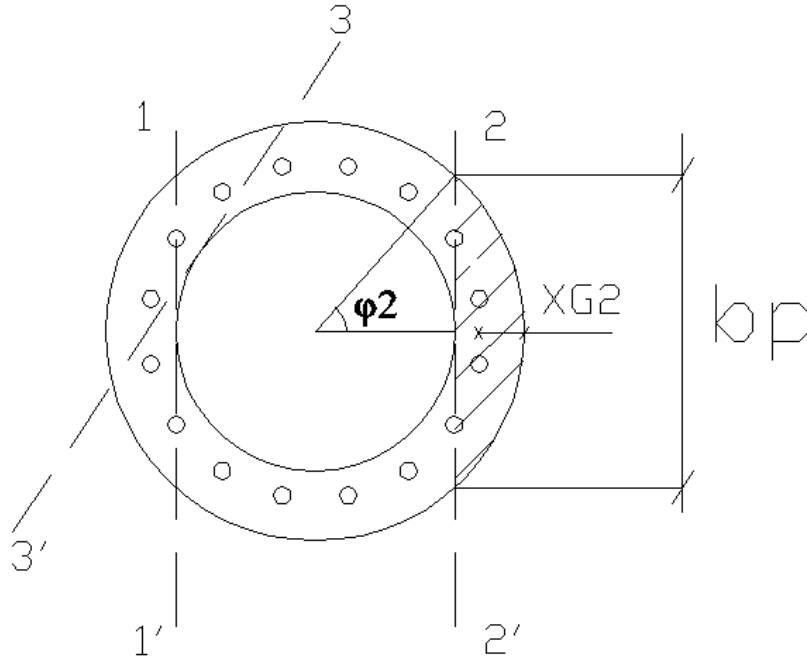


Figure 60 : Les différentes sections de la platine à vérifier

- Section 11' :

On a :

$$M_{11'} = 2N_1 \left(a \cdot \cos\left(\frac{\pi}{16}\right) - \frac{d}{2} \right) = 5.08 T.m$$

$$V_{11'} = 2N_1 = 36.92 T$$

La largeur b_p de la platine dans cette section vaut :

$$b_p = 2 \sqrt{\left(\frac{d_p}{2}\right)^2 - \left(\frac{d}{2}\right)^2} = 124.90 \text{ cm}$$

On a alors

$$M_{11'} \leq \sigma_e \frac{b_p t_p^2}{6} = 6.12 T.m$$

$$V_{11'} \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \frac{b_p t_p}{1.5} = 403.82 T$$

- Section 33' :



$$M_{33'} = N_1 \left(a - \frac{d}{2} \right) + (N_1 + N_2) * \left(a \cdot \cos \left(\frac{\pi}{8} \right) - \frac{d}{2} \right) = 5.89 T.m \leq \sigma_e \frac{b_p t_p^2}{6} = 6.12 T.m$$

$$V_{33'} = 2 * N_1 + N_2 = 49.50 T \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \frac{b_p t_p}{1.5} = 403.82 T$$

- Section 22' :

$$M_{22'} = \left(\frac{d_p - d}{2} - x_{G2} \right) p_m A_{comp2}$$

$$V_{22'} = p_m A_{comp2}$$

Avec :

$$A_{comp2} = \frac{1}{2} \left(\frac{d_p}{2} \right)^2 (2\varphi_2 - \sin(2\varphi_2))$$

$$\varphi_2 = \text{Arccos} \left(\frac{d}{d_p} \right) = 0.89 \text{ radians}$$

Donc $A_{comp2} = 2609.76 \text{ cm}^2$ et $x_{G2} = \frac{d_p}{2} \left(1 - \frac{4\sin^3 \varphi_2}{3(2\varphi_2 - \sin 2\varphi_2)} \right) = 17.78 \text{ cm}$

On obtient alors :

$$M_{22'} = 0.66 T.m \leq \sigma_e \frac{b_p t_p^2}{6} = 6.12 T.m$$

$$V_{22'} = 8.19 T \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} \frac{b_p t_p}{1.5} = 403.82 T$$

g- La bêche :

Les tiges ne peuvent pas transmettre au béton un effort tranchant appréciable, car ce matériau résiste mal à la pression diamétrale.

Lorsque l'effort tranchant ne peut être transmis à la fondation par frottement ($V > 0.3N$), on soude à la platine une bêche qui est dimensionnée pour transmettre la totalité de l'effort tranchant par butée sur le béton.

D'après Lescouarc'h, une bêche constituées par un tronçon de longueur 8 cm du profilé HEA100 peut reprendre un effort tranchant de 5.43 T, ce qui est largement suffisant dans notre cas.

5-3- Calcul du ferrailage du socle :

a- Vérification du béton :

La contrainte de compression doit être inférieure à la contrainte de compression admissible :
(BAEL *article* A.8.4,12)

$$\overline{\sigma}_{bc} = K \cdot \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec le coefficient de majoration $K = 1$ à 3.3 fonction des dimensions de la surface d'appui et des dimensions de la surface du massif. Ces deux surfaces n'étant pas concentriques, on ne considère de la surface du socle qu'une partie de manière à se ramener à ce cas (voir la figure). Ainsi le coefficient K est donné par la relation :

$$1 \leq K = 4 - \frac{4}{3} * 5 \sqrt{\frac{B_0}{B}} + \frac{4}{3} * \frac{8 B_0}{3 B} \leq 3.3$$

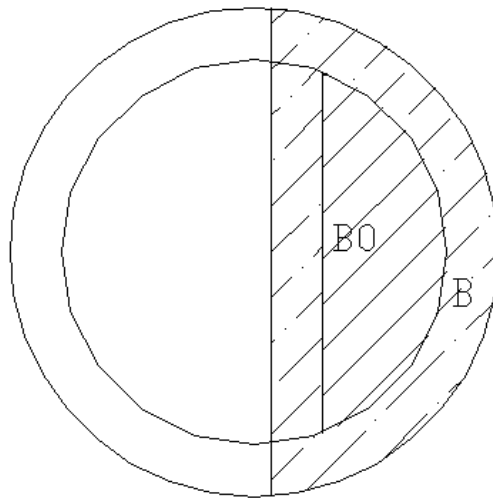


Figure 61 : Aire comprimée de la platine B0 et aire B du béton qui lui est concentrique

On vérifie alors que :

$$p_m = 0.56 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

b- Armatures s'opposant au glissement :

Sous l'action des charges situées près d'un bord libre, la rupture du béton peut avoir lieu par glissement du coin.

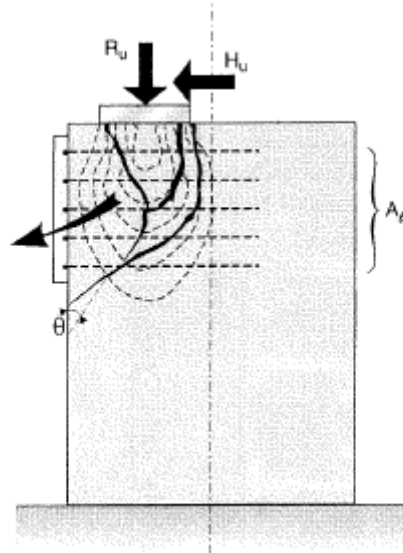


Figure 62 : Rupture du béton par glissement du coin

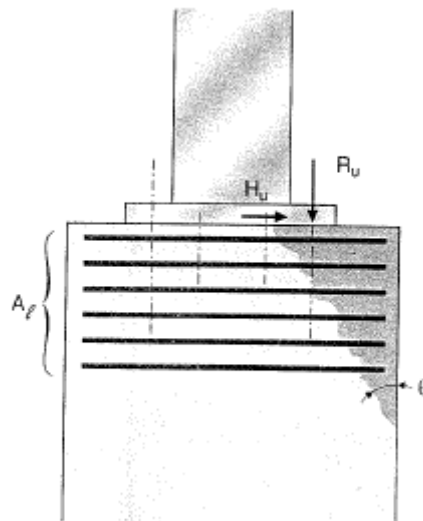


Figure 63 : Ferrailage à disposer pour contrer le glissement du coin

Il convient alors de ne pas charger le massif trop près de ses parements, le béton d'enrobage étant particulièrement vulnérable. De plus, les armatures doivent pouvoir être ancrées au-delà de la zone chargée.

