

المملكة المغربية
Royaume du Maroc

*Ecole Hassania
des Travaux Publics*



المدرسة الحسنية للأشغال العمومية

Conception et dimensionnement d'une piscine chauffée couverte à Khouribga

Mémoire du Travail de Fin d'Etude pour l'obtention
du diplôme d'Ingénieur d'Etat de l'EHTP

Réalisée par :

Hatim FARHATI

Abdelfattah BENLAMKADDEM

Encadrée Par :

Mme Malika AZMI (EHTP)

M. Abdelali GUISSI (EHTP)

M. Naoufal KADDAR (OCP)

Juin 2011



Dédicaces

A celle qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation et de ses dévouements... A ma mère

A celui qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer les bonnes conditions... A mon père

A ma sœur en témoignage de ma reconnaissance pour son amour...

A mes chers grands-pères que Dieu ait leurs âmes...

A mes chères grands-mères, mes oncles, tantes, cousins et cousines, pour leur encouragement et leur soutien...

A mes enseignants auxquels je rends un grand hommage pour leur apport sur mes connaissances le long du cursus de mes études...

A mes amis et tous qui me sont chers en reconnaissance d'une confiance que les mots ne sauraient décrire...

*Je dédie ce modeste travail
Hatim FARHATI*



Dédicaces

A ma chère grand-mère que Dieu ait son âme.

A mes parents Fatima SABER et Bouabid BEN LAMKADDEM.

A mes frères et sœurs Mohammed, Yamna, Adil, Souad, Said, Moncef, Dounia.

A mes belle-sœurs Zahira AQUEBLI, Rajae MAKHCHANE et Salima Bouikfers

A mon beau frère Hammadi SABER

Vous vous êtes dépensés pour moi sans compter.

En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie.

Avec toute ma tendresse.

A mes neveux et nièces Omaima, Narjiss, Salma, Med Haytam, Meryem, Zine El abidine, les jumelles Zineb & Aicha, et la plus petite Hiba.

Meilleurs vœux de succès dans vos études, et que Dieu vous garde pour vos parents.

Sincère gratitude.

A mes amis Hatim FARHATI, Yassine BOUAYAD, Mouhssine BENHSSINE et Hicham ANEFTAH et à leurs familles surtout abdelghni FARHATI et Nadia JIYAR,

A mes camarades de classe et tous ceux de l'Ecole Hassania des Travaux Publics et à leurs familles.

Je dédie ce travail.

Abdelfattah BENLAMKADDEM



Remerciements

Nous tenons à exprimer, au terme de ce travail, nos sincères remerciements à toute personne dont l'intervention, de près ou de loin au cours de ce projet, a favorisé son aboutissement.

Ainsi, nous remercions vivement notre encadrant Mr. Kaddar Naoufal, Ingénieur Génie Civil à la Direction de Production et de Site de Khouribga, qui nous a accueilli et qui n'a ménagé ni son temps ni son énergie pour nous aider à élaborer ce travail dans les meilleures conditions. Nous sommes très reconnaissants des conseils fructueux qu'il n'a cessé de nous prodiguer.

Nos vifs remerciements s'adressent également à Mlle Makhchane Donia Ingénieur à la Direction Ressources Humaines de l'OCP Khouribga, qui nous a permis d'élaborer notre travail dans les meilleures conditions.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à Mme Azmi, docteur ingénieur en Génie Civil et professeur à l'EHTP, pour le temps qu'elle nous a consacré tout au long de cette période, pour son soutien et ses conseils constructifs, sans oublier sa participation effective au cheminement de ce rapport.

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Nous adressons également nos remerciements au corps enseignant pour la formation académique qu'il nous a fourni pendant les trois années et à tout le personnel de l'EHTP pour avoir veillé à notre confort durant cette période.

A l'ensemble nous tenons à témoigner de notre profond respect et espérons qu'ils trouveront dans ce rapport l'expression de notre considération et le témoignage de notre estime.



Sommaire

Chapitre1 : Présentation du projet	16
I. Présentation du projet	17
Chapitre 2 : Structure de la piscine	20
I. Présentation :	21
1. Hypothèses de calcul :	21
2. Inventaire des charges :	21
II. Calcul des voiles de la piscine.....	22
1. Inventaire des charges	22
a) Cas 1 : Influence des terres extérieures.....	22
b) Cas 2 : influence de l'eau intérieure	23
2. Moments maximaux :	23
a) Bassin vide :	24
b) Bassin plein :	25
3. Ferrailages des parois :	25
a) A l'ELU :	25
b) A l'ELS :	25
c) Calcul du ferrailage à l'ELS.....	26
d) Armatures horizontales	26
e) Schéma de ferrailage des parois :	28
III. Calcul du radier.....	28
1. Vérification de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement du séisme :	28
2. Vérification de l'enfoncement :	29
3. Vérification de la contrainte au sol :	29
4. Calcul des ferrailages :	30
a) Calcul des moments dus aux eaux et aux terres :	31
b) Sections d'acier	32
c) Schéma de ferrailage	34
Chapitre 3 : Etude Hydraulique	35
I. Introduction.....	36
II. DIMENSIONNEMENT	36
1. Réseaux	36



2. Pièces à sceller.....	37
3. Bac tampon	37
4. Pré filtres	37
5. Pompes	38
III. DÉBIT DE L'EAU.....	38
1. Appoint d'eau neuve	38
2. Débitmètres.....	38
IV. FILTRATION.....	39
1. POURQUOI FILTRER ?	39
2. DIFFERENTS TYPES DE FILTRES	39
a) Filtre à sable :	39
b) Filtre à Diatomée.....	40
c) Filtre à cartouche.....	40
V. Dimensionnement des filtres et de système de pompage	42
VI. FONCTIONNEMENT	43
VII. LAVAGE - DECOLMATAGE	43
VIII. ÉQUIPEMENTS RÉGLEMENTAIRES.....	43
IX. FLOCCULATION - COAGULATION	44
1. Produits utilisés :	44
a) - Sulfate d'alumine	44
b) - Polychlorure d'aluminium.....	44
X. Dimensionnement du réseau hydraulique.....	45
Chapitre 4: Etude de la structure métallique.....	48
I. Calcul au vent	49
1. Généralités :	49
a) Pression dynamique de base :	49
b) Réduction maximale des pressions dynamiques de base :	51
c) Valeur limite des pressions dynamiques de calcul :	51
2. Actions extérieurs et actions intérieurs :	52
a) Calcul du coefficient γ_0 :	52
b) Calcul des perméabilités des parois μ % :	53
c) Actions extérieures :	53
d) Actions intérieures :	55
e) Majoration dynamique :	55



3.	Actions du vent :	57
a)	Vent I (vent sur long pan avec surpression intérieure) :	57
b)	Vent I (vent sur long pan avec dépression intérieure) :	58
c)	Vent II (vent sur pignon avec surpression intérieure) :	59
d)	Vent II (vent sur pignon avec dépression intérieure) :	60
II.	Calcul des pannes :	61
1.	Introduction :	61
2.	Evaluation des charges :	62
3.	Pannes sans liernes :	63
a)	Calcul des efforts dans les pannes :	63
b)	Dimensionnement de la panne :	64
c)	Vérification à la flèche :	65
d)	Vérification au déversement :	66
4.	Pannes avec liernes :	68
a)	Calcul des efforts dans les pannes :	68
b)	Vérification à la flèche :	69
c)	Vérification au cisaillement :	69
d)	Vérification au déversement :	71
e)	Vérification au voilement :	73
III.	Calcul des liernes :	74
1.	Introduction :	74
2.	Dimensionnement des liernes :	74
3.	Calcul de la section des liernes :	75
IV.	Calcul de l'échantignolle :	75
1.	Introduction :	75
2.	Dimensionnement de l'échantignolle :	76
V.	Calcul de contreventement	77
1.	Généralités	77
a)	Introduction :	77
b)	Les différents types de contreventements :	77
2.	Calcul de la poutre au vent en pignon :	78
a)	Conception	78
b)	Evaluation des efforts horizontaux :	79
c)	Effort de traction dans les diagonales :	79



d)	Section de la diagonale :	80
3.	Calcul de la palée de stabilité en long pan :	83
VI.	Calcul des portiques	84
1.	Généralité :	84
a)	Ossature principale :	84
b)	Schéma statique :	85
2.	Calcul des portiques :	86
a)	Rappel de dimensions :	86
b)	Charges sur le portique :	87
c)	Charges permanentes :	87
d)	Charges variables :	87
e)	Effet du vent (cf. Calcul du vent).....	87
f)	Effet du séisme :	87
g)	Combinaisons :	87
3.	Modélisation :	88
a)	1 ^{ère} variante : Profilés laminés :	88
b)	2 ^{ème} variante : PRS :	90
4.	Comparaison des deux variantes :	93
5.	Modélisation 3D :	93
VII.	Calcul des assemblages	95
1.	Assemblage poteau-traverse :	95
a)	Renfort de la liaison :	95
b)	Effort appliqués à l'assemblage :	96
c)	Platine et boulons :	96
d)	Vérification de l'assemblage sous M et N et T :	97
2.	Assemblage traverse-traverse :	99
a)	Effort appliqués à l'assemblage :	99
b)	Platine et boulons :	99
c)	Vérification de l'assemblage sous M et N et T :	100
3.	Assemblage du pied de poteau encastré :	102
a)	Goujons d'ancrage :	103
b)	Dimensions de la platine :	103
VIII.	Calcul des fondations	108
1.	Introduction.....	108



2. Pré dimensionnement :.....	108
3. Dimensionnement :.....	109
a) Dimensions des semelles :.....	109
b) Condition de non renversement :.....	109
c) Condition de la résistance du sol :.....	110
d) Vérification au glissement :.....	110
4. Calcul des armatures:.....	110
Chapitre 5 : Dimensionnement du bâtiment annexe	112
I. Conception de la structure :.....	113
II. Pré dimensionnement des éléments de la structure :.....	114
III. Calcul et Dimensionnement	115
1. Caractéristiques des matériaux :.....	115
a) Béton:.....	115
b) Acier:	115
2. Définitions des charges :	115
3. Calcul d'un panneau de dalles :.....	116
a) Méthode de calcul	116
b) Calcul des moments.....	117
c) Récapitulatif de calcul :.....	118
d) Ferrailage.....	119
4. Dimensionnement des poutres :.....	120
a) Méthode de calcul	122
b) Dimensionnement.....	125
c) Ferrailage de la poutre :.....	127
5. Descente de charge :.....	132
6. Dimensionnement des poteaux :.....	133
a) Vérification du flambement :.....	133
b) Calcul de l'effort normal appliqué sur le poteau :.....	134
c) Calcul du ferrailage :	135
7. Dimensionnement des Fondations :	137
a) Méthode de calcul :	137
b) Exemple de calcul.....	139
c) Schéma du ferrailage :.....	141
Chapitre 6 Etude thermique	143



I. Bilan thermique :.....	144
1. Délimitation du système :	144
2. Diagramme de Sankey de la piscine :.....	144
3. Bilan Thermique moyen	145
II. Déperditions de l'énergie	146
1. Déperditions par transmission	146
a) Transmission directe	146
b) Ponts thermiques :.....	148
2. Déperditions par le sol	149
a) Plancher bas en contact avec l'air chaud	150
b) Pertes par conduction en périphérie de bassin.....	150
3. Déperditions par évaporation du plan d'eau	151
a) Evaporation des eaux de la piscine :.....	151
4. Déperditions par ventilation	152
a) Déshumidification de l'air du hall de la piscine	152
b) Débit d'air neuf massique (Qm) en kg/h.....	152
c) Débit d'air neuf volumique (Qv) en m ³ /h	152
III. Gains de l'énergie.....	154
1. Gains solaires.....	154
a) Éléments d'enveloppe transparents.....	154
b) Parois opaques avec isolation transparente :.....	154
2. Gains internes.....	156
a) Chaleur métabolique	156
b) Rayonnement des eaux.....	156
c) Convection des eaux.....	157
d) Bilan thermique.....	158
IV. Besoin de chauffage :	159
Chapitre 7 : Coût du projet	160
Annexes :	167



Liste des figures:

Figure I.1: Implantation du projet	17
Figure I.2: dimensions de la structure du projet	18
Figure I.3 : Dimensions du bassin	19
Figure II.1: approche de RANKINE	22
Figure III.1: schéma des charges sur le radier	30
Figure O.1: schéma de ferrailage	34
Figure V.1: local technique	42
Figure X.1: abaque des PVC	45
Figure X.2: cycle de traitement de l'eau de la piscine	46
Figure XI.1: Pressions dynamiques de base selon les régions au Maroc	49
Figure XI.2: Effet de site	50
Figure XI.3: Abaque de calcul de coefficient de réduction des pressions dynamiques	51
Figure XI.4: Abaque de calcul de coefficient γ_0	52
Figure XI.5: Abaque de calcul de coefficient C_e	54
Figure XI.6: Abaque de calcul de coefficient d'amortissement	56
Figure XI.7: vent sur long pan avec surpression intérieure	57
Figure XI.8: vent sur long pan avec dépression intérieure	58
Figure XI.9: vent sur pignon avec surpression intérieure	59
Figure XI.10: vent sur pignon avec dépression intérieure	60
Figure II.1: Schéma des pannes et des liernes	61
Figure II.2: Schéma des pannes	64
Figure II.3: les sens de l'effort tranchant	69
Figure II.4: Plan d'application des charges	71
Figure IV.1: Schéma de l'échantignole	75
Figure V.1: Effort du vent sur les pignons	77
Figure V.2: Conception du contreventement horizontal	78
Figure V.3: Conception de la poutre au vent	79
Figure V.4: Effort de traction dans les diagonales	80
Figure V.5: Schéma de la méthode de coupure	80
Figure V.6: Vérification des pannes intermédiaires	81
Figure V.7: Vérification des pannes intermédiaires	82
Figure V.8: Schéma de la palée de stabilité	83



Figure VI.1: portique en profilé laminé à chaud (a) en PRS (b).....	85
Figure VI.2: Modélisation 3D.....	94
Figure VII.1: Assemblage poteau-traverse.....	97
Figure VII.2: Assemblage traverse-traverse.....	100
Figure VII.3: Vue de dessus d'un pied de poteau encastré.....	104
Figure VII.4: Caractéristiques de l'assemble de poteau encastré.....	105
Figure VII.5: Pied de poteau.....	105
Figure VIII.1 : Dimensions de fondation.....	109
Figure VIII.2: schéma de ferrailage de la semelle.....	111
Figure III.1: plancher haut du sous-sol.....	116
Figure III.2: schéma de transmission du chargement de la dalle aux poutres.....	121
Figure III.3: répartition des charges sur les dalles.....	121
Figure III.4: Dimensionnement d'une poutre.....	123
Figure III.5: majoration des efforts.....	133
Figure III.6: effort normal appliqué sur le poteau.....	134
Figure III.7: l'effort normal sur le poteau en rajoutant son poids propre.....	135
Figure III.8: ferrailage du poteau A1.....	136
Figure III.9: détail constructif du poteau A1.....	137
Figure III.10: Dimensionnement de la semelle.....	138
Figure III.11: schéma de ferrailage de la semelle SA1.....	141
Figure I.1: diagramme de sankey de la piscine.....	145
Figure II.1: transmission à travers les parois transparentes.....	147
Figure II.2: Coupe du mur et détail des matériaux.....	147
Figure II.3: Pertes par ponts thermiques.....	149

Liste des tableaux:

Tableau II-1: inventaire des charges et calcul des moments sur les parois.....	24
Tableau II-2: moments maximaux dans le cas d'un bassin vide.....	24
Tableau II-3: résultat de l'effort tranchant dans la console.....	26
Tableau II-4: contrainte de cisaillement par sur chaque tranche.....	27
Tableau II-5: espacement des armatures pour chaque tranche.....	27
Tableau III-1: effort normal sur le radier.....	29
Tableau III-2: vérification de la contrainte au sol.....	30



Tableau III-3: moments dus aux eaux et aux terres.....	31
Tableau III-4: moments résultants	32
Tableau IV-1: comparaison entre les différents filtres.....	41
Tableau VI-1: Actions du vent	56
Tableau I-1: Combinaison des charges appliquées sur les pannes	63
Tableau I-2: Caractéristiques du profilé IPE 160	65
Tableau I-3: Paramètres de déversement.....	68
Tableau I-4: Paramètres de déversement.....	73
Tableau I-5: Effort tranchant dans les liernes	74
Tableau I-1: Schémas statique des portiques	86
Tableau III-1: Éléments du portique en PL	88
Tableau III-2: Caractéristiques géométriques des profilés de la traverse de la 2ème variante	90
Tableau IV-1: Métré des deux variantes	93
Tableau V-1: Masses participantes suivant l'axe X et l'axe Y.....	94
Tableau V-2: Déplacements maximaux suivant chaque composante du séisme	95
Tableau I-1: Caractéristiques géométriques des composantes de l'assemblage poteau-traverse.....	96
Tableau I-2: Efforts de traction dans les boulons	98
Tableau II-1: Caractéristiques géométriques des composantes de l'assemblage traverse-traverse.....	100
Tableau II-2: Efforts de traction dans les boulons	101
Tableau I-1: hypothèses de calcul des fondations	108
Tableau II-1: Les normes indicatives régulant le pré dimensionnement.....	114
Tableau III-1: Récapitulatif de calcul selon x.....	118
Tableau III-2: Récapitulatif de calcul selon y.....	119
Tableau III-3: Sections des armatures dans les dalles selon x.....	119
Tableau III-4: vérification de la contrainte selon x.....	119
Tableau III-5: Sections des armatures dans les dalles selon y	120
Tableau III-6: ferrailage des dalles.....	120
Tableau III-7: Types de chargements	124
Tableau III-8: charges permanentes et charges d'exploitation.....	125
Tableau III-9: moments sur appuis.....	125
Tableau III-10: moments maximaux en travées.....	126
Tableau III-11: ferrailage inférieur de la travée à l'ELS	128



Tableau III-12: ferrailage inférieur des travées à l'ELU	128
Tableau III-13: vérification de la contrainte	129
Tableau III-14: ferrailage des travées à l'ELS.....	129
Tableau III-15: ferrailage supérieur des travées à l'ELU.....	129
Tableau III-16:ferrailage supérieur des travées à l'ELS	130
Tableau III-17: espacement des armatures dans les travées.....	132
Tableau III-18: Pré dimensionnement.....	141
Tableau III-19: Calcul du poids propre et dimensionnement	141
Tableau III-20: Ferrailage et choix des barres	142
Tableau III-21: Espacement des armatures.....	142
Tableau II-1: Coefficients de transmission des parois.....	149
Tableau II-2: calcul de la ventilation.....	153
Tableau III-1: Surfaces équivalentes pour chaque façades.....	155
Tableau III-2:propriétés thermiques	157
Tableau III-3: déperditions et gains thermiques	158



Résumé

Le présent travail consiste à faire la conception et le dimensionnement d'une piscine chauffée couverte avec des bâtiments annexes.