Dans la pratique, les armatures de couture sont la plupart du temps horizontales et sont dimensionnées par la formule de l'équilibre du coin (BPEL, annexe 4) :

$$\frac{A_l f_e}{\gamma_s} \geq \frac{R_u}{2}$$

Avec $R_u = A_{comp} * p_m = 18237.51 * 0.56 = 1.026 \text{ MN}$

On obtient :

$$A_l = 11.80 \text{ cm}^2$$

c- Armatures s'opposant à l'éclatement :

La force F de traction appliquée aux tiges d'ancrage induit des bielles comprimées à 45° dans le béton. Elle se répartit entre les deux faces au prorata des distances :

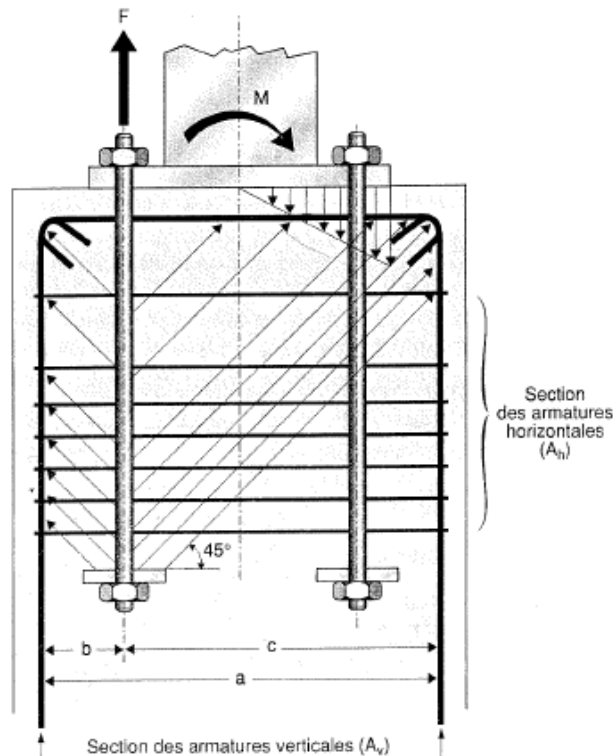


Figure 64 : Armatures s'opposant à l'éclatement

La section des armatures verticales A_v doit vérifier l'inégalité :



$$F_t \cdot \frac{c}{a} \leq \frac{A_v f_e}{\gamma_s}$$

Avec $a = 154 \text{ cm}$ (enrobage de 3 cm) $c = 124.36 \text{ cm}$

On trouve :

$$A_v = 13.55 \text{ cm}^2$$

La section des armatures de coutures A_h est calculée par :

$$A_h = \frac{F_t}{f_e / \gamma_s} = 16,78 \text{ cm}^2$$

d- Armatures de l'effort tranchant :

$$\tau = 0.017 \text{ Mpa} \leq \tau_{lim} = 4 \text{ Mpa} \quad ok$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} = 0.13 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

En prenant une section de 4HA8 = 2.01 cm² on trouve un espacement de 15 cm.

5-4- Calcul de l'assemblage tirant – mât :

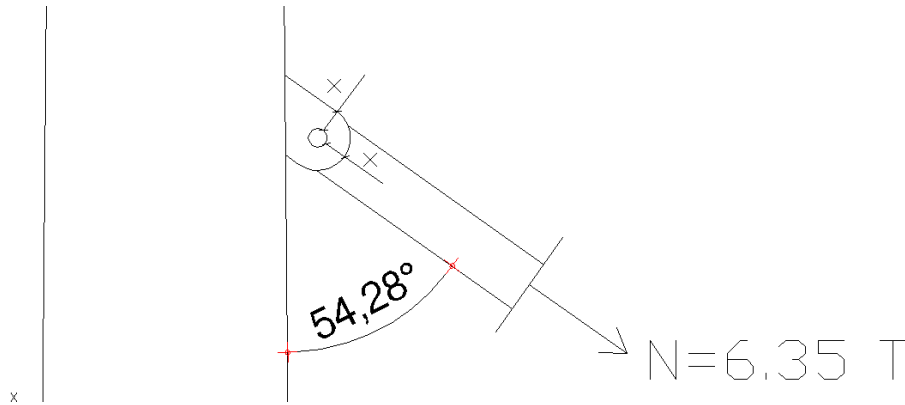


Figure 65 : Assemblage tirant-pylône

a- Boulons :

La résistance d'un boulon soumis à un double cisaillement est vérifiée quand on a :

$$1.54 \frac{N}{2A_b} \leq \sigma_e$$

Soit :
$$A_b \geq 1.54 \frac{N}{2\sigma_e} = 1.54 \frac{6.35 \cdot 10^3}{2 \cdot 24} = 203.73 \text{ mm}^2$$

Ce qui correspond à
$$\Phi_b \geq 20 \text{ mm}$$

On prendra
$$\Phi_b = 24 \text{ mm}$$

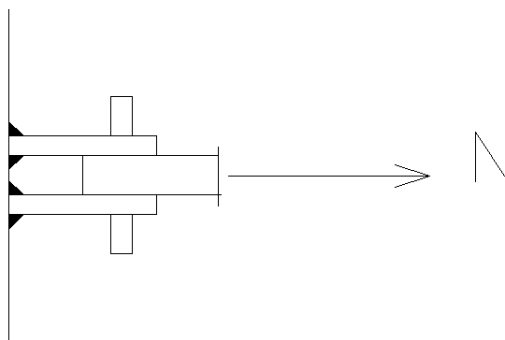


Figure 66 : Assemblage tirant-pylône (vue d'en dessus)



b- Vérification de la pression diamétrale :

- Pour le tirant :

Il s'agit d'un profilé circulaire 139.7 x 10 donc d'épaisseur égale à 10 mm.

La pression diamétrale agissant sur ce profilé est :

$$p = \frac{6.35 \cdot 10^3}{2 * 10 * 24} = 13.23 \text{ kg/mm}^2 \leq 3\sigma_e = 72 \text{ kg/mm}^2$$

- Pour la pièce :

On a
$$p = \frac{6.35 \cdot 10^3}{2 * e_p * 24} \leq 3\sigma_e$$

Donc
$$e_p \geq \frac{6.35 \cdot 10^3}{2 * 24 * 72} = 1.84 \text{ mm}$$

On prendra
$$e_p = 4 \text{ mm}$$

c- Vérification de la résistance de la pièce :

- Au cisaillement :

La contrainte de cisaillement est de :

$$\tau = 1/2 \frac{6.35 \cdot 10^3}{x * 4}$$

Cette contrainte doit vérifier :
$$1.54 \tau \leq \sigma_e$$

Donc
$$x \geq 1.54 * \frac{1}{2} * \frac{6.35 \cdot 10^3}{4 * 24} = 50.9 \text{ mm}$$

On prendra
$$x = 6 \text{ cm}$$

- A la traction :

La section nette vaut
$$A_{net} = 2 * x * e_p = 2 * 60 * 4 = 480 \text{ mm}^2$$

Ainsi
$$\frac{6.35 \cdot 10^3}{480} = 13.23 \text{ kg/mm}^2 \leq 24 \text{ kg/mm}^2$$



d- Vérification des soudures :

Il s'agit d'un assemblage à 4 cordons soumis à un effort oblique que l'on peut décomposer en un effort frontal et un effort latéral :

$$N_{perpendiculaire} = \frac{1}{4} N \sin \alpha$$

$$N_{parallèle} = \frac{1}{4} N \cos \alpha$$

D'où les contraintes agissant sur un cordon de soudure :

$$\sigma = \tau_{perp} = \frac{\sqrt{2} N_{perp}}{2 a.L} = \frac{N \sin \alpha}{4\sqrt{2}.a.L}$$

$$\tau_{para} = \frac{N_{para}}{a.L} = \frac{N \cos \alpha}{4a.L}$$

a étant la gorge de la soudure et L sa longueur.