Après avoir présenté les composantes du projet, nous avons axé notre travail, en premier lieu, sur l'étude du bassin, la conception et le dimensionnement des voiles et du radier de la piscine.

L'approfondissement de nos connaissances dans les normes NV65, CM66 et Eurocode 3, nous a donné une idée complète sur le calcul au vent, le calcul des pannes, le calcul de contreventement et le calcul des portiques en profilés laminés et en PRS, ainsi que l'assemblage entre les différents éléments.

L'étude de deux des portiques, à savoir, traverses en profilés laminés et traverses en PRS, nous a permis dans un premier temps de découvrir les différents systèmes utilisés dans la construction métallique. Dans un deuxième temps de comprendre le fonctionnement de chaque système et maîtriser les outils de modélisation sur ordinateur.

Une piscine chauffée couverte nécessite une étude thermique pour évaluer le besoin de chauffage, ainsi qu'une étude hydraulique pour le dimensionnement du système de filtration et de traitement des eaux de la piscine. Ainsi, nous avons pu mener une étude détaillée des différents volets suscités à travers ce travail.



Introduction

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Génie civil à l'Ecole Hassania des Travaux Publics, on est amené à réaliser un projet de fin d'étude. Nous avons choisi d'effectuer notre projet au sein de l'OCP. SA. Ce dernier nous a offert la possibilité de travailler sur un projet d'envergure, à savoir : Une piscine semi-olympique chauffée et couverte.

Ce projet comporte différents corps d'état ce qui offre l'occasion de s'attaquer à plusieurs thématiques relevant du domaine du Génie Civil (béton armé, charpente métallique, hydraulique...).

Le projet peut être scindé en quatre parties principales : conception et dimensionnement du bassin, étude hydraulique et thermique de la piscine, conception et dimensionnement du hangar abritant la piscine, dimensionnement des bâtiments annexes. Le bâtiment principal sera réalisé en charpente métallique alors que la structure de la piscine et le bâtiment annexe seront réalisés en béton armé.

Un travail de conception doit être fait, à partir des plans d'architecte. Il faut définir un filaire, une géométrie de portique, étudier la stabilité des structures, faire des choix technologiques en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment, les planchers et la structure du bassin. Ce travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les descentes de charges.

On a travaillé sur cinq axes du projet, après la présentation et la description du projet en tout ce qui concerne la conception et les hypothèses de l'étude, on entame dans le deuxième

chapitre l'étude et le dimensionnement de la structure de la piscine : dimensionnement des voiles et du radier. On enchainera dans le troisième chapitre par l'étude hydraulique de la piscine, choix du système de filtration et le dimensionnement du réseau hydraulique. Par la suite on abordera l'étude de la couverture et l'élaboration de la note de calcul concernant les portiques, pannes, contreventements, assemblages et fondations dans le quatrième chapitre. Ensuite, dans le cinquième chapitre on élabore le dimensionnement de la structure béton armé du bâtiment annexe. Et dans le sixième chapitre on fait l'étude thermique de la piscine et le calcul du besoin de chauffage pour assurer le confort thermique dans le bâtiment. On terminera par une étude de prix et estimation du coût du projet avant de clôturer par une conclusion.



Chapitre 1 :

Présentation du projet

I. Présentation du projet



Figure I.1: Implantation du projet

Ce projet est une piscine chauffée couverte, qui se compose d'un hangar en charpente métallique jouant le rôle de couverture pour la piscine, à celui-ci rattaché un bâtiment annexe contenant un bureau gérant, une salle de logistique, des vestiaires, douches et sanitaires, salle de réunion, salle d'échauffement, infirmerie, et un dépôt de stockage au sous-sol.

L'ensemble du projet représente une surface de :

- 1147,03 m² pour la piscine couverte
- 335,76 m² pour le bâtiment annexe
- 3401,21m² d'espace vert

La hauteur du bâtiment en charpente métallique est de 9,15m tandis que le bâtiment annexe en béton armé se compose d'un sous-sol et un rez-de-chaussée, il est d'hauteur apparente de 4,7m.

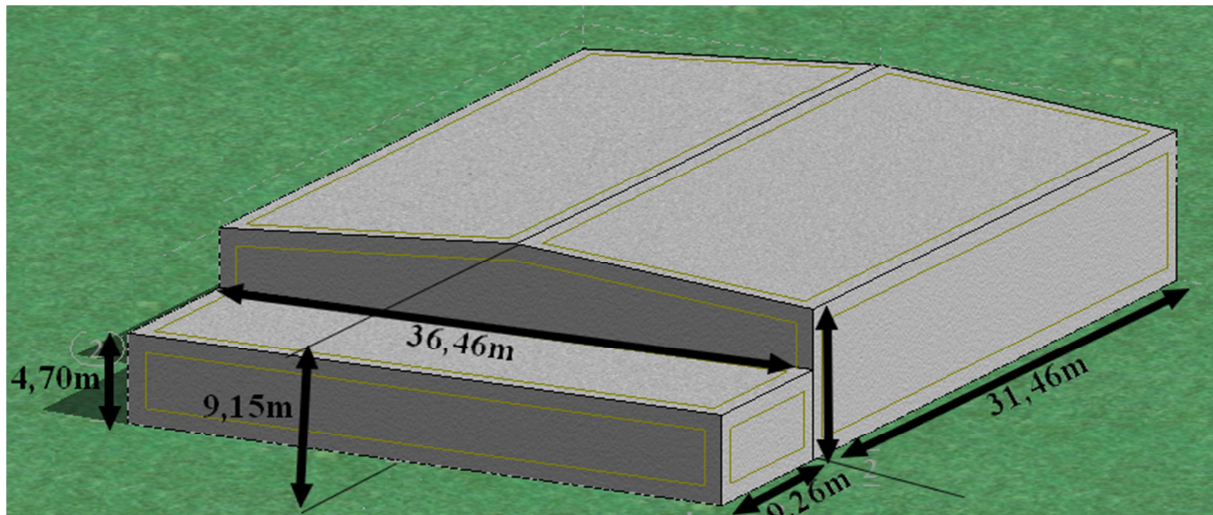


Figure I.2: dimensions de la structure du projet

Il s'agit d'un ERP (établissement recevant du public) qui prévoit un flux de 500 personnes. De ce fait, la réglementation incendie est une contrainte importante du projet. Il est en effet nécessaire de justifier les éléments de structure, à une tenue au feu d'une demi-heure. Le hall de sport présente des éléments de structures apparentes. Par conséquent, cette partie du projet n'impose pas de vérification à la tenue au feu.

Les choix architecturaux et structuraux ont été guidés par le souci de répondre aux besoins des clients voulant pratiquer de la natation :

- Qualité de la lumière, naturelle ou artificielle, grâce à des ouvertures présentes sur la façade de la couverture de la piscine.
- Qualité acoustique assuré par l'épaisseur des planchers.
- Capacité de la structure à résister au chlore et à l'humidité de la piscine et des vestiaires.

Le projet est destiné à la pratique de la natation, il sera fréquenté par les équipes sportives de la ville, ainsi que le public désirant pratiquer la natation. Les dimensions du bassin sont schématisées sur la figure ci-après.

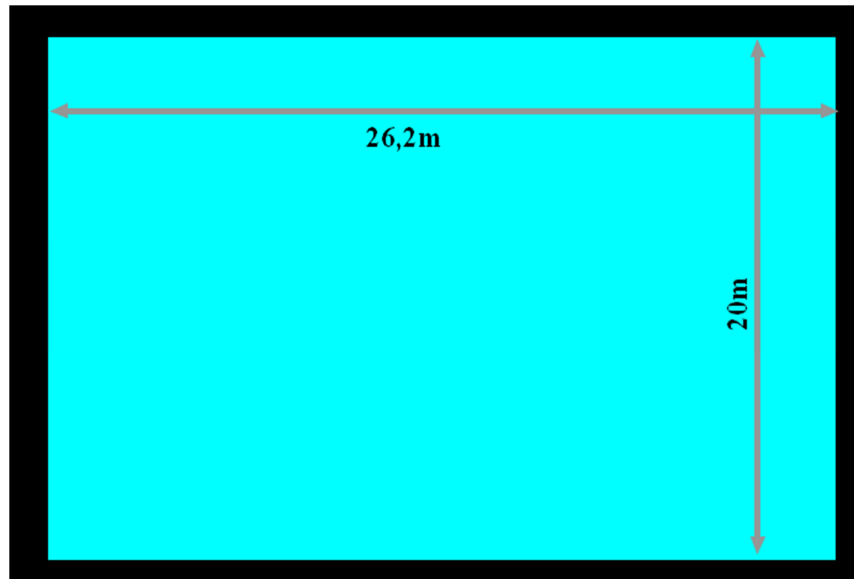


Figure I.3 : Dimensions du bassin

Le choix d'une conception doit être :

- Économique
- Réalisable
- en mesure d'assurer la stabilité d'ensemble de la structure

Les traverses des portiques peuvent être rectilignes. Mais on impose une pente de 8%, qui présente l'avantage de ne pas avoir de stagnation d'eau sur la toiture.

Avec un effet de pente plus importante, une partie des forces verticales est transmise par compression dans les traverses, et donc les moments de flexion et les flèches sont plus faibles qu'avec des traverses rectilignes.

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant.

L'espacement des portiques est de 5,175m.



Chapitre 2 :

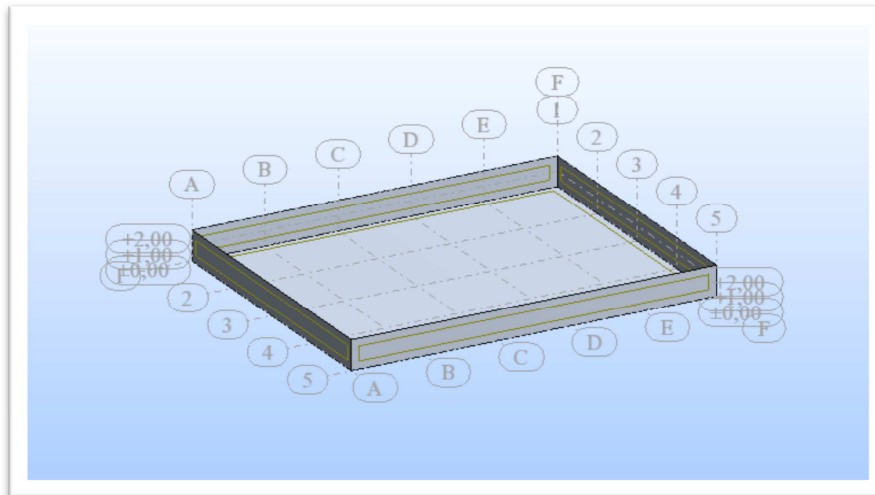
Structure de la piscine

Dans ce chapitre nous nous intéressons au calcul de la structure de la piscine. Nous présenterons d'abord la conception de la structure. Puis nous détaillerons le calcul des éléments de la structure par la méthode simplifiée et la méthode du plancher renversé et on modélise la structure sur ROBOTBAT. Enfin, nous exploiterons les résultats trouvés pour dessiner le ferrailage du bassin.

I. Présentation :

La structure de la piscine est composée de quatre voiles encastrés, d'épaisseur 20 cm et de hauteur de 2m, dans un radier de 25,4x20,4m de dimensions. Celui-ci repose sur une couche de substitution en graves non-traités.

La profondeur moyenne de la piscine est de 2,1m, alors que la profondeur maximale est de 2,45m.



1. Hypothèses de calcul :

Caractéristiques du sol :

- Angle de frottement interne du remblai : $\varphi=45^\circ$
- Poids volumique du remblai : $\gamma=2 \text{ t/m}^3$
- Cohésion du sol du remblai : $c=0$

Caractéristiques du béton et d'acier :

- Béton: $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- Acier HA : $f_e = 500 \text{ MPa}$

2. Inventaire des charges :

Les charges appliquées sur la structure :

➤ Charges permanentes :

- Action hydrostatique sur les parois et le fond du bassin
- Actions des terres sur les parois de la piscine

➤ **Charges d'exploitation :**

- Exploitation de la piscine par les baigneurs
- Surcharge due à l'exploitation de l'entourage de la piscine par les visiteurs.

II. Calcul des voiles de la piscine

Les dimensions en plan des parois du bassin ne sont pas comparables c'est à dire que la Longueur est très, très grande comparée à la profondeur, Alors il faudra calculer la paroi du bassin comme une simple console encastree a sa base (en l'occurrence le radier) sans prendre en compte son poids, ainsi, le calcul dit être fait pour 1 mètre linéaire. Cette console est soumise à l'action des terres et l'action de l'eau de la piscine, quant à son poids, il n'est pas pris en compte dans cette approche de calcul.

1. Inventaire des charges

a) Cas 1 : Influence des terres extérieures

Dans la littérature, il existe plusieurs approches pour modéliser la poussée des terres sur les parois du bassin, pour notre cas, pour calculer le coefficient de la poussée, on a utilisé 3 méthodes : la méthode de Coulomb, la méthode graphique de Culmann et celle de RANKINE, on a trouvé alors des valeurs très proches, et pour des raisons de sécurité, on prend alors la valeur la plus grande c'est elle qui correspond à l'approche de RANKINE.

Approche de RANKINE

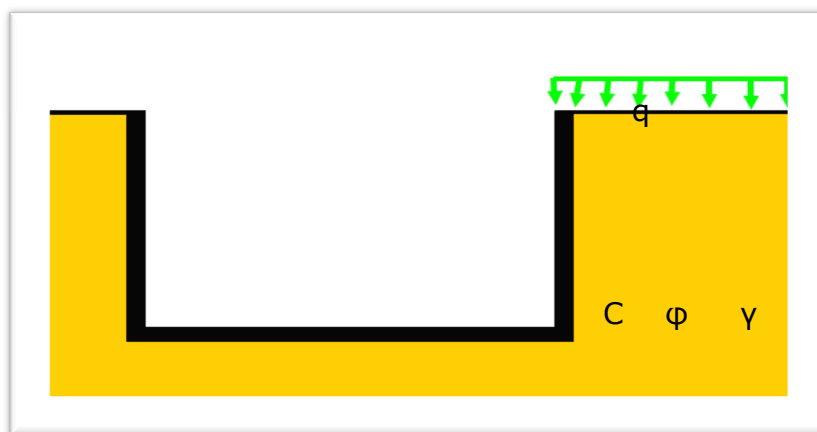


Figure II.1: approche de RANKINE

$$c=0,$$

$$\gamma=20 \text{ à } 22 \text{ KN/m}^2,$$

$$\phi= 45^\circ$$

$$\text{Donc : } K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = 0,171$$



⚡ charges permanentes :

☐ Poussée des terres :

$$G = k_a \times \gamma \times x \quad \text{avec : } 0 < x < 2,45m$$

$$G = 0,171 \times 2000 \times x \quad \text{avec : } 0 < x < 2,45m \text{ en Kg/m}$$

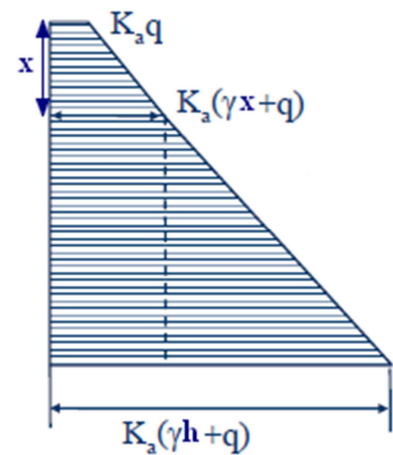
☐ Surcharges dues au revêtement

$$g = k_a \times q = 0,171 \times 60 = 10,29 \text{ kg/m}$$

⚡ Charges d'exploitations :

$$Q = k_a \times q = 0,171 \times 400 = 68,62 \text{ kg/m}^2$$

Selon le DTU 13.2 et le fascicule 74, la charge due à l'exploitation des piscines publics est de 400Kg/m².



b) Cas 2 : influence de l'eau intérieure

⚡ Charges permanentes :

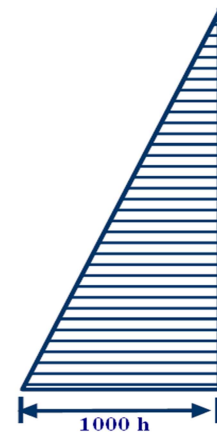
La pression exercée par l'eau en un point située d'une distance z de la surface libre de l'eau est :

$$p_z = \gamma_w \times z$$

Avec :

$$\gamma_w : \text{Le poids volumique de l'eau } \gamma_w = 1000 \text{ Kg/m}^2$$

Les parois de la piscine sont verticales, étant donné que $p_z = \gamma_w \times z$ le diagramme des pressions sera représenté comme suit :



⚡ Charges d'exploitation :

Selon le DTU 13.2 et le fascicule 74, la charge due à l'exploitation de piscines publics est de 400Kg/m².

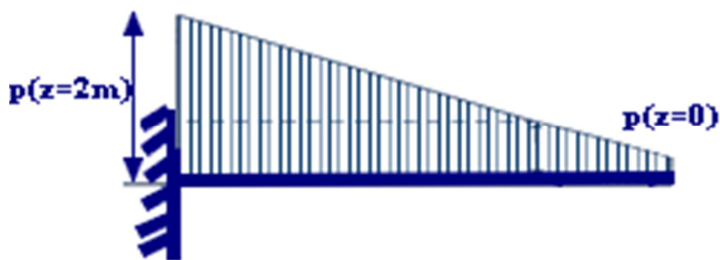
2. Moments maximaux :

La console est encadrée en sa base, les calculs de la RdM donnent les diagrammes des moments correspondants et les moments maximaux pour un cas de charge trapézoïdale.



$$M_{max} = -\frac{p(z=2m) \times h^2}{6} - \frac{p(z=0) \times h^2}{2}$$

En procédant de cette manière, on obtient les moments dus aux actions des eaux et des terres aux différents états limites.



Action	la profondeur	G (Kg)	Q (Kg)	Charge (Kg)		Mmax (Kg.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
Eaux	z=0	0	400	600	400	3000	2133,333333
	z=2m	2000	400	3300	2400		
Terres	z=0	10,29	68,63	116,84	78,92	-913,110842	-661,1274793
	z=2m	765,22	68,63	1135,98	833,84		

Tableau II-1: inventaire des charges et calcul des moments sur les parois

Une piscine n'est pas toujours remplie d'eau, elle se vide de temps à autre, c'est pourquoi on doit vérifier sa stabilité et sa résistance dans le cas où elle est remplie d'eau, ainsi que dans le cas où elle est vide. Afin de déterminer le cas le plus défavorable.

Le calcul est fait pour les deux cas, bassin vide et bassin plein, et par la suite on choisira le cas le plus défavorable.

a) Bassin vide :

Lorsque le bassin est vide, seule l'action des terres agit sur les parois de la piscine, on obtient les résultats suivants pour le calcul des moments :

Action	la profondeur	G (Kg)	Q(Kg)	Charge(Kg)		Mmax(Kg.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
Eaux	z=0	0	400	600	400	3000	2133,333
	z=2m	2000	400	3300	2400		
Terres	z=0	10,29	68,63	116,84	78,92	-913,110	-661,127
	z=2m	765,22	68,63	1135,98	833,84		
Bassin vide						-913,110	-661,127

Tableau II-2: moments maximaux dans le cas d'un bassin vide



b) Bassin plein :

Lorsque le bassin est plein, et l'action des eaux et l'action des terres agissent sur le bassin, on obtient les résultats suivants pour le calcul des moments :

Action	la profondeur	G(Kg)	Q(Kg)	Charge(Kg)		Mmax(Kg.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
Eaux	z=0	0	400	600	400	3000	2133,333
	z=2m	2000	400	3300	2400		
Terres	z=0	10,29	68,63	116,84	78,92	-913,110	-661,127
	z=2m	765,22	68,63	1135,98	833,84		
Bassin plein						2086,88916	1472,205854

Pour notre cas, le plus défavorable est lorsque le bassin est rempli d'eau.

3. Ferrillages des parois :

a) A l'ELU :

$$\mu = \frac{M_{MAX}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,0523$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_s} = \frac{0,85 \times 27}{1 \times 1,15} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0523}) = 0,068$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,068) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2086,88 \times 10^{-5}}{0,175 \times \frac{500}{1,15}} = 2,74 \text{ cm}^2$$

b) A l'ELS :

On est en présence d'un milieu aquatique contenant des matières chimiques agressives vis-à-vis du béton armé, On fait donc le calcul pour l'état de fissuration très préjudiciable.



c) Calcul du ferrailage à l'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_{els\ max}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 0,002753$$

A l'aide des abaques, on obtient $K_1 = 42,87$ et $\beta_1 = 0,913$

$$\text{Donc : } A = \frac{M_{ELS\ max}}{\beta_1 d \sigma_s} = 5,42\ \text{cm}^2/\text{m}$$

Donc on va mettre : 8HA10 avec un espacement de 14 cm

d) Armatures horizontales

La charge appliquée sur la console n'est pas uniformément répartie, on procèdera par la méthode des tranches horizontales qui consiste à subdiviser la console en des tranches égales de largeur et d'appliquer une charge moyenne de la charge trapézoïdale.

Selon les calculs de RdM, l'effort tranchant dans la console est donné par la formule :

$$V = -p_1 \times (L - z) - (p_2 - p_1) \frac{(L-z)^2}{2L} + V_A$$

$$\text{Avec } P_1 = p(z=2) \text{ et } P_2 = p(z=0) \quad \text{Et} \quad V_A = \frac{(P_1 + P_2) \times L}{2}$$

Donc :

Z(m)	Effort tranchant (Kg)
0	0,00
0,5	346,63
1	903,37
1,5	1670,22
2	2647,17

Tableau II-3: résultat de l'effort tranchant dans la console

On calcul τ_u pour chaque tranche, on donne à At une valeur de la section d'une armature HA, et on calcule l'espacement correspondant :



Tranche	Vmoy(Kg)	L(m)	b0(m)	H(m)	τu(MPa)
0--0,5	86,6583	2	1	0,2	0,005009
0,5--1	312,5015	2	1	0,2	0,018064
1--1,5	643,3984	2	1	0,2	0,037191
1,5--2	1079,3488	2	1	0,2	0,06239

Tableau II-4: contrainte de cisaillement par sur chaque tranche

En prenant une section d'une barre de 12, la console doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{At}{b \times St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} K)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times St \times \sin \alpha} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{Mpa} \right)$$

$$St \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm})$$

Les espacements obtenus pour chaque tranche :

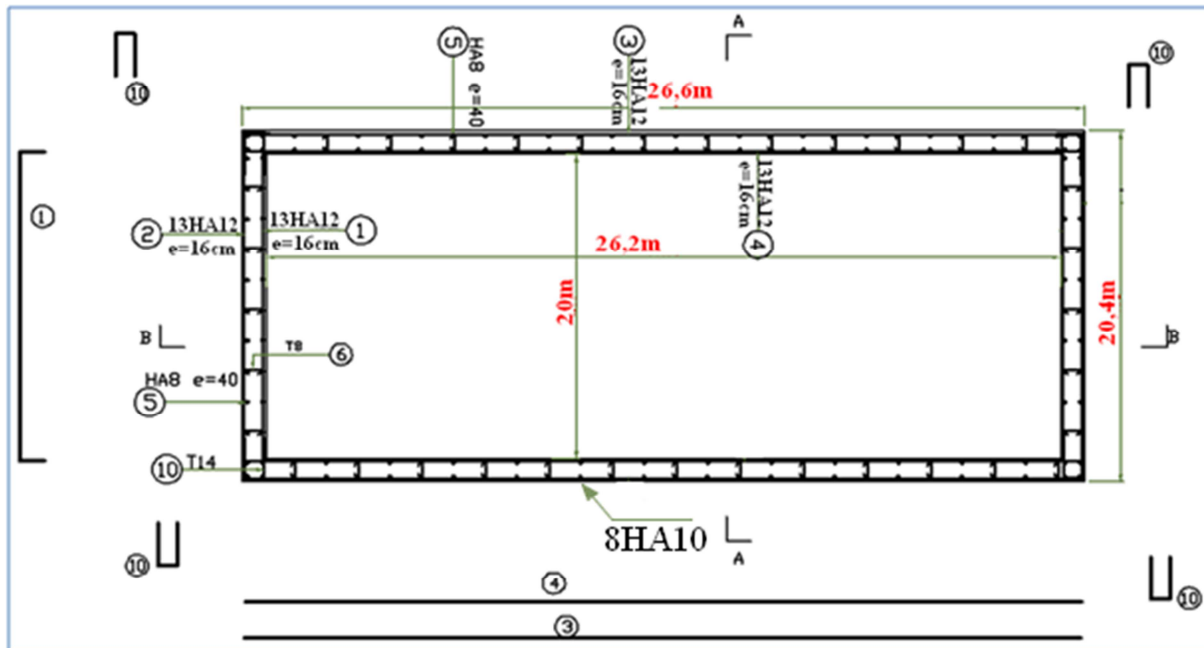
Tranche	Vmoy (Kg)	At/St (m)	St(m)
0--0,5	86,6583	0,00072	0,15814
0,5--1	312,5015	0,00072	0,15814
1--1,5	643,3984	0,00072	0,15814
1,5--2	1079,3488	0,00072	0,15814

Tableau II-5: espacement des armatures pour chaque tranche

Pour les armatures horizontales, on va prendre des barres HA12 espacées de 16cm.



e) Schéma de ferrailage des parois :



III. Calcul du radier

Les méthodes de calcul des radiers sont définies une fois que les hypothèses de répartition des contraintes sous les radiers sont connues. L'ensemble des réactions est réparti selon un diagramme trapézoïdal ou uniforme selon la résultante des efforts et moments.

Le calcul se fait de telle sorte à approcher le comportement d'une semelle isolée à charge excentrée et l'on doit vérifier:

- La stabilité de l'ouvrage
- L'enfoncement
- Les contraintes

1. Vérification de la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement du séisme :

La structure présente une symétrie par rapport aux axes perpendiculaires aux axes des parois, Donc :

$$\sum \text{Moments à la base du radier} = 0$$

D'où : l'excentricité $e = \frac{M}{N} = 0$

Donc la stabilité au renversement est bien vérifiée vu que :



$$e < \frac{D}{6} = \frac{20 \text{ ou } 26,2}{6}$$

La stabilité de l'ouvrage est assurée .

2. Vérification de l'enfoncement :

On doit vérifier que la pression sur le sol reste inférieure à la contrainte admissible.

$$P = 1,35G + 1,5Q$$

Avec :

G : les charges permanentes dues aux poids des éléments de la structure et de l'eau du bassin

Q : la charge d'exploitation de la piscine

Donc :

Origine de l'effort	Effort Normal(Kg)
Voile 1	27000
Voile 2	35370
Voile 3	27000
Voile 4	26200
Eau	2043600
Radier	353700
$\sum N_{i\text{plein}}$	2512870
$\sum N_{i\text{vide}}$	469270

Tableau III-1: effort normal sur le radier

D'où : $\sigma_{1,2} = 4630,82 \text{ kg/m}^2$

Alors que : la contrainte admissible est de 3bars = $3 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$

Donc :

La stabilité à l'enfoncement est vérifiée

3. Vérification de la contrainte au sol :

Il faut vérifier que la contrainte au sol reste inférieure à la contrainte admissible.

La contrainte au sol est déterminé par :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$



Axe	e	σ_1 (Kg/m ²)	σ_2 (Kg /m ²)	contrainte au sol (Kg/m ²)
x	0	4630,82	4630,82	4630,82
y	0	4630,82	4630,82	4630,82

Tableau III-2: vérification de la contrainte au sol

On déduit donc que le diagramme des contraintes au-dessous du radier est rectangulaire dans les deux sens. C'est-à-dire, on est en présence d'une charge surfacique uniformément répartie.

Donc,

Les contraintes restent inférieures à la contrainte du sol

4. Calcul des ferrailrages :

Schéma des charges sur le radier

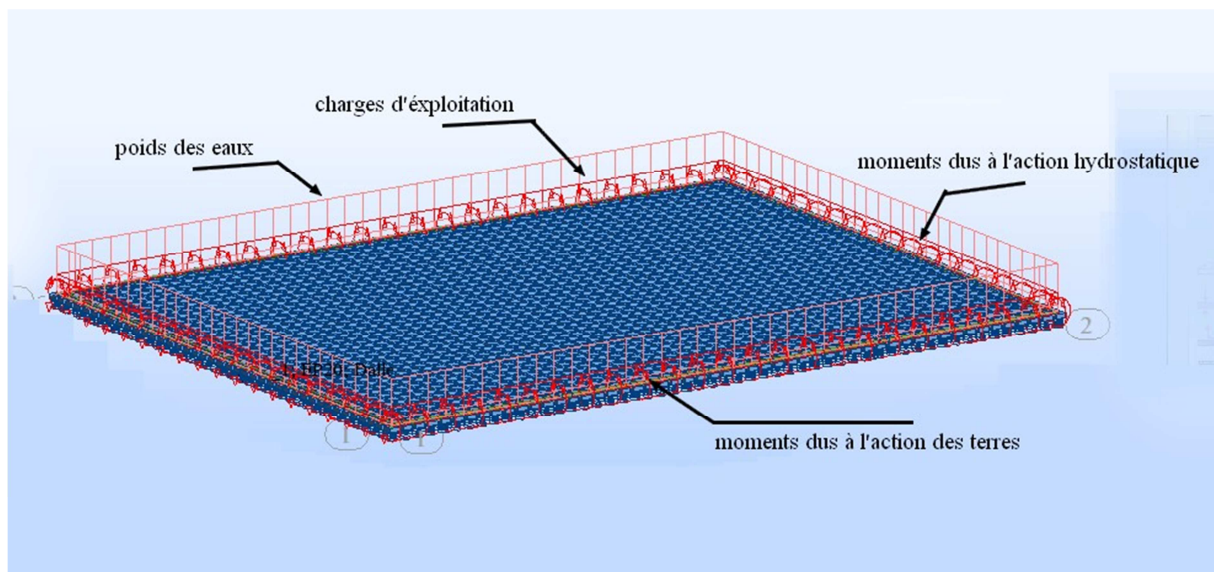


Figure III.1:schéma des charges sur le radier



a) Calcul des moments dus aux eaux et aux terres :

Origine	Z (m)	G (Kg)	Q (Kg)	Moment (Kg.m)	
				ELS	ELU
Eaux	0	0	400	3651,521	5109,628
	2,45	2450	400		
Terres	0	10,29	69,29	-1160,914	-1598,427
	2,45	931,98	69,29		

Tableau III-3: moments dus aux eaux et aux terres

Le calcul de ferrailage peut être effectué de telle façon à considérer le radier comme un plancher renversé et qui vérifie les hypothèses suivantes :

- Répartition uniforme dans le cas des roches. avec concentration des charges au voisinage des voiles.
- La pression sous le radier est prise égale à :

$$p = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

Le radier est formé d'un seul panneau, de longueur 25,40m et de largeur 20,4m.

On désigne par dalles sur appuis continus, les dalles dont le rapport des portées $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ est supérieur à 0.4 (on a $0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$). Lorsque le rapport des portées est inférieur à 0.4, la dalle est calculée comme une poutre-dalle de largeur unitaire, soit isostatique soit continue (dans ce cas, on appliquera la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot pour déterminer les moments de continuité).

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x p l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du type d'état limite considéré (puisque la valeur du coefficient de Poisson n'est pas identique à l'ELU et à l'ELS). Ainsi, $p = p_u$ ou p_s .

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{20,4}{25,4} = 0,803 > 0,4$ donc le dalle équivalente au radier porte selon les deux sens.

A l'ELU $\begin{cases} \mu_x = 0,055 \\ \mu_y = 0,601 \end{cases}$



$$A'ELS \begin{cases} \mu_x = 0,062 \\ \mu_y = 0,715 \end{cases}$$

On a : $P_{moy} = 0,0211$ MPa

Les moments résultants :

Mx (MPa)		My (MPa)	
ELU	ELS	ELU	ELS
0,144465	0,030952	0,077850	0,051925

Tableau III-4: moments résultants

b) Sections d'acier

Connaissant les moments maximaux, le ferrailage est calculé comme pour une poutre, en considérant une largeur de dalle de 1.00m, dans les directions x et y.

➤ **Pour les travées :**

Selon la direction x :

➔ **A l'ELU**

$$\mu = \frac{M_x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,315$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_s} = \frac{0,85 \times 27}{1 \times 1,15} = 15,3$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,490$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,57(1 - 0,4 \times 0,490) = 0,458m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,144}{0,458 \times \frac{500}{1,15}} = 7,23 \text{ cm}^2$$

➔ **A l'ELS**

$$\mu_1 = \frac{M_{els \max}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 0,00643$$

A l'aide des abaques, on obtient $K_1 = 25,29$ et $\beta_1 = 0,875$

$$\text{Donc : } A = \frac{M_{ELS \max}}{\beta_1 d \sigma_s} = 13,23 \text{ cm}^2/m$$

Donc on va mettre selon la direction x: 7HA16 avec un espacement de 14cm



Selon la direction y :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,170$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_s} = \frac{0,85 \times 27}{1 \times 1,15} = 15,3 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,2345$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,163 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,0778}{0,163 \times \frac{500}{1,15}} = 2,67 \text{ cm}^2$$

A l'ELS

$$\mu_1 = \frac{M_{els \max}}{b \times d^2 \times \sigma_s} = 0,00429$$

A l'aide des abaques, on obtient $K_1 = 32,74$ et $\beta_1 = 0,895$

$$\text{Donc : } A = \frac{M_{ELS \max}}{\beta_1 d \sigma_s} = 8,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donc on va mettre selon la direction Y: 7HA14 avec un espacement de 14cm

On a maintenu le même espacement pour les armatures des voiles qu'aux armatures du radier pour assurer la connexion entre eux.