La vérification consiste à remplir le critère de Von Mises :

$$K \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{perp}^2 + \tau_{para}^2)} \leq \sigma_e$$

$$\text{Soit } K \frac{N}{4a.L} \sqrt{3 - \sin^2 \alpha} \leq \sigma_e$$

Avec $K=0.7$ et $L = 17.62 \text{ cm}$

$$a \geq 0.7 \frac{6.35 \cdot 10^3}{4 * 176.2 * 24} \sqrt{3 - \sin^2(54.8)} = 0.40 \text{ mm}$$

On utilisera alors la règle générale

$$a = 0.7 * e_p = 3 \text{ mm}$$

5-5- Fondation du pylône :

La fondation du pylône est constituée par un radier partiel supportant ce dernier ainsi que les quatre poteaux l'entourant (coins des kiosques).

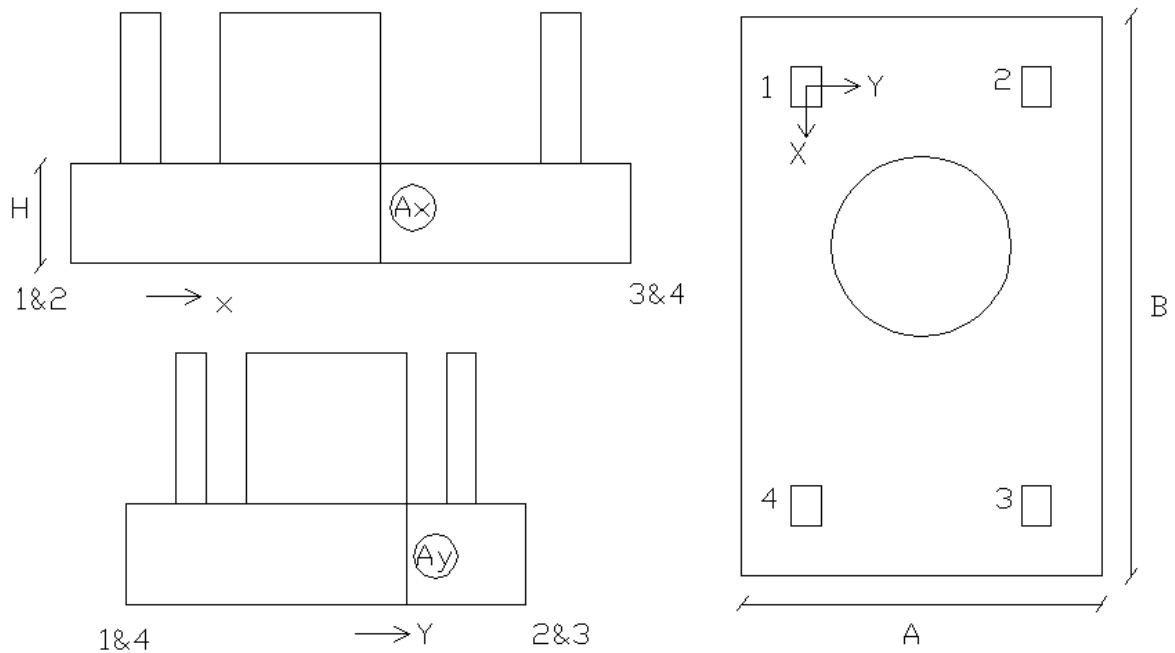


Figure 67 : Radier partiel

a- Rigidité du massif :

Afin de vérifier la rigidité du massif, nous allons d'abord calculer les longueurs élastiques :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = \sqrt[4]{\frac{EH^3}{3K}}$$

I est l'inertie du massif dans le sens considéré

E est le module d'élasticité du béton (on prendra $E = 200\,000 \text{ kg/m}^2$)

b est la largeur du massif



K est le coefficient de raideur du sol. Pour un « sol moyen » (contrainte admissible 2 bars) on peut prendre $K = 4 \text{ kg/m}^3$ (voir 'Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé' de l'auteur Albert Fuentes)

D'après les travaux de Verdeyen dans son cours de mécanique des sols, le calcul peut être effectué en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol si les dimensions du massif vérifient

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

Il n'y a donc pas lieu de faire des calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

Dans notre cas, les dimensions du massif sont les suivants

A (m)	3,6
B (m)	5,6
H (m)	1

Donc

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{EH^3}{3K}} = 3.59 \text{ m}$$

On vérifie alors

$$A < \frac{\pi}{2} l_e = 5.64 \text{ m}$$

$$B < \frac{\pi}{2} l_e$$

b- Charges appliquées au massif :

		Poteau1	Poteau2	Pylone	Poteau3	Poteau4	Résultante	X (m)	Y (m)
Charges permanentes	Fz (T)	11,24	11,24	8,7	19,28	19,28	69,74	2,52	1,15
	Mx (T.m)	0,34	0,34	1,81	0,12	0,12	2,73		
	My (T.m)	-0,23	-0,23	45,01	-0,04	-0,04	44,47		
Charges	Fz (T)	3,86	3,86	3,41	7,23	7,23	25,59	2,59	1,15



d'exploitation	Mx (T.m)	0,14	0,14	0,84	0,06	0,06	1,24		
	My (T.m)	-0,07	-0,07	18,37	-0,1	-0,1	18,03		
Vent 3	Fz (T)	0	0	7,36	0	0	7,36	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	-15,25	0	0	-15,25		
	My (T.m)	0	0	4,9	0	0	4,9		
Vent 5	Fz (T)	0	0	-4,22	0	0	-4,22	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	16,17	0	0	16,17		
	My (T.m)	0	0	14,94	0	0	14,94		
Vent 6	Fz (T)	0	0	0,1	0	0	0,1	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	0,2	0	0	0,2		
	My (T.m)	0	0	14,47	0	0	14,47		
Vent 7	Fz (T)	0	0	-0,1	0	0	-0,1	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	-0,2	0	0	-0,2		
	My (T.m)	0	0	-14,47	0	0	-14,47		
Vent 8	Fz (T)	0	0	-11,74	0	0	-11,74	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	15,07	0	0	15,07		
	My (T.m)	0	0	-29,93	0	0	-29,93		
Vent 9	Fz (T)	0	0	0,58	0	0	0,58	1,60	1,15
	Mx (T.m)	0	0	-18,33	0	0	-18,33		
	My (T.m)	0	0	-40,6	0	0	-40,6		

En calculant les résultantes des efforts et des moments par rapport au centre de gravité de la fondation, et en ajoutant le poids propre de cette dernière aux actions permanentes, on obtient :

	N (T)	Mx (T.m)	My (T.m)
Charges permanentes	120,14	2,73	73,888
Charges d'exploitation	25,59	1,24	30,479
Vent 3	7,36	-15,25	1,22
Vent 5	-4,22	16,17	17,05
Vent 6	0,1	0,2	14,42
Vent 7	-0,1	-0,2	-14,42
Vent 8	-11,74	15,07	-24,06
Vent 9	0,58	-18,33	-40,89

c- Calcul à l'ELU :

Vérification de la portance du sol :

Pour vérifier la portance du sol, on utilisera la méthode de Meyerhof : on remplace les dimensions réelles A et B par des dimensions réduites équivalentes

$$A' = A - 2ex$$

$$B' = B - 2ey$$

de façon à se ramener au cas d'une fondation centrée (voir la figure)