➤ Pour les appuis :

On procède de la même façon, on obtient les résultats suivants :

➔ A l'ELU

		ELU			
		M	α	Asc	Ast
SELON X	TRAVEE	0,086	0,112	0,000	5,692
	APPUI	0,015	0,019	0,000	0,967
SELON Y	TRAVEE	0,046	0,059	0,000	3,001
	APPUI	0,008	0,010	0,000	0,519



→ A l'ELS

μ_1	k1	β_1	σ_b	A'	A
0,0064	25,2985	0,8759	6,5221	0,0000	13,2313
0,0011	71,7291	0,9423	2,3003	0,0000	2,1704
0,0043	32,7499	0,8953	5,0382	0,0000	8,6344
0,0008	89,8672	0,9523	1,8360	0,0000	1,4325

c) Schéma de ferrailage

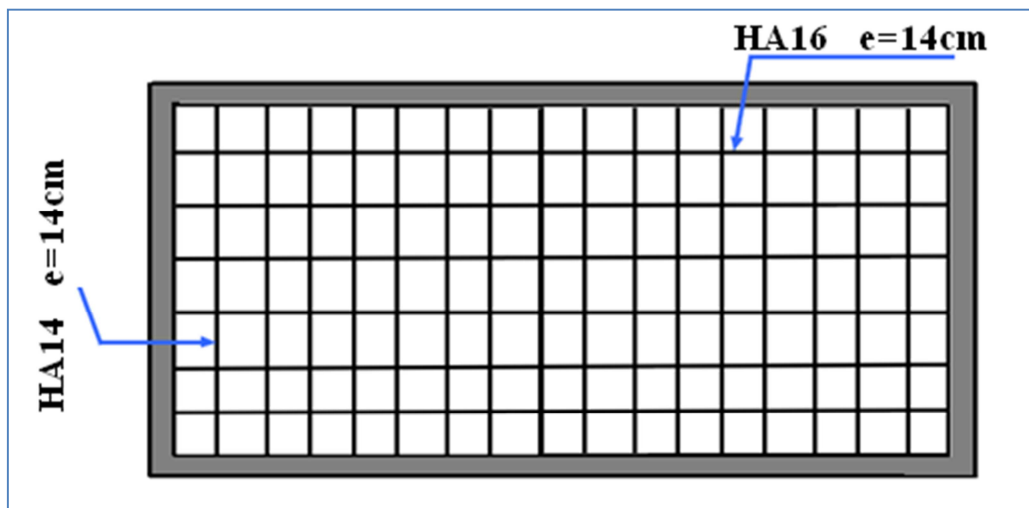


Figure III.2: schéma de ferrailage



Chapitre 3 :

Etude Hydraulique

Dans ce chapitre, on va mener le calcul hydraulique de la piscine, nous commencerons par citer les règlements et les éléments nécessaires pour l'étude hydraulique ainsi que la définition des accessoires de la piscine, puis nous enchaînerons par le dimensionnement du filtre et des pompes, ensuite nous parlons de la désinfection des eaux et le traitement par les produits chimiques, et on terminera par le dimensionnement des conduites d'aspiration et de refoulement des eaux de la piscine.



I. Introduction

L'hydraulicité d'une piscine est l'ensemble des équipements qui assurent la circulation de l'eau et concourent à sa qualité.

Elle comprend :

- les dispositifs et réseaux de reprise des eaux superficielles (goulottes)
- les dispositifs et réseaux de reprise des eaux de fond
- le bac tampon
- la pré filtration
- le pompage
- la filtration
- le chauffage
- l'injection du désinfectant et des correcteurs de pH
- les dispositifs et réseaux de refoulement des eaux filtrées

Sa conception doit être menée de telle sorte que la circulation de l'eau s'opère correctement et qu'elle fasse en sorte que l'eau soit toujours de qualité.

En particulier, elle doit respecter les règles élémentaires suivantes :

- éviter les zones mortes, source de dépôts et de pollution
- évacuer la pollution le plus rapidement possible
- assurer une diffusion rapide et homogène du désinfectant.

II. DIMENSIONNEMENT

Selon la réglementation, les piscines dont la surface totale du plan d'eau est supérieure à 240 m², la durée de recyclage est de :

- 1 heure 30 pour les parties de bassin dont la profondeur est < à 1,50 m
- 4 heures pour les parties de bassin dont la profondeur est > à 1,50m

1. Réseaux

Selon le règlement DTU 60.11 :

A l'aspiration, les réseaux doivent être conçus de telle sorte que la vitesse de passage de l'eau dans les conduites soit inférieure à 1,5 m/s pour éviter les risques de cavitation.

Dans les conduites de refoulement, la vitesse de l'eau doit être inférieure à 2 m/s pour éviter coups de bélier, mauvaise circulation et bruit excessif.



2. Pièces à sceller

Les pièces situées dans le bassin doivent être incorrodables et ne pas présenter d'arêtes saillantes. Elles doivent en outre être indémontables par les baigneurs et ne pas comporter des orifices d'un diamètre supérieur à 8 mm. La vitesse de l'eau à la sortie des bouches de refoulement doit être inférieure à 3 m/s.

Pour ce qui concerne les bouches d'aspiration, elles doivent être dimensionnées de telle sorte qu'un corps ne puisse pas les obstruer complètement (grilles de 50 à 60 cm de côté), et la vitesse de passage dans les conduites d'aspiration doivent être inférieure à 2,5m/s

3. Bac tampon

Le bac tampon a plusieurs fonctions :

- ❖ Assurer un effet tampon vis à vis des variations de niveau d'eau dans le bassin (arrivée massive de baigneurs, remous, vagues).
- ❖ Recueillir gravitairement les eaux de surverse des goulottes.
- ❖ Servir de bac de disconnexion pour les appoints d'eau neuve.

Il doit être dimensionné de telle sorte qu'il puisse contenir le volume d'eau déplacé par les baigneurs et le volume contenu dans les goulottes et les canalisations en cas d'arrêt des pompes.

Grossièrement, son volume "utile" est d'environ 10 % du débit horaire de recyclage

Il doit être équipé d' :

- ➔ une vidange située au point le plus bas
- ➔ un trop plein
- ➔ un évent de dégazage
- ➔ une régulation de niveau

Il doit être nettoyé régulièrement car il est très exposé à la pollution.

4. Pré filtres

Un système de pré filtration doit être intercalé entre les reprises d'eau et les pompes. Son rôle est de retenir les gros éléments pour protéger les pompes et les filtres. Les préfiltres doivent être facilement visitables et munis d'un panier amovible incorrodable.



5. Pompes

Les pompes sont de type centrifuge et doivent assurer 24 heures sur 24 les débits réglementaires. Elles servent, outre à la circulation de l'eau, au lavage des filtres et à la vidange des bassins.

III. DÉBIT DE L'EAU

1. Appoint d'eau neuve

L'installation doit être équipée d'un système d'appoint d'eau neuve situé en amont du système de traitement de l'eau.

Généralement, ces appoints d'eau s'effectuent par surverse dans le bac tampon et comportent une vanne d'arrêt, un compteur totalisateur, une électrovanne asservie aux niveaux de régulation du bac tampon.

Dans certains cas particuliers, il est possible d'injecter l'eau dans le réseau de recyclage.

Dans ce cas, il est obligatoire d'intercaler un disconnecteur hydraulique à zone de pression réduite contrôlable afin d'empêcher tout retour d'eau du bassin dans le réseau d'eau de ville.

Réglementairement, les appoints d'eau neuve journaliers doivent être au minimum de 30 litres par baigneur ayant fréquenté le bassin.

2. Débitmètres

Un débitmètre doit être installé pour indiquer à tout moment le débit instantané de l'installation.

Il doit être installé sur la conduite de refoulement. Un second débitmètre peut être installé sur l'aspiration du bac tampon pour indiquer que le débit de reprise des eaux de surface est supérieur ou égal à 50 % du débit total (hydraulicité mixte).

IV. FILTRATION

1. POURQUOI FILTRER ?

La filtration est l'opération de base indispensable pour obtenir une eau de qualité et permettre une désinfection efficace. L'eau contient des particules organiques amenées par les baigneurs (fragments de peau, mucus, etc.), par les vents (poussières, pollens, etc.)

Le rôle de la filtration est de retenir ces particules en suspension et par son efficacité, elle tend à réduire la consommation de désinfectant et à obtenir une eau claire et agréable.

2. DIFFERENTS TYPES DE FILTRES

Pour filtrer les eaux des piscines, il existe plusieurs type de filtre, mais trois de type sont les plus utilisés :

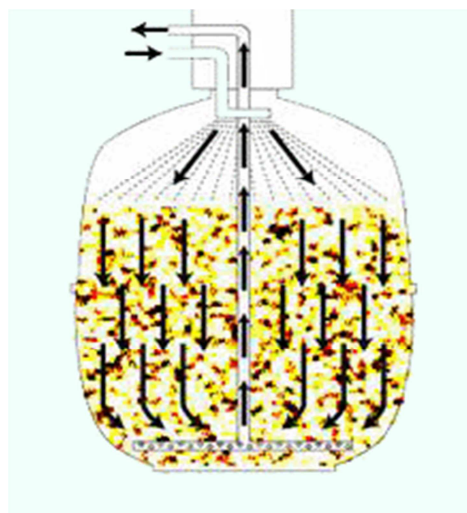
- Filtre à sable
- Filtre à diatomée
- Filtre à cartouche

a) Filtre à sable :

Le filtre à sable est le système de filtration le plus répandu. Bien que sa qualité de filtration ne soit pas la meilleure (de 50 à 40 microns selon la vitesse de passage et l'épaisseur de sable utilisée), son adaptation à tous types de qualité d'eau et sa facilité d'utilisation en font un système souvent préconisé pour la piscine.

Constitué d'une cuve remplie de sable spécialement calibré en fonction de la taille et du débit, et d'une vanne directionnelle, ces filtres fonctionnent tous selon le même principe. L'eau sale poussée par la pompe de filtration entre par le haut du filtre, puis est répartie sur la surface du sable grâce à un diffuseur supérieur. En passant à travers les grains de sable, l'eau se décharge de ses impuretés, pour être reprise dans le bas du filtre par un ensemble de crépines, qui retiennent le sable en laissant passer l'eau propre.

Un manomètre indique en permanence la pression de travail du filtre. Lorsque que la surface du sable est sale, l'eau envoyée par la pompe a plus de peine à traverser le sable, donc la pression monte dans la cuve.





Dès que la pression du manomètre a augmentée par rapport au filtre propre, il faut nettoyer votre sable.

Pour cela on utilise la vanne multivoie du filtre; celle-ci dirige l'eau venant de la pompe dans le filtre, et permet de faire un "contre lavage" opération de nettoyage du filtre.



b) Filtre à Diatomée

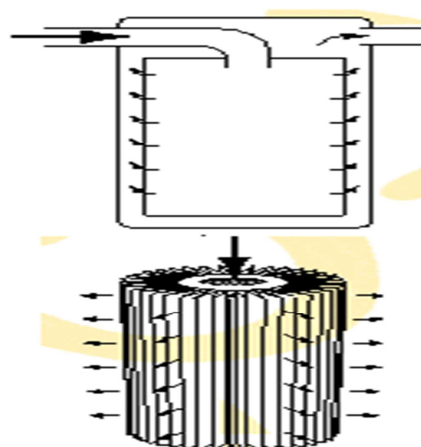
Le principe de fonctionnement d'une filtre à diatomée et à peu près le même que celui d'un filtre à sable. On remplace le sable par de la diatomée qui vient se placer sur une toile synthétique filtrante en dacron, polyester ou en nylon. De la diatomée ce sont en fait des résidus d'algues (ou carapaces fossiles) qui sont poreux et si fins que rien à part l'eau ne peut passer.

Le filtre à diatomée est le plus efficace de tous car sa finesse de filtration qui peut avoisiner 5 microns est inégalable. Pour le contrôle et le nettoyage, il dispose comme pour d'autres systèmes d'un manomètre pour vérifier la pression de travail et changer la diatomée quand cela est nécessaire. Lorsque l'eau arrive dans la cuve, la diatomée se met en suspension au-dessus de la membrane mais est retenue par celui-ci pour éviter de s'échapper. L'eau a donc deux obstacles à franchir encore et toujours que sont les diatomées et la membrane filtrante ce qui la fait ressortir dans le bassin d'une qualité incroyable. Aucun autre système ne peut rivaliser avec celui-ci, les plus exigeants y trouveront leurs comptes de toute évidence en plus du fait que cela permet de réaliser une petite économie de produits d'entretien. Tout comme le filtre à sable, certains modèles sont équipés de vannes pour mettre à l'égout ou effectuer un nettoyage automatique.

c) Filtre à cartouche

Le filtre à cartouche, comme son nom l'indique, contient une cartouche (ou plusieurs) traversée par l'eau à filtrer. Ces cartouches sont réalisées à partir de plusieurs médias filtrants. Les plus courants sont le papier et les tissus synthétiques (dacron) ou de type filamentaire.

Il existe ainsi plusieurs finesses de tissage du média filtrant ; les seuils les plus courants en piscine s'étagent entre 20 et 50 microns. Le corps du filtre est en inox ou en ABS.





Un filtre à cartouches trouve son meilleur emploi dans des cas bien définis. Parmi ceux-ci, il peut être privilégié dans les cas où la place disponible est très réduite ou encore quand le volume à filtrer est inférieur à 30 m³. Il est aussi apprécié lorsque l'approvisionnement en eau pose un problème car si le lavage des cartouches nécessite du travail, cette opération en nécessite que très peu d'eau. Un bassin peu sujet aux importantes salissures, comme une piscine public, peut aussi se voir adjoindre un filtre à cartouches. Une cartouche a une durée de vie d'une ou deux saisons et le prix d'achat du système reste très abordable.

On présente dans le tableau ci-dessous, la comparaison entre les trois systèmes de filtration, en comparant leurs caractéristiques fondamentales :

filtre	à sable	à diatomée	à cartouche
Vitesse de filtration (m/h)	Entre 30 et 50	5	2
Dimension	jusqu'à 2,5 m de diamètre	jusqu'à 2,5 m de diamètre	ne dépasse pas 2m
Finesse de filtration	50 microns	5 microns	15 à 40 microns
Nettoyage	jet d'eau "contre lavage"	jet d'eau contre lavage	Cartouche démonter et lavée
Matériaux utilisé	Sable	une toile synthétique en dacron, polyester ou en nylon.	cartouche composé de papier
Utilisation	adapté à tous les bassins	adapté à tous les bassins	conseillé pour les petits bassins
Technicité	simple d'utilisation		cartouche à utiliser avec soin

Tableau IV-1: comparaison entre les différents filtres

On a jugé utile d'adopter un filtre à sable pour la filtration des eaux de la piscine, vu qu'il présente une simplicité d'utilisation, peu onéreux et facile à entretenir. Ainsi, c'est le type le plus utilisé dans tous les piscines de la ville.

Choix du filtre : Filtre à Sable

V. Dimensionnement des filtres et de système de pompage

On a à traiter, un volume de 1100,4m³ d'eau dans 5 heures.

Cela nécessite un débit horaire total : $Q = \frac{1100,4}{5} = 220,8 \text{ m}^3/\text{h}$

Pour assurer un tel débit, on suggère l'installation de trois pompes de débit 120m³/h, afin d'avoir toujours la possibilité de fonctionnement si jamais une des pompes tombera en panne.

La vitesse de filtration d'un filtre à sable est de 50m/h

Donc la surface filtrante équivalente :

$$S = \frac{Q}{V_{filtration}} = \frac{220}{50} = 4,40 \text{ m}^2$$

On choisit trois filtre à sable de diamètre économique 1600mm de surface 2,01m².

Ce système de filtration assurera une vitesse de filtration de :

$$V_{filtration} = \frac{220}{3 \times 2,01} = 36,49 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$$

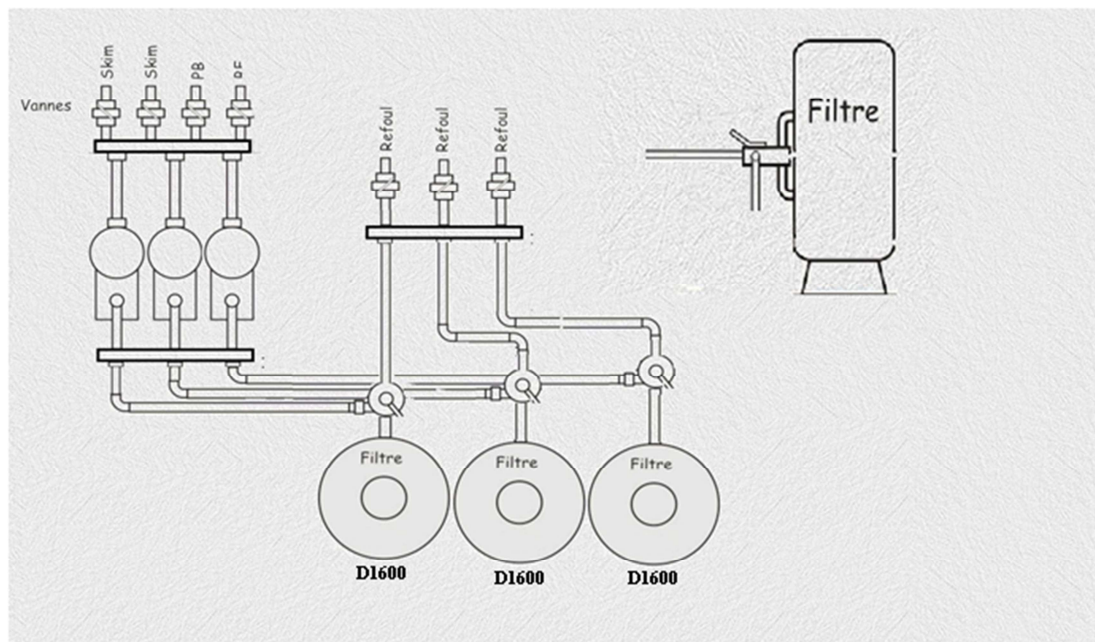


Figure V.1: local technique



VI. FONCTIONNEMENT

L'efficacité d'un filtre se mesure à la limpidité de l'eau.