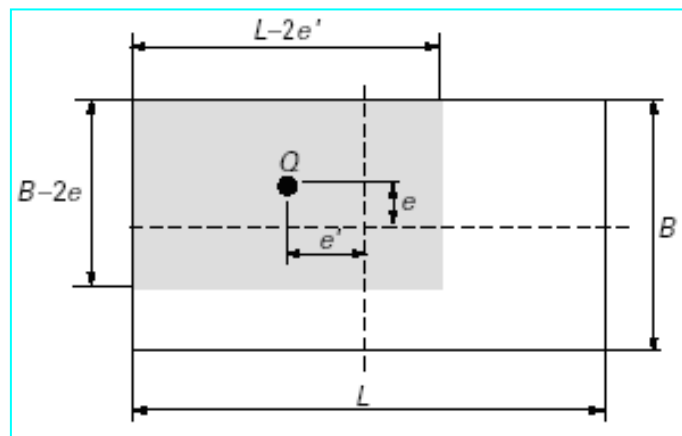


Figure 68 : Surface de Meyerhof

On vérifie alors que :

$$Q_{meyerhof} = N/(A'B') \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Le tableau suivant donne les combinaisons des cas de charges à l'ELU ainsi que les dimensions réduites équivalentes et la charge de Meyerhof :

Combinaisons	Fz	Mx	My	ex (m)	ey (m)	A'=A-2ex	B'=B-2ey	Q _{meyerhof} (bar)
1.33G+1.5Q	198,17	5,49	143,99	0,03	0,73	3,54	4,15	1,35
1.33G+1.5V3	170,83	-19,24	100,10	-0,11	0,59	3,37	4,43	1,14
G+1.75V3	133,02	-23,96	76,02	-0,18	0,57	3,24	4,46	0,92
1.33G+1.42(Q+V3)	206,58	-16,26	143,28	-0,08	0,69	3,44	4,21	1,42
1.33G+1.5V5	153,46	27,89	123,85	0,18	0,81	3,24	3,99	1,19
G+1.75V5	112,76	31,03	103,73	0,28	0,92	3,05	3,76	0,98
1.33G+1.42(Q+V5)	190,13	28,35	165,76	0,15	0,87	3,30	3,86	1,49



1.33G+1.5V6	159,94	3,93	119,90	0,02	0,75	3,55	4,10	1,10
G+1.75V6	120,32	3,08	99,12	0,03	0,82	3,55	3,95	0,86
1.33G+1.42(Q+V6)	196,27	5,68	162,03	0,03	0,83	3,54	3,95	1,40
1.33G+1.5V7	159,64	3,33	76,64	0,02	0,48	3,56	4,64	0,97
G+1.75V7	119,97	2,38	48,65	0,02	0,41	3,56	4,79	0,70
1.33G+1.42(Q+V7)	195,98	5,11	121,07	0,03	0,62	3,55	4,36	1,27
1.33G+1.5V8	142,18	26,24	62,18	0,18	0,44	3,23	4,73	0,93
G+1.75V8	99,60	29,10	31,78	0,29	0,32	3,02	4,96	0,67
1.33G+1.42(Q+V8)	179,45	26,79	107,39	0,15	0,60	3,30	4,40	1,23
1.33G+1.5V9	160,66	-23,86	36,94	-0,15	0,23	3,30	5,14	0,95
G+1.75V9	121,16	-29,35	2,33	-0,24	0,02	3,12	5,56	0,70
1.33G+1.42(Q+V9)	196,95	-20,64	83,49	-0,10	0,42	3,39	4,75	1,22

On voit bien que le sol est bon pour toutes les combinaisons.

Vérification du renversement du massif:

Combinaisons	Fz (T)	Mx (T.m)	My (T.m)	Mstab_x (T.m)	Mstab_y (T.m)	Mstab_x / Mx	Mstab_y / My
1.33G+1.5Q	198,17	5,49	143,99	356,71	653,96	64,96	4,54
1.33G+1.5V3	170,83	-19,24	100,10	307,49	563,73	15,98	5,63
G+1.75V3	133,02	-23,96	76,02	239,44	438,97	9,99	5,77
1.33G+1.42(Q+V3)	206,58	-16,26	143,28	371,84	681,70	22,86	4,76
1.33G+1.5V5	153,46	27,89	123,85	276,22	506,41	9,91	4,09
G+1.75V5	112,76	31,03	103,73	202,96	372,09	6,54	3,59
1.33G+1.42(Q+V5)	190,13	28,35	165,76	342,24	627,43	12,07	3,79
1.33G+1.5V6	159,94	3,93	119,90	287,89	527,79	73,24	4,40
G+1.75V6	120,32	3,08	99,12	216,57	397,04	70,31	4,01
1.33G+1.42(Q+V6)	196,27	5,68	162,03	353,28	647,68	62,24	4,00
1.33G+1.5V7	159,64	3,33	76,64	287,35	526,80	86,27	6,87
G+1.75V7	119,97	2,38	48,65	215,94	395,88	90,73	8,14
1.33G+1.42(Q+V7)	195,98	5,11	121,07	352,77	646,74	69,07	5,34
1.33G+1.5V8	142,18	26,24	62,18	255,92	469,18	9,75	7,55



G+1.75V8	99,60	29,10	31,78	179,27	328,66	6,16	10,34
1.33G+1.42(Q+V8)	179,45	26,79	107,39	323,02	592,20	12,06	5,51
1.33G+1.5V9	160,66	-23,86	36,94	289,18	530,17	12,12	14,35
G+1.75V9	121,16	-29,35	2,33	218,08	399,81	7,43	171,56
1.33G+1.42(Q+V9)	196,95	-20,64	83,49	354,51	649,93	17,18	7,78

Combinaisons	Fz (T)	Mx (T.m)	My (T.m)	Mstab_x (T.m)	Mstab_y (T.m)	Mstab_x / Mx	Mstab_y / My
G+Q	145,73	3,97	104,367	262,31	480,91	66,07	4,61
G+V3	127,5	-12,52	75,108	229,50	420,75	18,33	5,60
G+V5	115,92	18,9	90,938	208,66	382,54	11,04	4,21
G+V6	120,24	2,93	88,308	216,43	396,79	73,87	4,49
G+V7	120,04	2,53	59,468	216,07	396,13	85,40	6,66
G+V8	108,4	17,8	49,828	195,12	357,72	10,96	7,18
G+V9	120,72	-15,6	32,998	217,30	398,38	13,93	12,07
G+Q+V3	153,09	-11,28	105,587	275,56	505,20	24,43	4,78
G+Q+V5	141,51	20,14	121,417	254,72	466,98	12,65	3,85
G+Q+V6	145,83	4,17	118,787	262,49	481,24	62,95	4,05
G+Q+V7	145,63	3,77	89,947	262,13	480,58	69,53	5,34
G+Q+V8	133,99	19,04	80,307	241,18	442,17	12,67	5,51
G+Q+V9	146,31	-14,36	63,477	263,36	482,82	18,34	7,61

On constate que pour toutes les combinaisons :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{déstabilisant}} \geq 3.59$$

Vérification du poinçonnement :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045u_c * H * f_{cj}$$



u_c étant le périmètre du contour moyen au niveau du feuillet moyen en considérant une diffusion à 45° .

Pour les poteaux :

$$N_{u_{max}} = 36.5 T \leq 0.045 * 2(2 * 0.4 + 2 * H) * H * f_{cj} = 630 T$$

Pour les pylônes :

$$N_{u_{max}} = 26.9 T \leq 0.045 * \pi(1.80 + H) * H * f_{cj} = 989.6 T$$

Le poinçonnement est largement vérifié.

Calcul du ferrailage :

On calcule les contraintes aux quatre coins du massif par la relation de la RDM :

$$\sigma = \frac{N}{AB} \pm \frac{6M_x}{A^2B} \pm \frac{6M_y}{AB^2}$$

Ces contraintes sont reprises dans le tableau suivant :

Combinaisons	σ_1 (bar)	σ_2 (bar)	σ_3 (bar)	σ_4 (bar)
1.33G+1.5Q	0,26	0,17	1,70	1,79
1.33G+1.5V3	0,16	0,47	1,54	1,22
G+1.75V3	0,06	0,45	1,26	0,87
1.33G+1.42(Q+V3)	0,13	0,40	1,92	1,65
1.33G+1.5V5	0,33	-0,13	1,19	1,65
G+1.75V5	0,26	-0,25	0,85	1,37
1.33G+1.42(Q+V5)	0,30	-0,17	1,59	2,06
1.33G+1.5V6	0,19	0,12	1,40	1,46
G+1.75V6	0,10	0,04	1,10	1,15
1.33G+1.42(Q+V6)	0,16	0,07	1,79	1,88
1.33G+1.5V7	0,41	0,36	1,17	1,23
G+1.75V7	0,36	0,32	0,83	0,87
1.33G+1.42(Q+V7)	0,37	0,29	1,57	1,66
1.33G+1.5V8	0,59	0,16	0,82	1,25



G+1.75V8	0,57	0,08	0,42	0,90
1.33G+1.42(Q+V8)	0,54	0,10	1,24	1,68
1.33G+1.5V9	0,40	0,80	1,19	0,80
G+1.75V9	0,35	0,83	0,86	0,37
1.33G+1.42(Q+V9)	0,36	0,70	1,59	1,25

On calcule alors les moments qui nous donneront les sections d'acier comme suit :

- Nappe inférieure :

Elle est calculée à la section A (voir la figure ci-dessus) en considérant la partie du massif à sa droite comme une poutre en porte-à-faux à laquelle on applique la contrainte maximale des quatre contraintes calculées dans le tableau précédant :

$$M_x = \frac{l_y^2}{2} * \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3; \sigma_4)$$

$$M_y = \frac{l_x^2}{2} * \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3; \sigma_4)$$

Avec $l_x = 2.40 \text{ m}$ et $l_y = 0.90 \text{ m}$

- Nappe supérieure :

Elle est calculée en considérant le massif comme une poutre inversée encastree côté pylône et articulée côté poteau à laquelle on applique la même contrainte que pour la nappe inférieure :

$$M_x = \frac{9l_y^2}{128} \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3; \sigma_4)$$

$$M_y = \frac{9l_x^2}{128} \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3; \sigma_4)$$

Le tableau suivant reprend ces moments :

Combinaisons	Nappe inf		Nappe sup	
	Mx (T.m/ml)	My (T.m/ml)	Mx (T.m/ml)	My (T.m/ml)
1.33G+1.5Q	7,26	51,66	6,67	8,53
1.33G+1.5V3	6,23	44,31	5,72	7,31



G+1.75V3	5,11	36,34	4,69	6,00
1.33G+1.42(Q+V3)	7,78	55,31	7,14	9,13
1.33G+1.5V5	6,68	47,52	6,14	7,84
G+1.75V5	5,54	39,37	5,08	6,50
1.33G+1.42(Q+V5)	8,34	59,28	7,66	9,78
1.33G+1.5V6	5,93	42,14	5,44	6,95
G+1.75V6	4,65	33,09	4,27	5,46
1.33G+1.42(Q+V6)	7,62	54,19	7,00	8,94
1.33G+1.5V7	4,97	35,33	4,56	5,83
G+1.75V7	3,54	25,15	3,25	4,15
1.33G+1.42(Q+V7)	6,71	47,75	6,17	7,88
1.33G+1.5V8	5,07	36,08	4,66	5,95
G+1.75V8	3,66	26,02	3,36	4,29
1.33G+1.42(Q+V8)	6,81	48,45	6,26	8,00
1.33G+1.5V9	4,82	34,29	4,43	5,66
G+1.75V9	3,47	24,65	3,18	4,07
1.33G+1.42(Q+V9)	6,44	45,83	5,92	7,56

Enfin on calcule le ferrailage pour les moments les plus défavorables :

	Nappe inf		Nappe sup	
	sens y	sens x	sens y	sens x
M (T.m/ml)	8,34	59,28	7,66	9,78
mu	0,00726351	0,05165161	0,00667083	0,00852453
alpha	0,009	0,066	0,008	0,011
Z (cm)	0,90	0,88	0,90	0,90
Ast (cm ²)	2,14	15,56	1,96	2,51

d- Calcul à l'ELS :

On procède comme à l'ELU :

Vérification du sol :



Combinaisons	Fz	Mx	My	ex (m)	ey (m)	A'=A-2ex	B'=B-2ey	Q _{meyerhof} (bar)
G+Q	145,73	3,97	104,367	0,03	0,72	3,55	4,17	0,99
G+V3	127,5	-12,52	75,108	-0,10	0,59	3,40	4,42	0,85
G+V5	115,92	18,9	90,938	0,16	0,78	3,27	4,03	0,88
G+V6	120,24	2,93	88,308	0,02	0,73	3,55	4,13	0,82
G+V7	120,04	2,53	59,468	0,02	0,50	3,56	4,61	0,73
G+V8	108,4	17,8	49,828	0,16	0,46	3,27	4,68	0,71
G+V9	120,72	-15,6	32,998	-0,13	0,27	3,34	5,05	0,71
G+Q+V3	153,09	-11,28	105,587	-0,07	0,69	3,45	4,22	1,05
G+Q+V5	141,51	20,14	121,417	0,14	0,86	3,32	3,88	1,10
G+Q+V6	145,83	4,17	118,787	0,03	0,81	3,54	3,97	1,04
G+Q+V7	145,63	3,77	89,947	0,03	0,62	3,55	4,36	0,94
G+Q+V8	133,99	19,04	80,307	0,14	0,60	3,32	4,40	0,92
G+Q+V9	146,31	-14,36	63,477	-0,10	0,43	3,40	4,73	0,91

Le sol est bon pour toutes les combinaisons.

Calcul du ferrailage :

On considère que la fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_s = 165 \text{ Mpa}$$

Combinaisons	σ_1 (bar)	σ_2 (bar)	σ_3 (bar)	σ_4 (bar)
G+Q	0,20	0,14	1,24	1,31
G+V3	0,13	0,34	1,14	0,93
G+V5	0,25	-0,06	0,90	1,21
G+V6	0,15	0,10	1,04	1,09
G+V7	0,30	0,26	0,89	0,93
G+V8	0,42	0,13	0,66	0,95
G+V9	0,29	0,55	0,90	0,65
G+Q+V3	0,10	0,29	1,41	1,23
G+Q+V5	0,22	-0,11	1,18	1,51
G+Q+V6	0,13	0,06	1,32	1,39
G+Q+V7	0,28	0,21	1,17	1,23



G+Q+V8	0,40	0,08	0,93	1,25
G+Q+V9	0,27	0,51	1,18	0,94

Combinaisons	Nappe inf		Nappe sup	
	Mx (T.m/ml)	My (T.m/ml)	Mx (T.m/ml)	My (T.m/ml)
G+Q	5,31	37,74	4,87	6,23
G+V3	4,60	32,69	4,22	5,40
G+V5	4,92	34,98	4,52	5,77
G+V6	4,41	31,39	4,05	5,18
G+V7	3,78	26,85	3,47	4,43
G+V8	3,85	27,35	3,53	4,51
G+V9	3,66	26,01	3,36	4,29
G+Q+V3	5,73	40,72	5,26	6,72
G+Q+V5	6,13	43,60	5,63	7,19
G+Q+V6	5,63	40,01	5,17	6,60
G+Q+V7	4,99	35,47	4,58	5,85
G+Q+V8	5,06	35,97	4,65	5,94
G+Q+V9	4,79	34,04	4,40	5,62

	Nappe inf		Nappe sup	
	sens y	sens x	sens y	sens x
M (T.m/ml)	6,13	43,60	5,63	7,19
mu1	0,0004587	0,00326189	0,00042127	0,00053834
k1	116,6	38,76	123,9	107
σ_b (Mpa)	1,42	4,26	1,33	1,54
	$\sigma_b < \sigma_{b_bar}$	$\sigma_b < \sigma_{b_bar}$	$\sigma_b < \sigma_{b_bar}$	$\sigma_b < \sigma_{b_bar}$
béta1	0,962	0,907	0,964	0,959
A (cm ²)	4,29	32,37	3,93	5,05

On voit bien que ce sont les sections de l'ELS qui sont les plus défavorables :



	Nappe inf		Nappe sup	
	sens y	sens x	sens y	sens x
Aréelle (/ml)	6 HA 10	7 HA 25	5 HA 10	7 HA 10



Conclusion

Au terme de cette étude, diverses remarques et conclusions sont à formuler concernant l'ensemble des aspects abordés et la façon avec laquelle ils étaient traités et mis en lumière au cours des différentes phases de ce travail. Ainsi on peut citer les formulations techniques ci-dessous :

La conception représente un élément clé dans toute étude, et doit être entreprise et élaborée à la base d'une grande part d'expérience et d'une appréhension et maîtrise considérables des facteurs et choix cruciaux et inhérents à l'atteinte d'une conception économique, esthétique et techniquement fiable.