On observe dans un premier temps une décroissance de la turbidité de l'eau accompagnée d'une baisse du débit de l'installation et d'une augmentation de la pression. C'est ce qu'on appelle la maturation du filtre.

La fixation des impuretés dans le matériau filtrant améliore l'efficacité de la filtration (un filtre propre filtre moins bien qu'un filtre légèrement encrassé).

Puis, la turbidité atteint un palier correspondant à un débit qui se stabilise.

Lorsque la masse filtrante est encrassée, le débit diminue rapidement et la pression augmente fortement, la perte de charge est importante et il convient alors de procéder au décolmatage.

VII. LAVAGE - DECOLMATAGE

Le lavage s'effectue à contre-courant : au lieu d'arriver dans les filtres par le haut, l'eau arrive par le bas, expulse les couches filtrantes et libère les particules colmatant le sable. Ces particules sont entraînées par le courant et rejetées à l'égout. On observe que très rapidement l'eau de lavage devient très trouble, signe que le lavage se fait efficacement. Au bout de quelques minutes, l'eau s'éclaircit jusqu'à devenir de nouveau limpide.

Le lavage peut alors être arrêté.

On procède alors à un rinçage. Pour cette opération, l'eau arrive dans le filtre par le haut, traverse la masse filtrante en entraînant les impuretés restantes et recompacte le sable, ressort par le bas et est évacuée à l'égout. On observe une légère turbidité de l'eau qui disparaît très rapidement. Après environ une minute, le filtre peut être remis en position filtration.

VIII. ÉQUIPEMENTS RÉGLEMENTAIRES

Chaque filtre doit être doté des équipements suivants :

- 2 manomètres mesurant la pression avant et après filtre et permettant de suivre la progression du colmatage
- alarme de colmatage visuelle ou sonore
- panoplie de vannes permettant les opérations de lavage et de rinçage (5 vannes pour un filtre à sable)
- purge d'air en point haut, vidange en point bas raccordée à l'égout
- 1 trou d'homme, permettant la visite du filtre (400mm minimum)



- 3 robinets de prise d'échantillon (avant filtration, après filtration et avant injection de désinfectant, sur la vidange).

IX. FLOCCULATION - COAGULATION

Pour augmenter la finesse de filtration, On va procéder à une coagulation.

En effet, l'eau des piscines contient des particules en suspension si fines qu'elles ne peuvent pas être retenues par le sable.

Ces particules, chargées négativement après leur oxydation par le désinfectant, se repoussent électrostatiquement et l'injection d'un coagulant chargé positivement permet de les agglomérer, c'est **la coagulation**.

L'ensemble de ces agrégats se dépose sur la surface du filtre et constituent un "floc" susceptible d'être retenu par la masse filtrante, c'est **la floculation**.

1. Produits utilisés :

a) - Sulfate d'alumine

Ce produit en poudre est bon marché et est donc couramment utilisé. Par contre, lors de son hydrolyse, il dégage de l'acide sulfurique qui a tendance à abaisser le pH.

b) - Polychlorure d'aluminium

Présenté sous forme liquide, il permet une floculation plus rapide et plus efficace sans qu'il influe sur le pH de l'eau.

Plus le pH de l'eau est alcaline, et plus la coagulation est difficile à opérer, le pH idéal de coagulation pour le sulfate d'alumine est compris entre 6.9 et 7.2.

Le temps de contact entre le coagulant et l'eau étant très faible, on aura toujours intérêt à le sous-doser pour éviter qu'il ne traverse la masse filtrante et que l'on assiste à une post-floculation dans le bassin. Ceci se traduit par des dépôts de pollution dans les zones mortes et par une turbidité de l'eau.

Plus la vitesse de filtration est grande, et moins on injecte de coagulant : 0.5 à 1 g/m³ d'eau recyclée pour les filtres lents, 0.2 à 0.5 g/m³ d'eau recyclée pour les filtres semi rapides. Les filtres rapides (au-delà de 40 m³/h/m²) ne permettent généralement pas de coaguler.



X. Dimensionnement du réseau hydraulique

Le réseau hydraulique de la piscine doit respecter les exigences citées ci-dessus par la réglementation DTU60.11 qui concerne la délimitation des vitesses.

- La vitesse maximale à ne pas dépasser dans l'aspiration est de : 1,5m/h
- La vitesse maximale à ne pas dépasser dans le refoulement est de : 2m/h

Afin de diminuer les pertes de charge dans les canalisations, on a choisi des canalisations souples de type PVC. Pour dimensionner un tel type de canalisations, le EN-1452 présente un abaque reliant les caractéristiques suivantes :

- Les vitesses
- Les débits
- Les diamètres
- Les pertes de charges

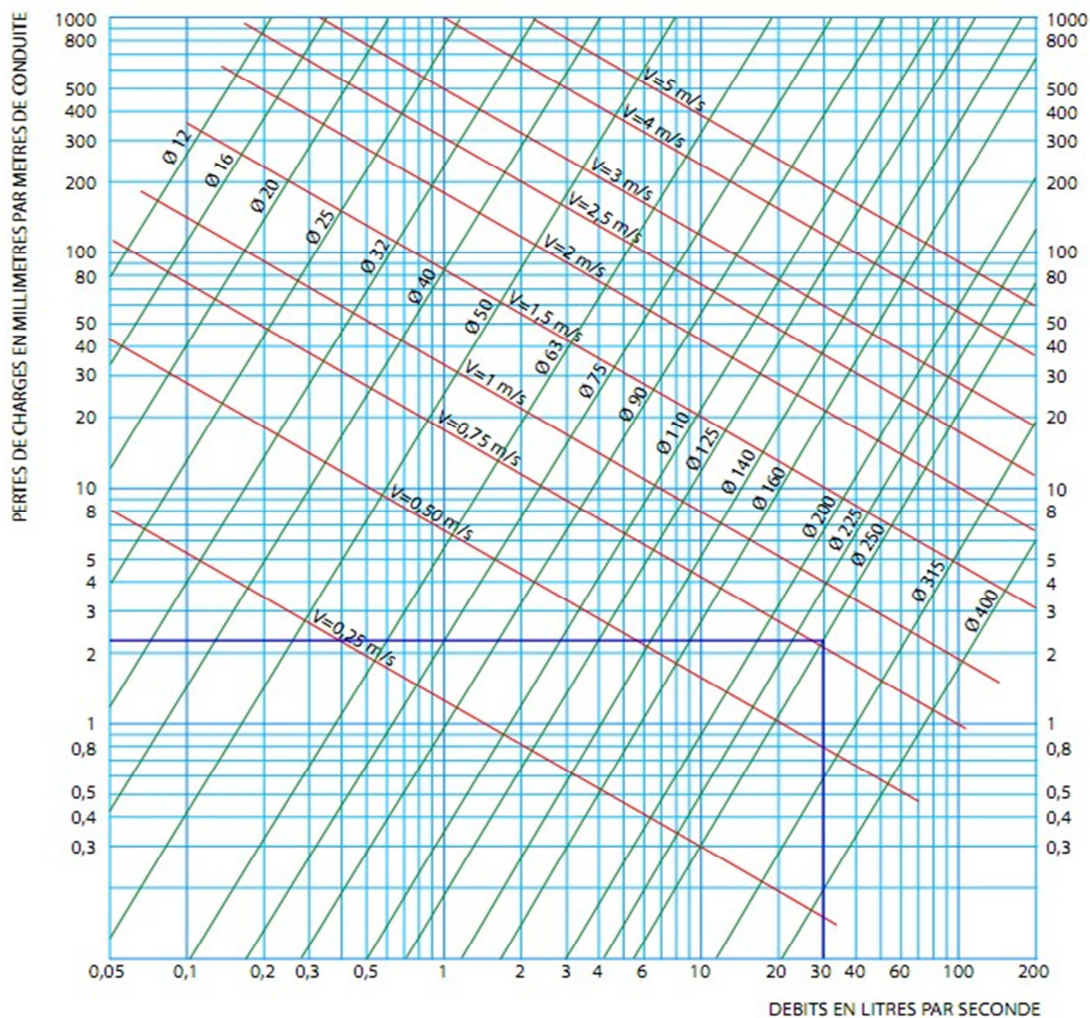


Figure X.1: abaque des PVC



Le réseau de la piscine contient les éléments suivants :

- 20 bouches de refoulement, reliés deux à deux et branchées à un collecteur
- 2 bondes de fond.
- 3 pompes
- 3 filtres à sable
- Des vannes
- Des collecteurs

Le tableau suivant calcule les diamètres des canalisations pour l'aspiration et le refoulement des eaux de la piscine.

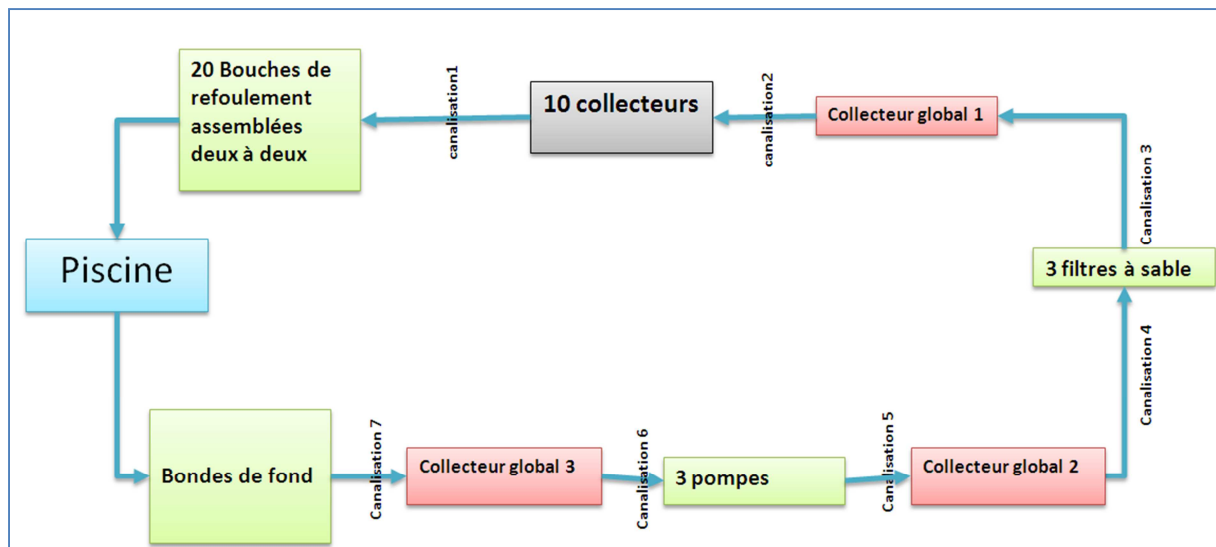


Figure X.2: cycle de traitement de l'eau de la piscine

Canalisation 1 : comporte 20 conduite reliant chaque deux bouches de refoulement à un collecteur.

Canalisation 2 : comporte 10 conduites reliant les 10 collecteurs à un collecteur global 1

Canalisation 3 : comporte 3 conduites reliant le collecteur global1 les 3 filtres à sable.

Canalisation 4 : comporte 3 canalisations reliant les filtres à sables au collecteur global2

Canalisation 5 : comporte 3 canalisations reliant le collecteur global 2 aux 3 pompes.

Canalisation 6 : comporte 3 canalisations reliant les 3 pompes au collecteur global 3

Canalisation 7 : comporte 2 canalisations reliant le collecteur global 3 aux bondes de fond.



Canalisation	Débit (m ³ /h)	Vitesse max(m/h)	Diamètre (mm)	Vitesse dans la conduite(m/h)	Perte de charge(mCE/m)
Conduite 1	15	2	63	1,9	0,7
Conduite 2	30	2	90	1,87	0,42
Conduite 3	73,6	2	140	1,92	0,24
Conduite 4	73,6	1,5	160	2	0,13
Conduite 5	73,6	1,5	160	2	0,13
Conduite 6	73,6	1,5	160	2	0,13
Conduite 7	147,2	1,5	225	1,4	0,078
	73,6	1,5	160	2	0,13

Tableau X-1: diamètres des canalisations



Chapitre 4:

Etude de la structure métallique

Dans ce chapitre nous allons faire l'étude détaillée de la structure métallique : calcul au vent, calcul des pannes, calcul des contreventements, calcul des portiques, calcul des assemblages entre les différents éléments du portique et le calcul des fondations.



I. Calcul au vent

1. Généralités :

a) Pression dynamique de base :

Dans les calculs des constructions on tient compte presque toujours des effets du vent qui engendre des actions non négligeables, et on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément, et elle est en fonction de :

- La vitesse du vent,
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble,
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent,
- Les dimensions de l'élément considéré,
- La forme de la paroi (plan ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

La pression s'exerçant à prendre en compte dans les calculs est donnée par :

$$q_c = q_b \cdot K_s \cdot K_m \cdot K_H \cdot \delta \cdot (C_e - C_i)$$

Avec :

q_b pression dynamique de base à 10 m,

K_H est un coefficient correcteur dû à la hauteur au-dessus du sol,

K_s est un coefficient qui tient compte de la nature du site où se trouve la construction considérée.

K_m est le coefficient de masque,

δ est un coefficient de réduction des pressions dynamiques, il est fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

C_e et C_i sont les coefficients de pression extérieure et intérieure.

Pression dynamique de base :

Par convention les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus de sol. Le C.T.C préconise pour tout le territoire national les valeurs de pression dynamiques suivantes :

Région	Pression dynamique de base normale (daN/m ²)	Pression dynamique de base extrême (daN/m ²)
Région1	53,5	93,63
Région2	68	119
Région3	135	236,25

Figure I.1: Pressions dynamiques de base selon les régions au Maroc



Notre construction se situe à Khouribga, ce qui correspond à la **région 1**, les pressions de base sont :

✚ Pression de base normale est égale à $53,50 \text{ daN/m}^2$

✚ Pression de base extrême est égale à $93,63 \text{ daN/m}^2$

On prend pour les calculs la valeur normale $q_b = 53,50 \text{ daN/m}^2$

Effet de la hauteur :

On a : $H = 9,15 \text{ m}$

$$K_H = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$K_H = 0,981$$

Effet de site :

Ks	Site protégé	Site normal	Site exposé
Région 1	0,8	1	1,35
Région 2	0,8	1	1,3
Région 3	0,8	1	1,25

Figure I.2: Effet de site

Nous sommes dans le cas d'un site normal qui considère une plaine ou un plateau de grande étendue présentant des dénivellations peu importantes. Donc :

$$K_S = 1$$

Effet de masque :

Un effet de masque serait à prendre en compte si la structure pouvait être protégée partiellement ou totalement par des constructions avoisinantes. Dans notre cas, un effet de masque n'est pas à prendre en compte. Donc :

$$K_m = 1$$

Effet de dimension :

Le règlement tient compte d'un effet de dimension, qui s'introduit par un coefficient δ tenant compte de la plus grande dimension offerte au vent de l'élément étudié. Ce coefficient permet de réduire les pressions, il prend en compte la répartition statistique des pressions sur une surface.

La pression maximale se situe au centre, où les lignes de courant sont déviées à 90° , et elle a tendance à diminuer sur les bords. On a donc sur une grande surface peu de chance d'avoir partout la même pression, le vent s'exerçant par rafales. Ceci justifie la diminution des pressions avec l'augmentation des dimensions.

La détermination de ce coefficient se fait avec le tableau suivant situé à l'article 1,244 du NV65.



La plus grande dimension offerte au vent est égale à 36,46 m, ainsi la hauteur maximale est égale à 9,15 m, donc le coefficient δ est :

$$\delta = 0,76$$

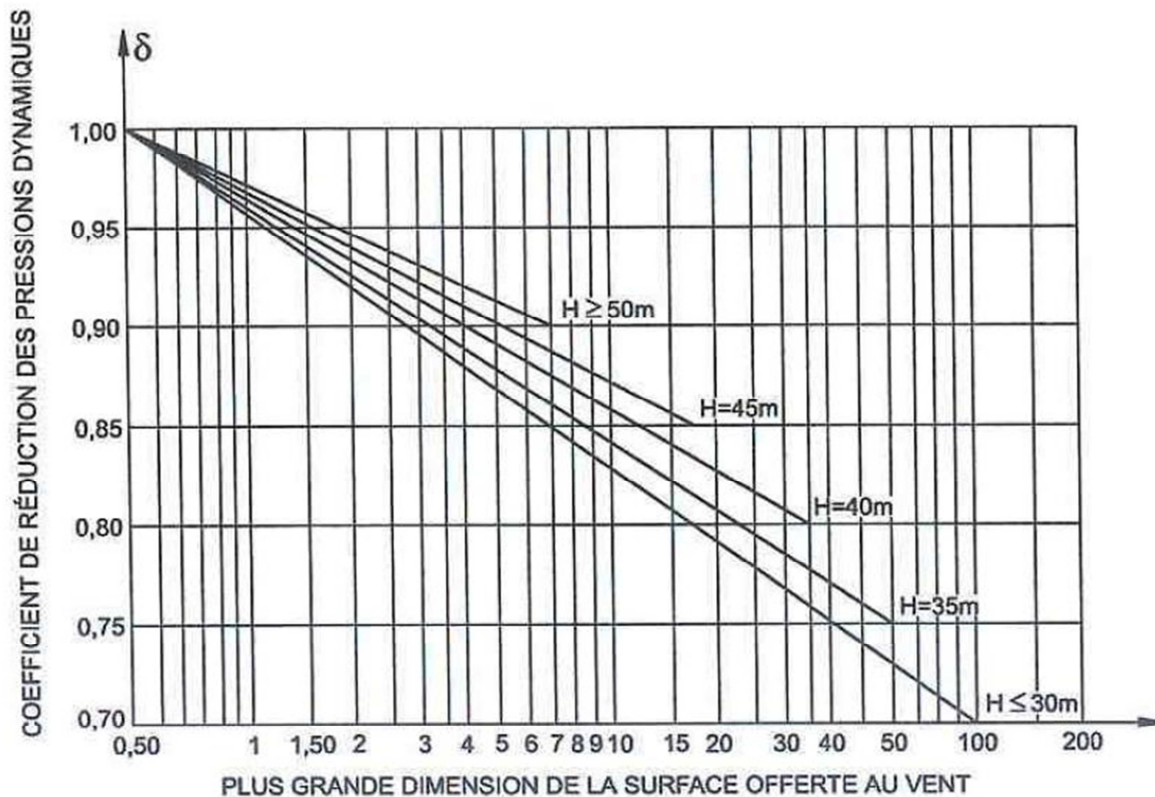


Figure I.3: Abaque de calcul de coefficient de réduction des pressions dynamiques

b) Réduction maximale des pressions dynamiques de base :

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles (effet de masque, effet des dimensions) ne doit, en aucun cas dépasser 33 %.

c) Valeur limite des pressions dynamiques de calcul :

Quelle que soit la hauteur H, la nature du site, l'effet de masque et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique corrigées sont limitées entre 30 daN/m² et 170 daN/m². (Art III-1,246 NV65).

$$q_c = q_b \cdot K_s \cdot K_m \cdot K_H \cdot \delta \cdot (C_e - C_i)$$

$$q_c = 39,91 \cdot (C_e - C_i)$$



2. Actions extérieurs et actions intérieurs :

➤ Actions extérieures :

Quelle que soit la construction, la face extérieure de ses parois est soumise à :

- ✚ Des succions, si les parois sont sous le vent.
- ✚ Des pressions ou des succions, si les parois sont face au vent.