Le cas étudié présente des éléments de grandes dimensions ce qui se justifie par les importantes actions et donc sollicitations reprises par la structure, en particulier celles issues de l'effet du vent sur la couverture.

Il est difficile et parfois frustrant, pour un élève ingénieur, de s'apercevoir que dans un projet réel, il n'est pas simple de mettre en adéquation les aspects techniques, esthétiques et financiers, car le dernier, dans notre société actuelle, représente bien souvent l'enjeu majeur d'une opération de construction.

Le travail entre l'ingénieur structure et l'architecte permet bien souvent de transformer des difficultés d'ordre structurel en atout architectural. Il apparaît donc indispensable que la bonne réalisation d'un ouvrage soit le fruit d'échanges permanents et d'un travail en collaboration étroite entre ceux-ci.

Comme impression personnelle, on ne peut que souligner l'importance d'un tel projet académique dans le développement de nos connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de la charpente métallique et du béton armé. Ce travail nous a constitués également une véritable aubaine nous permettant à la fois de découvrir plus en détails les règlements en vigueur. Le recours au logiciel ROBOT Millénium nous était également une bonne opportunité nous favorisant une assimilation directe des différentes options et étapes de saisie, de dimensionnement et de vérification des structures en acier et en béton armé.



En somme, ce travail de fin d'études nous a permis de mettre à profit les connaissances apportées dans le cadre de la formation d'ingénieur en Génie Civil à l'Ecole Hassania des Travaux Publics. Nous espérons qu'il aura participé à l'enrichissement de notre bibliothèque par un autre cas pratique bien détaillé qui pourrait servir de ressource pour les promotions à venir.



Bibliographie

Normes :

CSTB, 2000 - DTU P 18-702 Règles BAEL 91 révisées 99

CTICM (Centre Technique Industriel de la Construction Métallique), Décembre 1966. – DTU P 22-701 Règles CM – Règles de calcul des constructions en acier de Décembre 1966

CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment), Avril 2000. – DTU P 06-002 Règles NV 65 - Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes d'Avril 2000

Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement - Règlement de construction parasismique RPS2000

CSTB, Octobre 1987. – DTU P 92-701 Règles de calcul FB – Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton

AFNOR, Juin 1986. – NF P 06-001 - Bases de calcul des constructions Charges d'exploitation des bâtiments

AFNOR, décembre 1995. - NF P 06-013 Règles PS applicables aux bâtiments, dites Règles PS 92

Ouvrages :

Henry Thonier, 1992 à 1996. – Conception et calcul des structures de bâtiment, tomes 1 à 4, Presses de l'Ecole Nationales des Ponts et Chaussées

Guerrin A., 1971. - Traité de béton armé 4, Edition Dunod

Yvon Lescouarc'h, avril 1988. - Les pieds de poteaux encastrés en acier, CTICM

Victor Davidovici, 1995. – Formulaire du béton armé, publications du Moniteur

Albert Fuenes, 1983. – Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé, Edition Eyrolles



Annexes



FAMILLE : 17 Diagonales des grands arcs

PIECE : 24877 Diagonale_CM66_24877

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18 = 1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33 + (2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 33.7x4

$ht = 3.4 \text{ cm}$ $A_y = 2.24 \text{ cm}^2$ $A_z = 2.24 \text{ cm}^2$ $A_x = 3.73 \text{ cm}^2$

$ea = 0.4 \text{ cm}$ $I_y = 4.19 \text{ cm}^4$ $I_z = 4.19 \text{ cm}^4$ $I_x = 8.38 \text{ cm}^4$

$W_{ely} = 2.48 \text{ cm}^3$ $W_{elz} = 2.48 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 2.91/3.73 = 76.51 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.00/5.64 = 3.82 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.00/2.76 = 15.85 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y = 1.2583 \text{ m}$ $\mu_{y1} = 3.00$ $L_z = 1.2583 \text{ m}$ $\mu_{z1} = 1.92$

$L_{fy} = 1.0067 \text{ m}$ $k_{y1} = 1.18$ $L_{fz} = 1.2583 \text{ m}$ $k_{z1} = 1.48$

$\lambda_{y1} = 94.98$ $k_{Fy} = 1.91$ $\lambda_{z1} = 118.72$ $k_{Fz} = 3.49$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.48 * 76.51 + 1.91 * 3.82 + 3.49 * 15.85 = 176.06 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.21 = 0.32 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.18| = |-0.27| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 14 Diagonales des poutres

PIECE : 27333 Diagonale_CM66_27333

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$ $1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 48.3x5

$ht=4.8 \text{ cm}$ $A_y=4.08 \text{ cm}^2$ $A_z=4.08 \text{ cm}^2$ $A_x=6.80 \text{ cm}^2$

$ea=0.5 \text{ cm}$ $I_y=16.20 \text{ cm}^4$ $I_z=16.20 \text{ cm}^4$ $I_x=32.30 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=6.69 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=6.69 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -6.62/6.80 = -95.42 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.06/8.08 = -70.29 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.04/12.08 = -31.30 \text{ Mpa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -95.42 + -70.29 + -31.30 = | -197.01 | < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = 1.54 * 3.50 = 5.39 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -5.53| = |-8.51| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 13 Diagonales des petits arcs

PIECE : 18281 membrure inf_18281

Cas de charge décisif : $17 \text{ EFF}/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42$ $1*1.33+(2+5)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION :

$ht=4.2 \text{ cm}$ $A_y=2.90 \text{ cm}^2$ $A_z=2.90 \text{ cm}^2$ $A_x=4.83 \text{ cm}^2$

$ea=0.4 \text{ cm}$ $I_y=8.99 \text{ cm}^4$ $I_z=8.99 \text{ cm}^4$ $I_x=18.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=4.24 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=4.24 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -8.13/4.83 = -165.15 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.01/5.95 = -17.28 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.01/6.05 = -16.72 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + kD*\text{SigFy} + \text{SigFz} = -165.15 + 1.00*-17.28 + -16.72 = | -199.16 | < 235.00 \text{ MPa}$$

(3.731)

$$1.54*\text{Tauy} = |1.54*-0.82| = |-1.26| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54*\text{Tauz} = |1.54*-0.59| = |-0.90| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 9 Mâts

PIECE : 25987 Poteau_25987

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : TRONC74X60X20

$ht=74.0 \text{ cm} \quad A_y=271.43 \text{ cm}^2 \quad A_z=271.43 \text{ cm}^2 \quad A_x=452.39 \text{ cm}^2$

$ea=2.0 \text{ cm} \quad I_y=293374.48 \text{ cm}^4 \quad I_z=293374.48 \text{ cm}^4 \quad I_x=586748.96 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=7929.04 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=7929.04 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -0.30/452.39 = -0.07 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -26.31/9062.74 = -28.47 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -14.56/16372.35 = -8.72 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -0.07 + -28.47 + -8.72 = |-37.26| < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.66 = 1.02 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -1.20| = |-1.85| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 18 Membrures inf des grands arcs

PIECE : 18281 membrure inf_18281

Cas de charge décisif : $17 \text{ EFF}/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42$ $1*1.33+(2+5)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 42.4x4

$ht=4.2 \text{ cm}$ $A_y=2.90 \text{ cm}^2$ $A_z=2.90 \text{ cm}^2$ $A_x=4.83 \text{ cm}^2$

$ea=0.4 \text{ cm}$ $I_y=8.99 \text{ cm}^4$ $I_z=8.99 \text{ cm}^4$ $I_x=18.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=4.24 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=4.24 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -8.13/4.83 = -165.15 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.01/5.95 = -17.28 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.01/6.05 = -16.72 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + kD*\text{SigFy} + \text{SigFz} = -165.15 + 1.00*-17.28 + -16.72 = | -199.16 | < 235.00 \text{ MPa}$$