Ces actions sont dites des actions extérieures C_e .

➤ Actions intérieures :

Les parois intérieures peuvent être en état de surpression ou de dépression selon l'orientation des ouvertures par rapport au vent et leur importance relative. Ceci représente les actions intérieures C_i .

Pour déterminer les actions extérieures et intérieures, nous aurons besoin de déterminer deux coefficients : le rapport de dimensions λ et le coefficient γ_0 .

a) Calcul du coefficient γ_0 :

Ce coefficient est représentatif de l'élanement du bâtiment et de ses dimensions au sol. Il permet de définir les différents coefficients de pression sur chacune des faces du bâtiment. Il sert à tenir compte de l'influence de la géométrie du bâtiment sur les phénomènes de turbulences liées aux lignes de courant du vent. Il se détermine à l'aide de l'abaque de (NV 65 p 89) en fonction des rapports de dimensions :

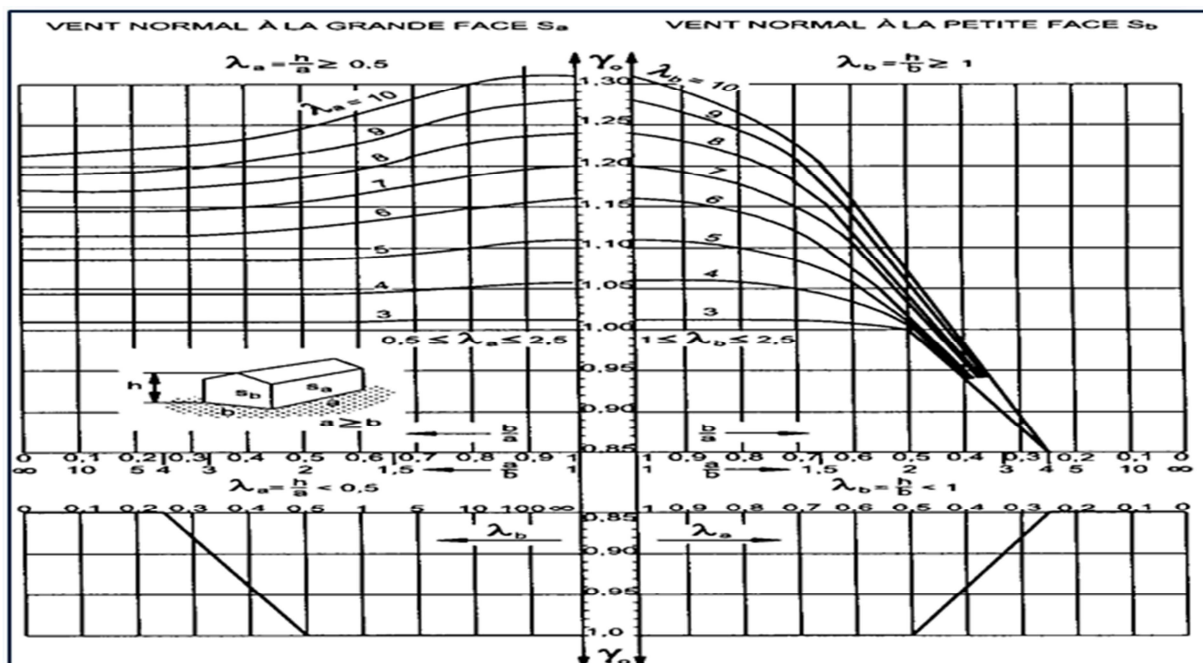


Figure I.4: Abaque de calcul de coefficient γ_0



Vent normale à la grande surface Sa :

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{9,15}{36,46} = 0,25 < 0,5$$

Le coefficient γ_{0a} est donné par le quadrant inférieur droite en fonction de λ_b :

Ce qui donne :

$$\gamma_{0a} = 0,85$$

Vent normale à la petite surface Sb :

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{9,15}{31,46} = 0,29 < 1$$

Le coefficient γ_{0b} est donné par le quadrant inférieur gauche en fonction de λ_a :

Ce qui donne :

$$\gamma_{0b} = 0,875$$

b) Calcul des perméabilités des parois μ % :

Les coefficients de pression c_i qui s'exercent à l'intérieur de la construction dépendent de la perméabilité μ de la construction, qui est égale au rapport de la surface totale de ses ouvertures à sa surface totale. Donc c'est une construction qu'on peut considérer fermée :

$$\mu_{\%} < 5\%$$

c) Actions extérieures :

- **Parois verticales :**

face au vent : $C_e = 0,8$

face sous le vent : $C_e = -(1,3 \times \gamma_0 - 0,8)$

Vent normal à la grande surface Sa (long-pan) : $\gamma_{0a} = 0,85$

face au vent : $C_e = +0,8$

face sous le vent : $C_e = -0,305$

Vent normal à la petite surface Sb (pignon) : $\gamma_{0b} = 0,875$

face au vent : $C_e = +0,8$

face sous le vent : $C_e = -0,3375$

- **Parois inclinées: (versants des toitures) vent normal :**

Notre toiture est de type : toiture unique à versants plans. Le vent soit normal aux génératrice, soit parallèle aux génératrices.

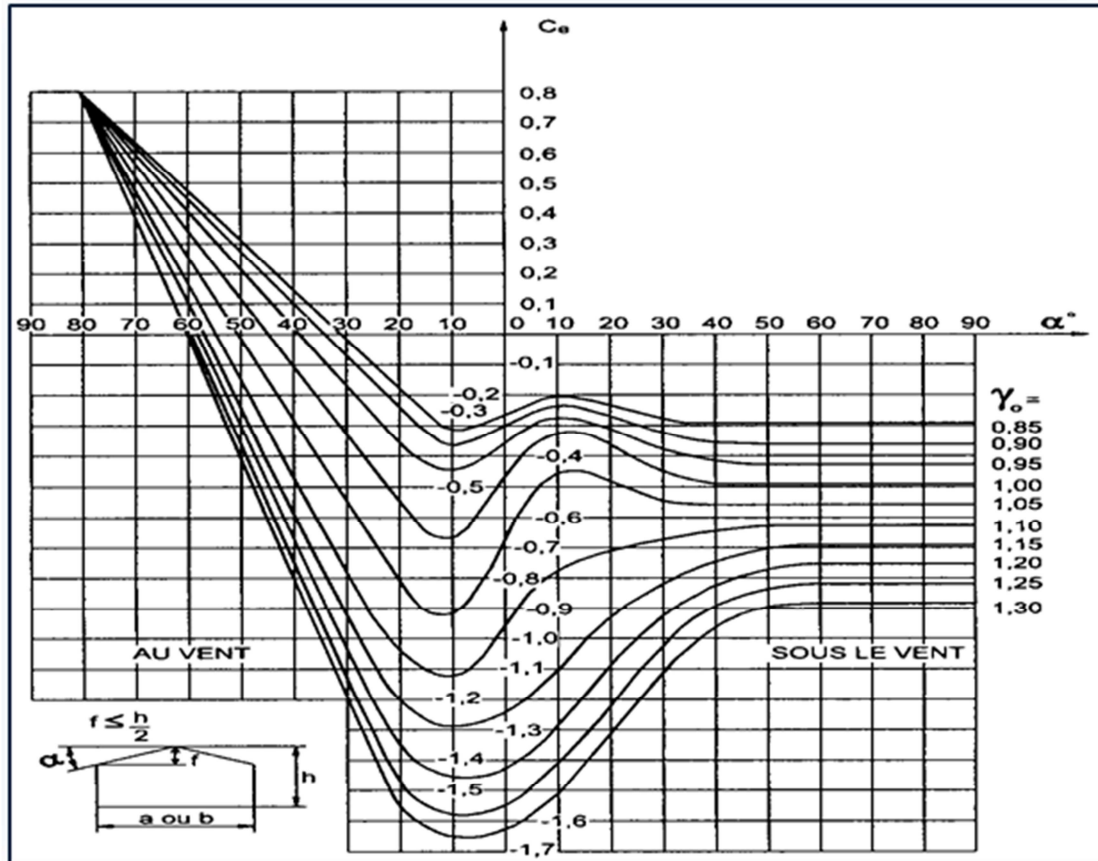


Figure I.5: Abaque de calcul de coefficient C_e

- **Vent normal aux génératrice (normal à la grande surface S_a) :**

Dans notre cas, $\leq H/2$, la figure R-III-6 des règles NV 65, donne la valeur de C_e en fonction de l'angle α d'inclinaison des toitures par rapport à l'horizontale.

Face au vent : $C_e = -0,3$.

Sous le vent : $C_e = -0,23$.

- **Vent parallèle aux génératrice (normal à la petite surface S_b) :**

A partir de la même figure (cf. R-III-6 des règles NV 65), on fait la lecture de la valeur du coefficient C_e , mais cette fois-ci en prenant une inclinaison nulle $\alpha = 0$.

Ainsi $C_e = -0,28$.



d) Actions intérieures :

La construction étant considérée fermée, $\mu \leq 5\%$, on a soit :

Une surpression avec : $C_i = + 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0)$

Une dépression avec : $C_i = - 0,6(1,3\gamma_0 - 0,8)$

- **Vent normal au long pan :**

On a $\gamma_{0a} = 0,85$ d'où :

Surpression : **$C_i = 0.417$**

Dépression : **$C_i = - 0.183$**

- **Vent normal au pignon :**

On a $\gamma_{0b} = 0,875$ d'où :

Surpression **$C_i = 0.397$**

Dépression **$C_i = - 0.202$**

e) Majoration dynamique :

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, on multiplie les pressions dynamiques normales par un coefficient de majoration β au moins égale à 1. Il est donné par la formule :

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

Valeurs des coefficients θ , ξ et τ selon le NV65

$\theta = 0.7$ Puisque $H \leq 30m$

La période propre T du mode fondamental d'oscillation d'une construction fait l'objet de l'annexe 4 des règles NV 65, qui fournit une formule forfaitaire pour les bâtiments à ossature métallique :

$$T = 0,1 \cdot \frac{H}{\sqrt{a}} = 0,1 \times \frac{9,15}{\sqrt{36,46}} = 0,152 \text{ s}$$

Le coefficient d'amortissement ξ est déterminé selon la figure ci-dessous :

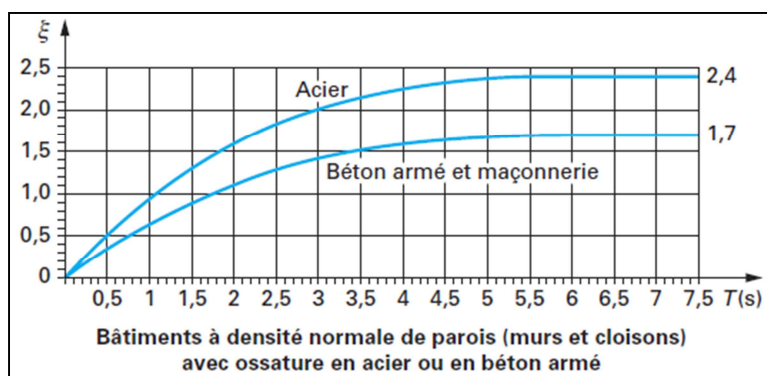


Figure I.6: Abaque de calcul de coefficient d'amortissement

$$\xi = 0,2$$

Le coefficient de pulsation τ est donné par la figure R-III-4, NV-65 :

$$H = 9,15 \text{ m} \Rightarrow \tau = 0,36 \quad \text{D'où : } \beta = 0,7 \times (1 + 0,2 \times 0,36) = 0,750 < 1$$

Donc, pas de majoration dynamique.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

TOITURE		NORMALE A LA GRANDE SURFACE Sa				NORMALE A LA PETITE SURFACE Sb			
		Ce	Ci	Ce-Ci	action du vent (daN/m ²)	Ce	Ci	Ce-Ci	action du vent (daN/m ²)
SURPRESSION	FACE AU VENT	-0,3	0,417	-0,717	-28,615	-0,28	0,397	-0,677	-27,019
	SOUS LE VENT	-0,23	0,417	-0,647	-25,821	-0,28	0,397	-0,677	-27,019
DEPRESSION	FACE AU VENT	-0,3	-0,183	-0,117	-4,669	-0,28	-0,202	-0,078	-3,112
	SOUS LE VENT	-0,23	-0,183	-0,047	-1,875	-0,28	-0,202	-0,078	-3,112
PAROIS VERTICALES		NORMALE A LA GRANDE SURFACE Sa				NORMALE A LA PETITE SURFACE Sb			
		Ce	Ci	Ce-Ci	action du vent	Ce	Ci	Ce-Ci	action du vent
SURPRESSION	FACE AU VENT	0,8	0,417	0,383	15,285	0,8	0,397	0,403	16,083
	SOUS LE VENT	-0,305	0,417	-0,722	-28,815	-0,337	0,397	-0,734	-29,313
DEPRESSION	FACE AU VENT	0,8	-0,183	0,983	39,231	0,8	-0,202	1,002	39,989
	SOUS LE VENT	-0,305	-0,183	-0,122	-4,86902	-0,337	-0,202	-0,135	-5,4078

Tableau I-1: Actions du vent

3. Actions du vent :

a) Vent I (vent sur long pan avec surpression intérieure) :

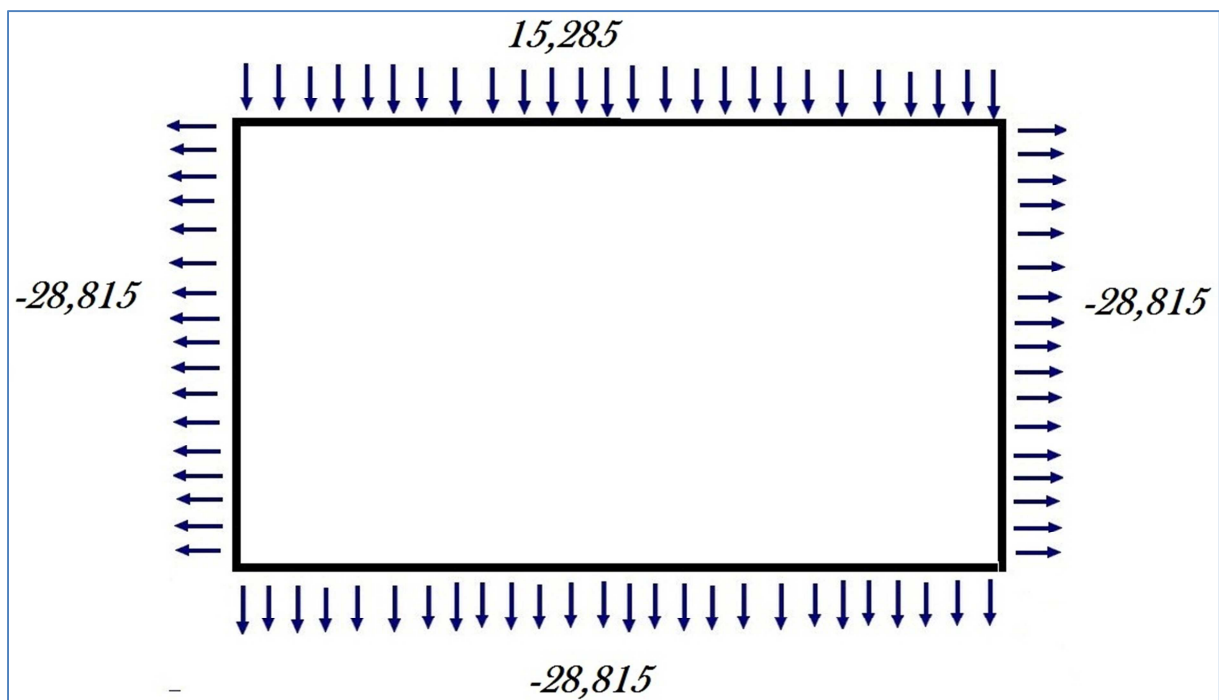
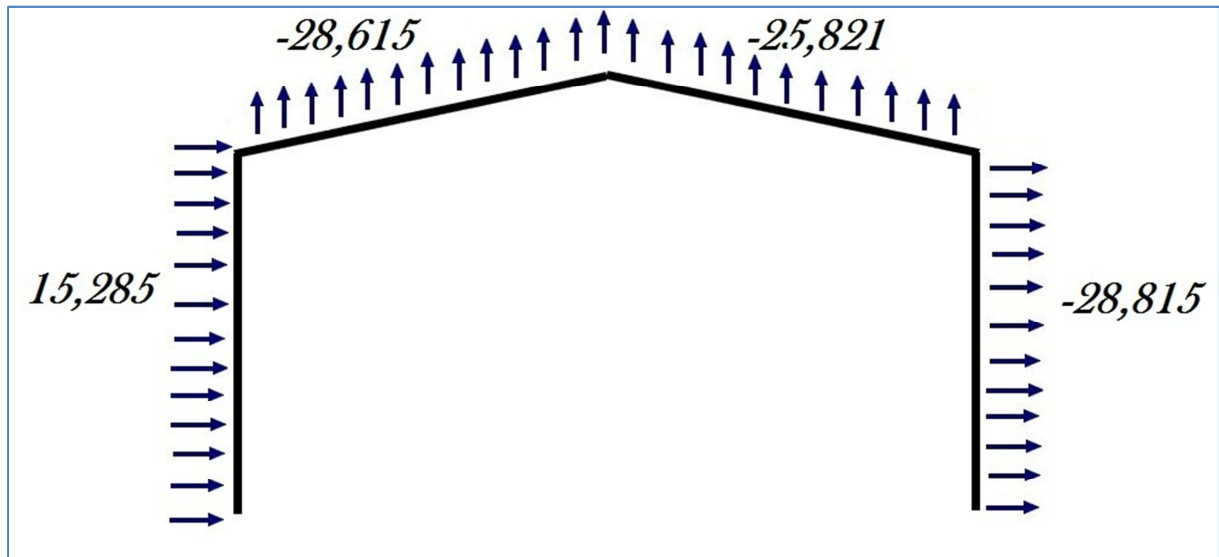


Figure I.7: vent sur long pan avec surpression intérieure



b) Vent I (vent sur long pan avec dépression intérieure) :

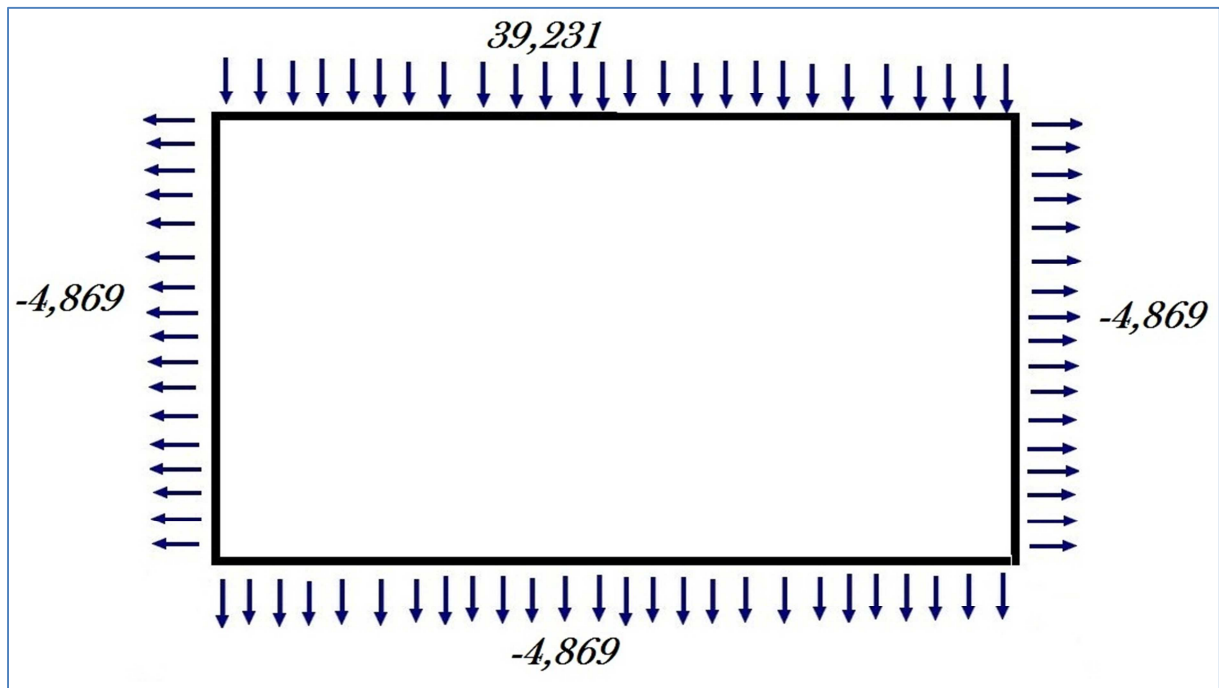
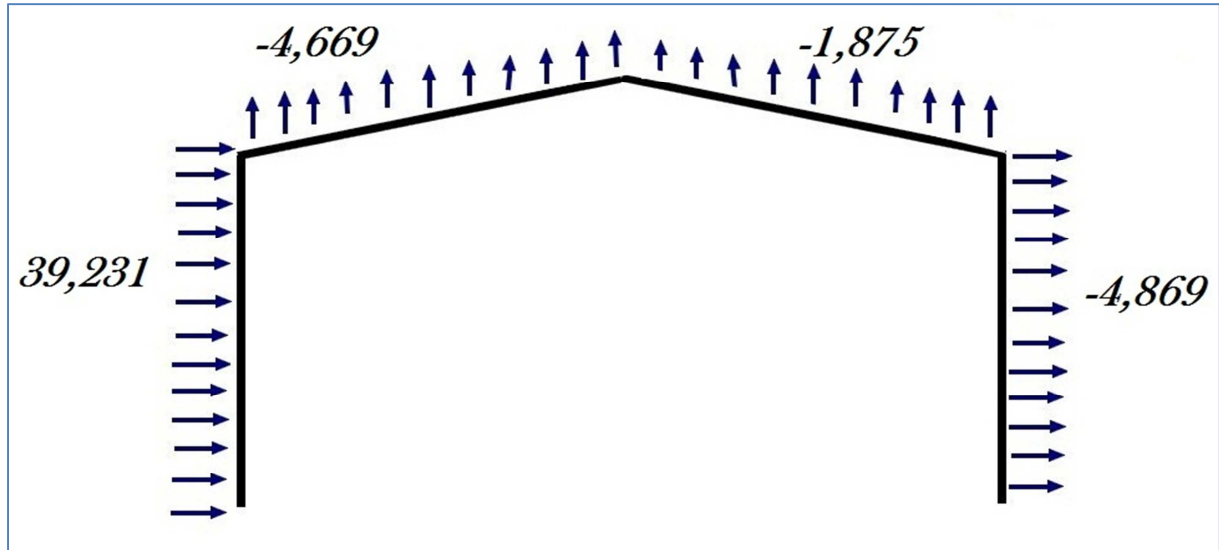


Figure I.8: vent sur long pan avec dépression intérieure

c) Vent II (vent sur pignon avec surpression intérieure) :

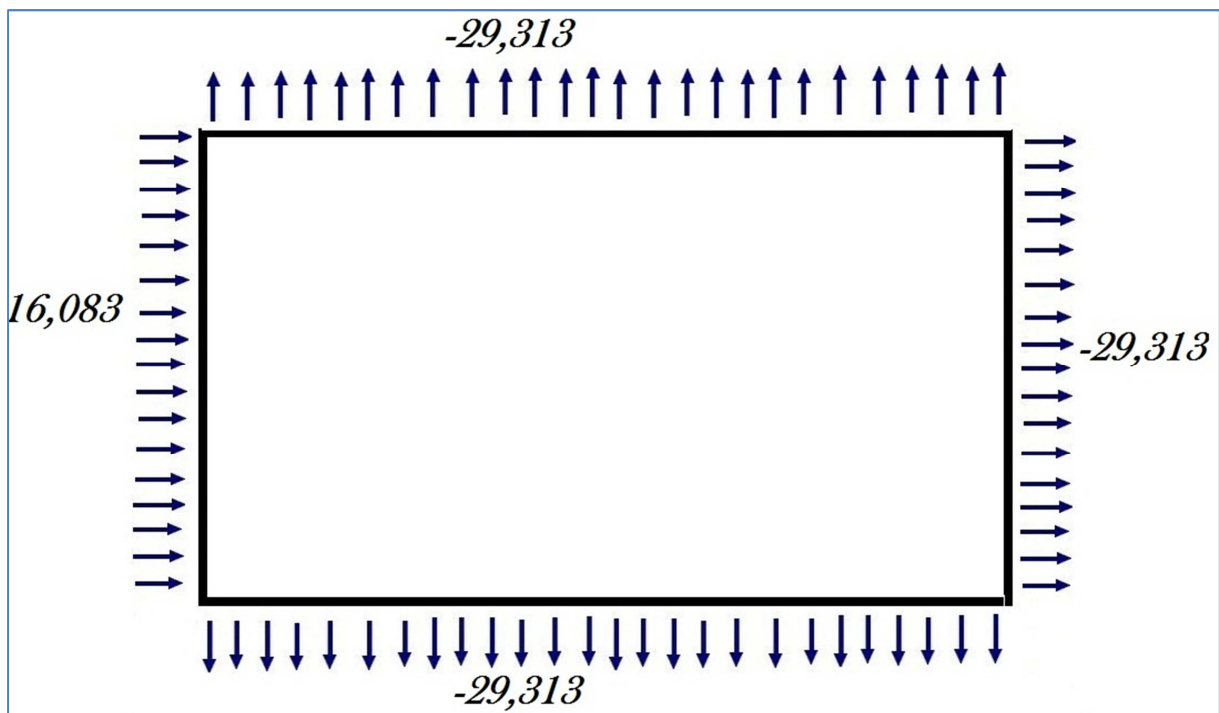
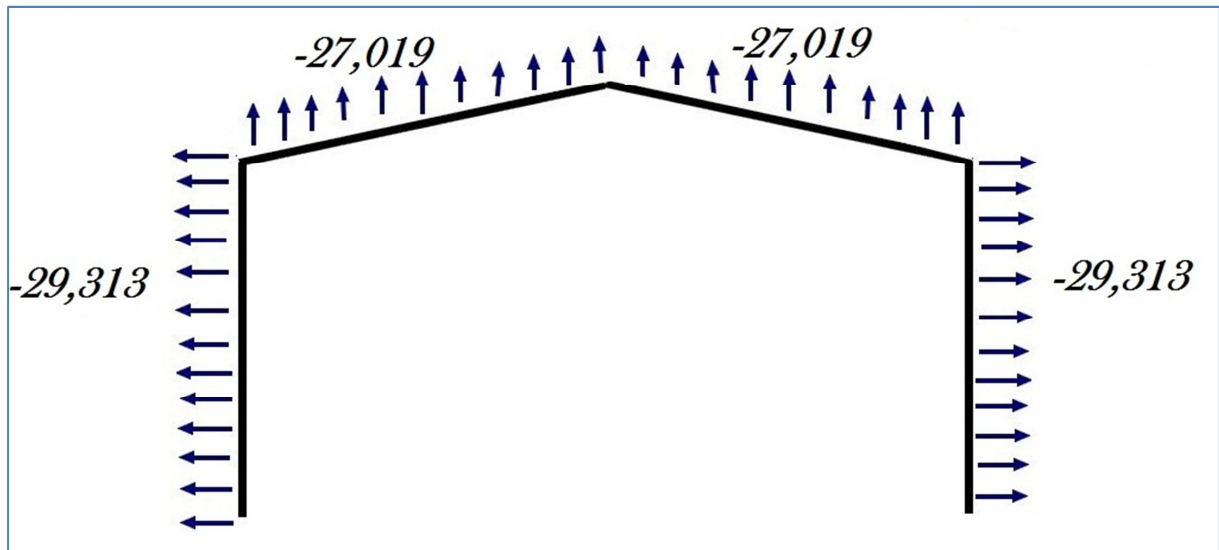


Figure I.9: vent sur pignon avec surpression intérieure



d) Vent II (vent sur pignon avec dépression intérieure) :

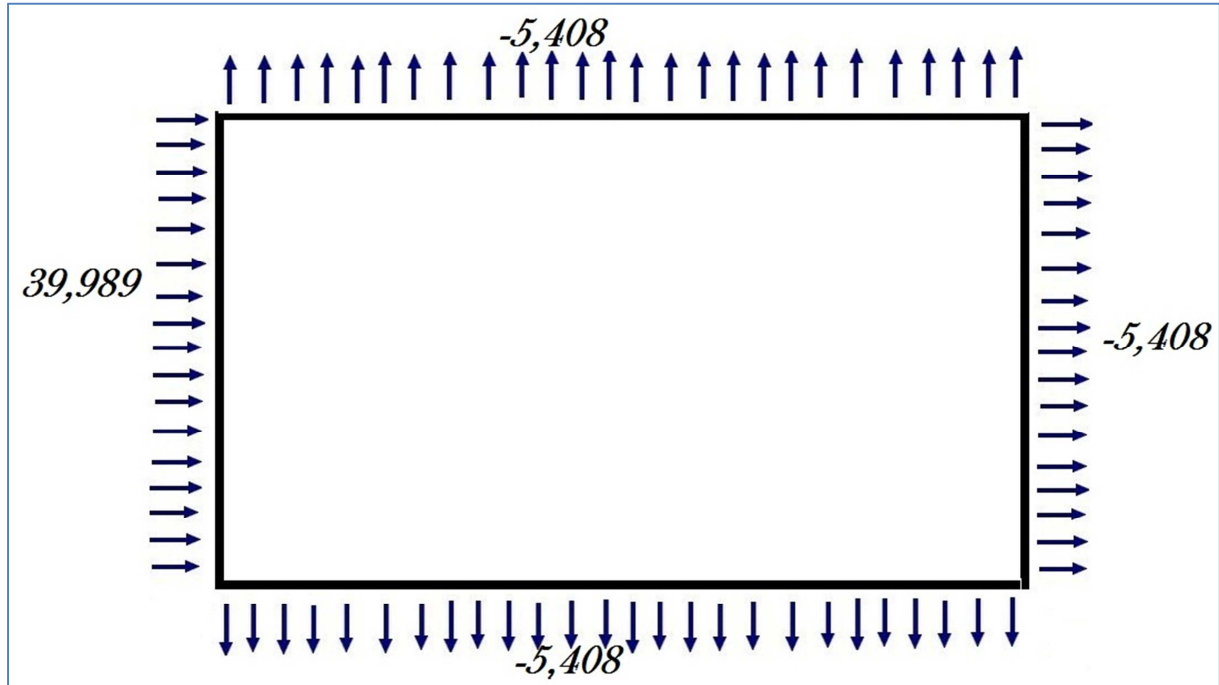
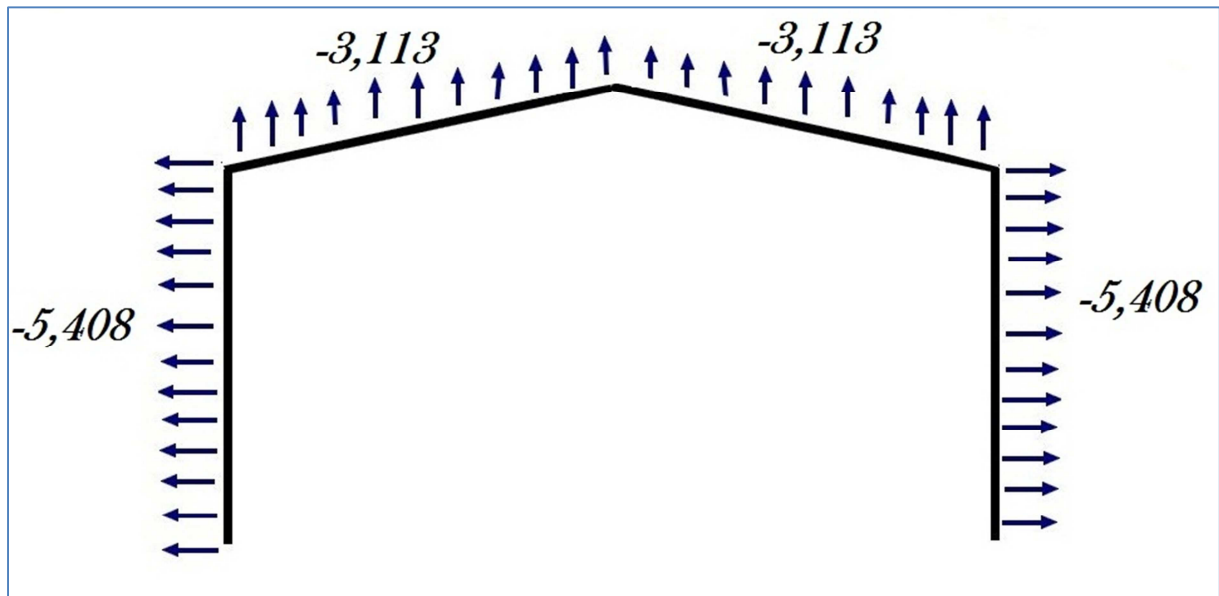


Figure I.10: vent sur pignon avec dépression intérieure

II. Calcul des pannes :

Dans cette partie nous allons détailler les différentes étapes du calcul des pannes en I, premièrement, nous calculerons les pannes sans liernes puis avec liernes. En deuxième temps nous effectuerons le calcul des liernes. Enfin nous passerons au calcul des échantignoles.

1. Introduction :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé (I, [) soit à treillis pour les portées supérieures à 6 m.

Remarque :

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants α atteint 8 à 10%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée. Ces liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction.