(3.731)

$$1.54*\text{Tauy} = |1.54*-0.82| = |-1.26| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54*\text{Tauz} = |1.54*-0.59| = |-0.90| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 6 Membrures inf des poutres_1

PIECE : 28730

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 101.6x10

$ht=10.2 \text{ cm} \quad A_y=17.28 \text{ cm}^2 \quad A_z=17.28 \text{ cm}^2 \quad A_x=28.80 \text{ cm}^2$

$ea=1.0 \text{ cm} \quad I_y=305.00 \text{ cm}^4 \quad I_z=305.00 \text{ cm}^4 \quad I_x=611.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=60.04 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=60.04 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 31.06/28.80 = 105.78 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.02/559.02 = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.19/60.39 = 30.25 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=2.2859 \text{ m} \quad \mu_{y1}=4.90 \quad L_z=2.2859 \text{ m} \quad \mu_{z1}=3.97$

$L_{fy}=2.0573 \text{ m} \quad k_{1y}=1.08 \quad L_{fz}=2.2859 \text{ m} \quad k_{1z}=1.11$

$\text{Lambda } y=63.22 \quad k_{Fy}=1.43 \quad \text{Lambda } z=70.24 \quad k_{Fz}=1.58$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.11 * 105.78 + 1.43 * 0.35 + 1.58 * 30.25 = 165.96 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 1.77 = 2.72 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.23| = |-0.36| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 8 Membrures inf des poutres_2

PIECE : 27301

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 177.8x12.5

$ht=17.8 \text{ cm} \quad A_y=38.94 \text{ cm}^2 \quad A_z=38.94 \text{ cm}^2 \quad A_x=64.90 \text{ cm}^2$

$ea=1.3 \text{ cm} \quad I_y=2230.00 \text{ cm}^4 \quad I_z=2230.00 \text{ cm}^4 \quad I_x=4460.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=250.84 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=250.84 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 30.82/64.90 = 46.57 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 1.19/619.66 = 18.79 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 2.68/274.33 = 95.87 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=1.2476 \text{ m} \quad \mu_{y1}=121.29 \quad L_z=1.2476 \text{ m} \quad \mu_{z1}=98.25$

$L_{fy}=1.1228 \text{ m} \quad k_{1y}=1.00 \quad L_{fz}=1.2476 \text{ m} \quad k_{1z}=1.00$

$\text{Lambda } y=19.15 \quad k_{Fy}=1.01 \quad \text{Lambda } z=21.28 \quad k_{Fz}=1.02$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.00 * 46.57 + 1.01 * 18.79 + 1.02 * 95.87 = 163.16 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 5.45 = 8.40 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -2.51| = |-3.86| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 19 Membrures sup des grands arcs

PIECE : 29301 Membrure_sup_CM66_29301

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 76.1x5

$ht=7.6 \text{ cm} \quad A_y=6.72 \text{ cm}^2 \quad A_z=6.72 \text{ cm}^2 \quad A_x=11.20 \text{ cm}^2$

$ea=0.5 \text{ cm} \quad I_y=70.90 \text{ cm}^4 \quad I_z=70.90 \text{ cm}^4 \quad I_x=142.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=18.61 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=18.61 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 4.45/11.20 = 39.01 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.11/44.49 = 24.67 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.24/20.55 = 115.91 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=0.9594 \text{ m} \quad \mu_{y1}=45.12 \quad L_z=0.9594 \text{ m} \quad \mu_{z1}=36.55$

$L_{fy}=0.8634 \text{ m} \quad k_{1y}=1.01 \quad L_{fz}=0.9594 \text{ m} \quad k_{1z}=1.01$

$\text{Lambda } y=34.32 \quad k_{Fy}=1.04 \quad \text{Lambda } z=38.13 \quad k_{Fz}=1.04$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 39.01 + 1.04 * 24.67 + 1.04 * 115.91 = 185.89 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 6.14 = 9.45 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -2.83| = |-4.36| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 7 Membrures sup des poutres_1

PIECE : 27464 Membrure_sup_27464

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$ $1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 101.6x10

$ht=10.2 \text{ cm}$ $A_y=17.28 \text{ cm}^2$ $A_z=17.28 \text{ cm}^2$ $A_x=28.80 \text{ cm}^2$

$ea=1.0 \text{ cm}$ $I_y=305.00 \text{ cm}^4$ $I_z=305.00 \text{ cm}^4$ $I_x=611.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=60.04 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=60.04 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -18.33/28.80 = -62.41 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.01/1892.27 = -0.06 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.38/60.07 = -61.73 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -62.41 + -0.06 + -61.73 = |-124.20| < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 2.58 = 3.98 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.04| = |-0.06| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 10 Membrures sup des poutres_2

PIECE : 27386 Membrure_sup_27386

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$ $1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 177.8x12.5

$ht=17.8 \text{ cm}$ $A_y=38.94 \text{ cm}^2$ $A_z=38.94 \text{ cm}^2$ $A_x=64.90 \text{ cm}^2$

$ea=1.3 \text{ cm}$ $I_y=2230.00 \text{ cm}^4$ $I_z=2230.00 \text{ cm}^4$ $I_x=4460.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=250.84 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=250.84 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -26.98/64.90 = -40.76 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.62/1075.02 = -5.68 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -2.60/257.96 = -98.70 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -40.76 + -5.68 + -98.70 = |-145.15| < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 5.51 = 8.49 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 1.43 = 2.20 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 20 Membrures sup des petits arcs

PIECE : 22463 Membrure_sup_CM66_22463

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$ $1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 76.1x5

$ht=7.6 \text{ cm}$ $A_y=6.72 \text{ cm}^2$ $A_z=6.72 \text{ cm}^2$ $A_x=11.20 \text{ cm}^2$

$ea=0.5 \text{ cm}$ $I_y=70.90 \text{ cm}^4$ $I_z=70.90 \text{ cm}^4$ $I_x=142.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=18.61 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=18.61 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -6.80/11.20 = -59.54 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.20/21.90 = -88.49 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.12/35.40 = -33.95 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -59.54 + -88.49 + -33.95 = |-181.97| < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -5.07| = |-7.81| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 7.49 = 11.53 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 5 Montants des grands arcs

PIECE : 24686 Montant_CM66_24686

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42$ $1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 76.1x5

$ht=7.6 \text{ cm}$ $A_y=6.72 \text{ cm}^2$ $A_z=6.72 \text{ cm}^2$ $A_x=11.20 \text{ cm}^2$

$ea=0.5 \text{ cm}$ $I_y=70.90 \text{ cm}^4$ $I_z=70.90 \text{ cm}^4$ $I_x=142.00 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=18.61 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=18.61 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = -0.10/11.20 = -0.89 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = -0.14/46.44 = -30.56 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = -0.33/20.31 = -159.72 \text{ MPa}$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + \text{SigFy} + \text{SigFz} = -0.89 + -30.56 + -159.72 = |-191.17| < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -19.29| = |-29.71| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -8.47| = |-13.04| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 24 Montants des poutres

PIECE : 28077 Montant_CM66_28077

Cas de charge décisif : 17 EFF/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42 1*1.33+(2+5)*1.42

MATERIAU : ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 76.1x5

ht=7.6 cm $A_y=6.72$ cm² $A_z=6.72$ cm² $A_x=11.20$ cm²

ea=0.5 cm $I_y=70.90$ cm⁴ $I_z=70.90$ cm⁴ $I_x=142.00$ cm⁴

$W_{ely}=18.61$ cm³ $W_{elz}=18.61$ cm³

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 5.37/11.20 = 47.05 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.07/71.05 = 10.23 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.27/19.28 = 138.88 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=0.3594$ m $M_{uy}=337.38$ $L_z=0.3594$ m $M_{uz}=215.92$

$L_{fy}=0.2875$ m $k_{ly}=1.00$ $L_{fz}=0.3594$ m $k_{lz}=1.00$

$\text{Lambda } y=11.43$ $k_{Fy}=1.00$ $\text{Lambda } z=14.28$ $k_{Fz}=1.01$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 47.05 + 1.00 \cdot 10.23 + 1.01 \cdot 138.88 = 197.27 < 235.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 19.88 = 30.61 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 7.42 = 11.43 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 16 Montants des petits arcs

PIECE : 22416 Montant_CM66_22416

Cas de charge décisif : $18 \text{ EFF}/18=1*1.33 + 2*1.42 + 3*1.42 \quad 1*1.33+(2+3)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 33.7x4

$ht=3.4 \text{ cm} \quad A_y=2.24 \text{ cm}^2 \quad A_z=2.24 \text{ cm}^2 \quad A_x=3.73 \text{ cm}^2$

$ea=0.4 \text{ cm} \quad I_y=4.19 \text{ cm}^4 \quad I_z=4.19 \text{ cm}^4 \quad I_x=8.38 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=2.48 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=2.48 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 3.46/3.73 = 91.02 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.02/2.77 = 62.47 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.01/5.74 = 14.51 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=0.5000 \text{ m} \quad \mu_{y1}=15.99 \quad L_z=0.5000 \text{ m} \quad \mu_{z1}=10.23$

$L_{fy}=0.4000 \text{ m} \quad k_{1y}=1.02 \quad L_{fz}=0.5000 \text{ m} \quad k_{1z}=1.03$

$\text{Lambda } y=37.74 \quad k_{Fy}=1.11 \quad \text{Lambda } z=47.18 \quad k_{Fz}=1.17$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.03 * 91.02 + 1.11 * 62.47 + 1.17 * 14.51 = 180.16 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 1.49 = 2.29 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 2.98 = 4.58 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 1 Pylônes

PIECE : 26802 pylone5

Cas de charge décisif : $17 \text{ EFF}/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42 \quad 1*1.33+(2+5)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : TRONC100X87X20

$ht=76.6 \text{ cm} \quad A_y=281.33 \text{ cm}^2 \quad A_z=281.33 \text{ cm}^2 \quad A_x=468.88 \text{ cm}^2$

$ea=2.0 \text{ cm} \quad I_y=326615.15 \text{ cm}^4 \quad I_z=326615.15 \text{ cm}^4 \quad I_x=653230.31 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=8525.15 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=8525.15 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 28.07/468.88 = 5.87 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 107.69/8534.78 = 123.73 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 5.12/179479.76 = 0.28 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=12.7267 \text{ m} \quad \mu_{y1}=50.16 \quad L_z=12.7267 \text{ m} \quad \mu_{z1}=200.65$

$L_{fy}=25.4535 \text{ m} \quad k_{1y}=1.01 \quad L_{fz}=12.7267 \text{ m} \quad k_{1z}=1.00$

$\text{Lambda } y=83.89 \quad k_{Fy}=1.03 \quad \text{Lambda } z=41.94 \quad k_{Fz}=1.01$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.01 * 5.87 + 1.03 * 123.73 + 1.01 * 0.28 = 133.85 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.33 = 0.50 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.32 = 0.49 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 2 Tirants_1

PIECE : 26020 Barre_26020

Cas de charge décisif : 27 EFF/42=1*1.00 + 8*1.75 1*1.00+8*1.75

MATERIAU : ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 114.3x10

ht=11.4 cm $A_y=19.68$ cm² $A_z=19.68$ cm² $A_x=32.80$ cm²

ea=1.0 cm $I_y=450.00$ cm⁴ $I_z=450.00$ cm⁴ $I_x=899.00$ cm⁴

$W_{ely}=78.67$ cm³ $W_{elz}=78.67$ cm³

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 5.87/32.80 = 17.56 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=8.1516$ m $M_{uy}=2.44$ $L_z=8.1516$ m $M_{uz}=2.44$

$L_{fy}=8.1516$ m $k_y=7.40$ $L_{fz}=8.1516$ m $k_z=7.40$

$\text{Lambda } y=220.08$ $\text{Lambda } z=220.08$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k*\text{SigN} = 7.40*17.56 = 129.85 < 235.00 \text{ MPa (3.411)}$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 3 Tirants_2

PIECE : 26018 Barre_26018

Cas de charge décisif : 23 EFF/38=1*1.00 + 5*1.75 1*1.00+5*1.75

MATERIAU : ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 114.3x10

ht=11.4 cm $A_y=19.68$ cm² $A_z=19.68$ cm² $A_x=32.80$ cm²

ea=1.0 cm $I_y=450.00$ cm⁴ $I_z=450.00$ cm⁴ $I_x=899.00$ cm⁴

$W_{ely}=78.67$ cm³ $W_{elz}=78.67$ cm³

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 3.23/32.80 = 9.66 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=8.4407$ m $M_{uy}=4.13$ $L_z=8.4407$ m $M_{uz}=4.13$

$L_{fy}=8.4407$ m $k_y=7.91$ $L_{fz}=8.4407$ m $k_z=7.91$

$\text{Lambda } y=227.88$ $\text{Lambda } z=227.88$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k*\text{SigN} = 7.91*9.66 = 76.44 < 235.00 \text{ MPa (3.411)}$$

Profil correct !!!



FAMILLE : 4 Tirants_3

PIECE : 26007 Barre_26007

Cas de charge décisif : 28 EFF/43=1*1.00 + 9*1.75 1*1.00+9*1.75

MATERIAU : ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 139.7x10

ht=14.0 cm $A_y=24.42$ cm² $A_z=24.42$ cm² $A_x=40.70$ cm²

ea=1.0 cm $I_y=862.00$ cm⁴ $I_z=862.00$ cm⁴ $I_x=1724.00$ cm⁴

$W_{ely}=123.32$ cm³ $W_{elz}=123.32$ cm³

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 2.68/40.70 = 6.47$ MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=10.9921$ m $\mu_{y1}=5.62$ $L_z=10.9921$ m $\mu_{z1}=5.62$

$L_{fy}=10.9921$ m $k_y=8.66$ $L_{fz}=10.9921$ m $k_z=8.66$

$\text{Lambda } y=238.85$ $\text{Lambda } z=238.85$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k*\text{SigN} = 8.66*6.47 = 56.03 < 235.00$ MPa (3.411)

Profil correct !!!



FAMILLE : 21 Membrures inf des petits arcs

PIECE : 27758 Membrure_inf_CM66_27758

Cas de charge décisif : $17 \text{ EFF}/17=1*1.33 + 2*1.42 + 5*1.42 \quad 1*1.33+(2+5)*1.42$

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

PARAMETRES DE LA SECTION : CIRC 33.7x3.2

$ht=3.4 \text{ cm} \quad A_y=1.84 \text{ cm}^2 \quad A_z=1.84 \text{ cm}^2 \quad A_x=3.07 \text{ cm}^2$

$ea=0.3 \text{ cm} \quad I_y=3.60 \text{ cm}^4 \quad I_z=3.60 \text{ cm}^4 \quad I_x=7.21 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=2.13 \text{ cm}^3 \quad W_{elz}=2.13 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES :

$$\text{SigN} = 3.68/3.07 = 117.60 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFy} = 0.00/3.99 = 12.11 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.01/2.53 = 30.35 \text{ MPa}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

en z :

$L_y=0.4856 \text{ m} \quad \mu_{y1}=10.82 \quad L_z=0.4856 \text{ m} \quad \mu_{z1}=8.76$

$L_{fy}=0.4371 \text{ m} \quad k_{1y}=1.03 \quad L_{fz}=0.4856 \text{ m} \quad k_{1z}=1.04$

$\text{Lambda } y=40.36 \quad k_{Fy}=1.16 \quad \text{Lambda } z=44.85 \quad k_{Fz}=1.21$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 * \text{SigN} + k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 1.04 * 117.60 + 1.16 * 12.11 + 1.21 * 30.35 = 173.06 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = |1.54 * -1.52| = |-2.34| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.96| = |-1.47| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!