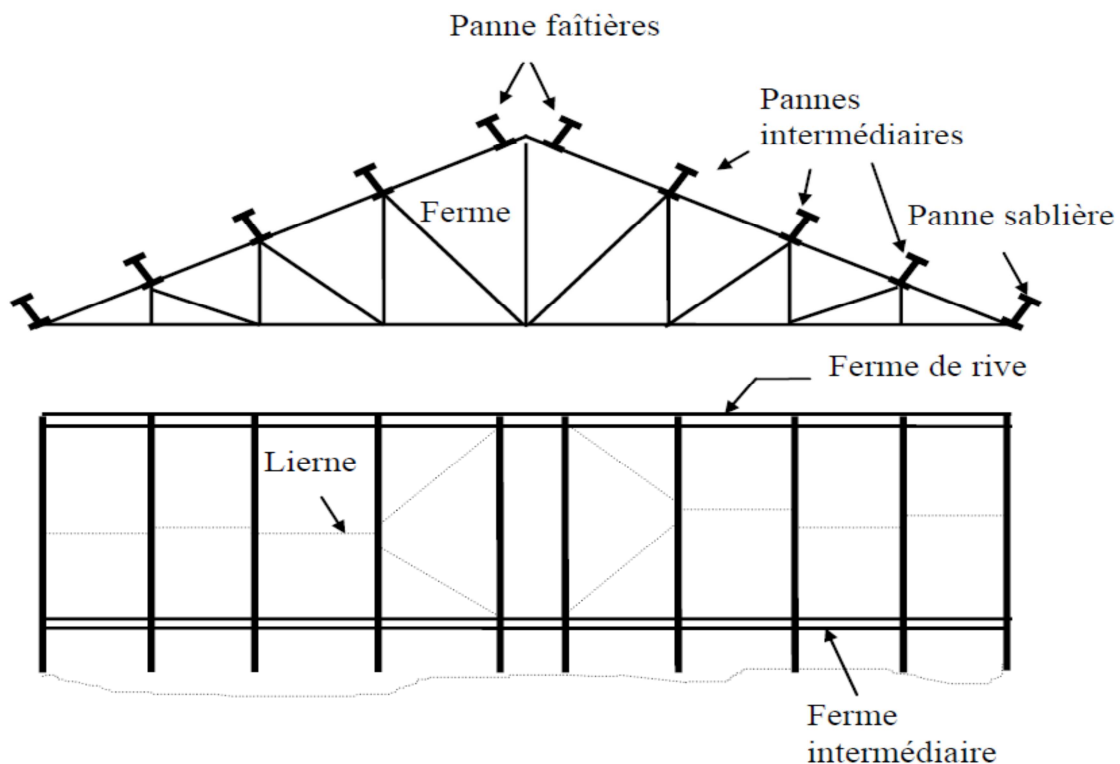


Figure II.1: Schéma des pannes et des liernes



2. Evaluation des charges :

+ charges permanentes G :

On adopte un entre axe entre les pannes de 1,97m

Couverture :30 kg/m²

Poids propre de la panne : (estimé)12 kg/ml

$$G_{Tot} = 12 + (30 \times 1,97) = 71,175 \text{ daN/m}$$

+ Surcharges Q :

Poussière :20 kg/m²

Entretien :75 kg/m²

$$Q = (75 + 20) \times 1,97 = 187,387 \text{ daN/m}$$

+ Surcharges climatiques du vent V :

$$V_e = 1,75.V_n$$

Surpression :

$$V_n = -28,615 \times 1,97 = -56,444 \text{ daN/m}$$

$$V_e = -98,777 \text{ daN/m}$$

Dépression :

$$V_n = -4,669 \times 1,97 = -9,209 \text{ daN/m}$$

$$V_e = -16,116 \text{ daN/m}$$

+ Recherche de l'effet le plus défavorable :

A l'ELU :

$$1.33G + 1.5Q$$

$$G + 1.75V$$

$$1.33G + 1.42(Q + V)$$

$$1.33G + 1.5V$$

A l'ELS :

$$G + Q$$

$$G + W$$



Types de combinaison	Formules	surpression (daN/m)	dépression (daN/m)
Combinaisons ELU	1,33G + 1,5Q	375,744	375,744
	G + 1,75Vn	-27,602	55,058
	1,33G + 1,42(Q+V)	280,602	347,675
	1,33G + 1,75Vn	-4,114	78,545
Combinaisons ELS	G + Q	258,562	258,562
	G + Vn	14,730	61,965
	G + Q + Vn	202,118	249,352

Tableau II-1: Combinaison des charges appliquées sur les pannes

La combinaison la plus défavorable est :

A l'ELU :

$$Q_{max} = 1,33 G + 1,5 Q = 375,744 \text{ daN/m}$$

A l'ELS :

$$Q_{max} = G + Q = 258,562 \text{ daN/m}$$

3. Pannes sans liernes :

a) Calcul des efforts dans les pannes :

$$Q_y = Q_{max} \times \cos\alpha = 374,466 \text{ daN/ml}$$

$$M_x = Q_y \times \frac{l^2}{8} = 1253,555 \text{ daN.m}$$

$$Q_x = Q_{max} \times \sin\alpha = 30,946 \text{ daN/ml}$$

$$M_y = Q_x \times \frac{l^2}{8} = 103,595 \text{ daN.m}$$

Avec l : l'entraxe des traverses = 5,175 m

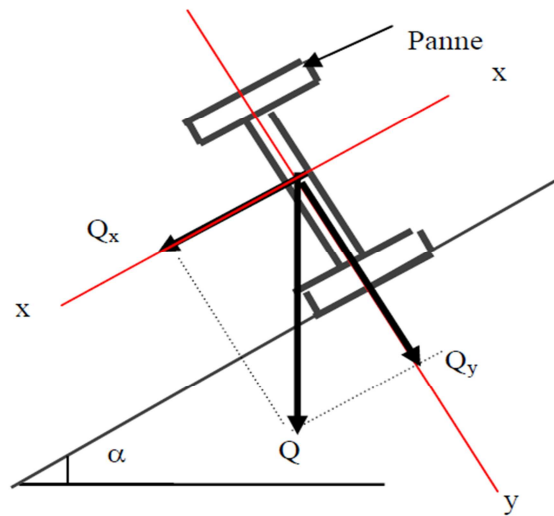


Figure II.2: Schéma des pannes

b) Dimensionnement de la panne :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \left[1 + \left(\frac{W_x}{W_y} \times \frac{M_y}{M_x} \right) \right] = \frac{M_x}{W_x} \left[1 + \left(\eta \times \frac{M_y}{M_x} \right) \right] \leq \sigma_e$$

Avec : $\eta = \frac{W_x}{W_y}$

Donc
$$W_x \geq (M_x / \sigma_e) \times \left[1 + \left(\eta \times \frac{M_y}{M_x} \right) \right]$$

$\eta \approx 6$ à 9 pour les poutres en I, soit alors $\eta \approx 7$

$$W_x \geq (611,942 / 24) \times \left[1 + \left(7 \times \frac{50,571}{611,942} \right) \right]$$

$$W_x \geq 82,446 \text{ cm}^3$$

Ce qui correspond au profilé **IPE 160**.



Caractéristiques du profilé IPE 160 :

W_x (cm ³)	109
W_y (cm ³)	16,7
I_x (cm ⁴)	869
I_y (cm ⁴)	68,3
p (kg/m)	15,8
J (cm ⁴)	3,53
h (cm)	16
e (cm)	0,74
a (cm)	0,5
b (cm)	8,2

Tableau II-2: Caractéristiques du profilé IPE 160

c) Vérification à la flèche :

Les combinaisons de charges pour l'étude des flèches sont celles de l'état limite de service. D'après le règlement de construction métallique CM66, la flèche relative dans le cas d'une poutre uniformément chargée et appuyée simplement sur deux appuis, ne doit pas dépasser :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{517,5}{200} = 2,58 \text{ cm}$$

On a :

$$Q_y = 258,562 \times \cos(\alpha) = 257,683 \text{ daN/ml}$$

$$Q_x = 30,946 \times \sin(\alpha) = 21,276 \text{ daN/ml}$$

Et :

$$f_x = \frac{5}{384} \times \frac{Q_y \times l^4}{E \times I_x} = \frac{5}{384} \times \frac{257,683 \times 10^{-2} \times 517,5^4}{2,1 \times 10^6 \times 869} = 1,31 \text{ cm}$$

$$f_x < f_{adm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \times \frac{Q_x \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{21,276 \times 10^{-2} \times 517,5^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 1,38 \text{ cm}$$

$$f_y < f_{adm}$$



d) Vérification au déversement :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'y a donc pas risque de déversement.

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

La vérification du déversement selon CM66 passe par le calcul de la contrainte de non déversement est donnée par la formule :

$$\sigma_{com} = k_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

Avec :

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (k_0 - 1)}$$

k_0 : coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élanement λ_0 .

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1). B.C : \text{contrainte de non déversement,}$$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1). B.C \text{ en daN/m}^2$$

Calcul des coefficients D, C, et B :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{3,53}{68,3} \cdot \frac{517,5^2}{16^2}} = 3,071$$

$$I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

$J = 3,53 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de torsion).

$h = 16 \text{ cm}$.

$L = 517,5 \text{ cm}$ (longueur de flambement).



Le coefficient C est donné en fonction de la répartition des charges,

$C = 1.132$ (Cas de charge uniformément répartie).

Le coefficient B est donné en fonction du niveau d'application des charges,

$B = 1$ (au niveau de la fibre neutre par supposition).

Calcul de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1) \cdot B \cdot C = 40000 \times \frac{68,3}{869} \times \frac{16^2}{517,5^2} \times (3,071 - 1) \times 1 \times 1,132$$

$$\sigma_d = 7,047 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Donc il y'a risque de déversement.

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{517,5}{16} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1,132} \cdot \frac{869}{68,3} \left(1 - \frac{7,047}{24}\right)} = 182,267$$

On en déduit le coefficient de flambement k_0 d'après les tableaux de l'annexe 13,411 du CM 66 ou d'après la formule :

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right]}$$

Avec : $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2} = 6,23 \text{ daN/mm}^2$

$$k_0 = \left(0.5 + 0.65 \frac{24}{6,232}\right) + \sqrt{\left[\left(0.5 + 0.65 \frac{24}{6,232}\right)^2 - \frac{24}{6,232}\right]} = 5,276$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (k_0 - 1)} = \frac{5,276}{1 + \frac{7,047}{24} \times (5,276 - 1)} = 2,339$$

Or, $\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$

Avec :

$$Q_y = G + 1,75 V_n = -27,602 \text{ daN (soulèvement)}$$

$$M_x = Q_y \times \frac{l^2}{8} = 27,602 \times \frac{5,175^2}{8} = 92,399 \text{ daN.m}$$



$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{92,399}{109} = 0,847 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{com} = \sigma_{fx} \cdot K_d = 1,74 \times 2,339 = 1,98 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Récapitulation :

Paramètre	Valeur
B	1
C	1,132
D	3,071
$\sigma_d(\text{daN/mm}^2)$	7,047
λ_0	182,267
k_0	5,276
k_d	2,339
$\sigma_{com}(\text{daN/mm}^2)$	1,98 < $\sigma_e = 24$

Tableau II-3: Paramètres de déversement

Donc pas risque de déversement.

Mais pour rigidifier notre structure, en réduisant la portée transversale des pannes, on relie ces dernières entre elles par des liernes situées à mi-portée. 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 faitage.

4. Pannes avec liernes :

a) Calcul des efforts dans les pannes :

$$Q_y = Q_{max} \times \cos\alpha = 374,466 \text{ daN/ml}$$

$$M_x = Q_y \times \frac{l_x^2}{8} = 1253,555 \text{ daN.m}$$

$$Q_x = Q_{max} \times \sin\alpha = 30,946 \text{ daN/ml}$$

$$M_y = Q_x \times \frac{l_y^2}{8} = 25,898 \text{ daN.m}$$

Avec l_x : l'entraxe des traverses = 5,175 m

l_y : La distance entre panne et lierne = 2,58



b) Vérification à la flèche :

La flèche selon la plus grande inertie n'est pas changée, par contre selon l'axe de faible inertie la flèche devient :

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_x \times l_y^4}{E \times I_y} = \frac{2,05}{384} \times \frac{21,176 \times 10^{-2} \times 258,75^4}{2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_y < f_{adm} = \frac{l_y}{200} = \frac{258,75}{200} = 1,29 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est bien vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :

La formule de vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec : $\tau = \max(\tau_x ; \tau_y)$

Remarque :

Dans le cas des sections symétriques en I , l'effort tranchant T_y est repris par la section de l'âme, et l'effort tranchant T_x est repris par la section des deux semelles.(voir figure)

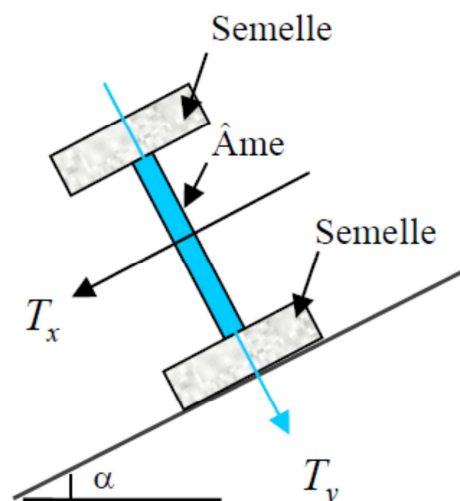


Figure II.3: les sens de l'effort tranchant

On a :



$$\tau_y = \frac{T_y}{A_a^{net}}$$

$$T_y = Q_y \cdot \frac{l}{2} = 374,466 \times \frac{5,175}{2} = 968,931 \text{ daN}$$

$$A_a = (H - 2 \cdot e_s) \times e_a = 7,26 \text{ cm}^2$$

Avec :

h (cm)	16
e_s (cm)	0,74
e_a (cm)	0,5

$$\tau_y = \frac{T_y}{A_a^{net}} = \frac{968,931}{7,26} = 133,461 \text{ daN/cm}^2$$

Et :

$$\tau_x = \frac{T_x}{2 \cdot A_s^{net}}$$

$$T_x = 0,625 \cdot Q_x \cdot \frac{l}{2} = 0,625 \times 30,946 \times \frac{5,175}{2} = 50,045 \text{ daN}$$

$$A_s = b \times e_s = 8,2 \times 0,74 = 6,068 \text{ cm}^2$$

$$2 \cdot A_s = 12,136 \text{ cm}^2$$

$$\tau_x = \frac{T_x}{2 \cdot A_s^{net}} = \frac{50,045}{12,136} = 4,12 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \max(\tau_x ; \tau_y) = \max(4,12 ; 133,461) = 133,461 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,54 \cdot \tau = 1,54 \times 133,461 = 205,531 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

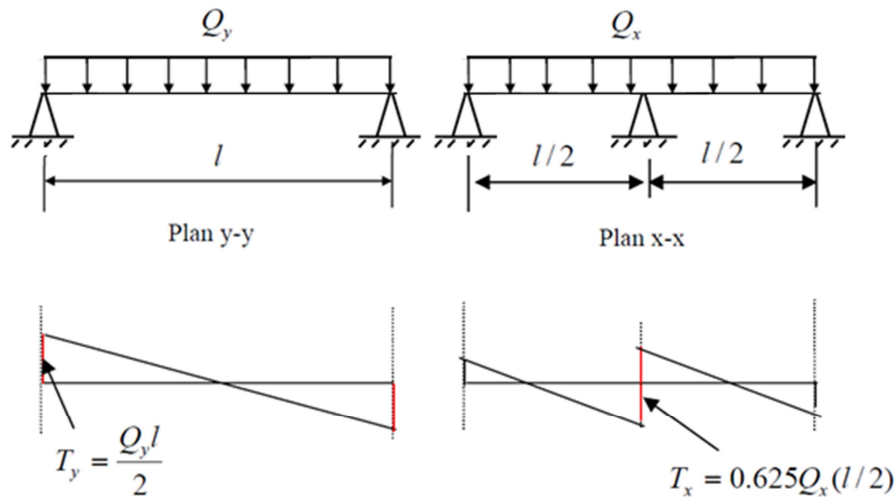


Figure II.4: Plan d'application des charges

Remarque :

Dans la plus part des cas, la vérification au cisaillement est vérifiée pour les profilés laminés dès que la vérification au moment fléchissant est satisfaite.

d) Vérification au déversement :

La vérification du déversement selon CM66 passe par le calcul de la contrainte de non déversement donnée par la formule :

$$\sigma = K_d \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

Avec :

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (K_0 - 1)}$$

K_0 : Coefficient de flambement déterminé en fonction de l'élanement λ_0 .

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\sigma_d = \frac{\pi^2 \cdot E}{5,2} \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1). B.C : \text{contrainte de non déversement,}$$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1). B.C \text{ en daN/m}^2$$



Calcul des coefficients D, C, et B :

$$D = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{J}{I_y} \cdot \frac{L^2}{h^2}} = \sqrt{1 + 0,156 \cdot \frac{3,53}{68,3} \cdot \frac{258,75^2}{16^2}} = 1,763$$

$$I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

$J = 3,53 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie de torsion).

$h = 16 \text{ cm}$.

$L = \frac{l}{2} = 258,75 \text{ cm}$ (longueur de flambement).

Le coefficient C est donné en fonction de la répartition des charges,

$C = 1.132$ (charge uniformément répartie).

Le coefficient B est donné en fonction du niveau d'application des charges,

$B = 1$ (au niveau de la fibre neutre par supposition).

Calcul de la contrainte de non déversement :

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{L^2} \cdot (D - 1) \cdot B \cdot C = 40000 \times \frac{68,3}{869} \times \frac{16^2}{258,75^2} \times (1,763 - 1) \times 1 \times 1,132$$

$$\sigma_d = 10,384 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e$$

Donc il y'a risque de déversement.

$$\lambda_0 = \frac{L}{h} \sqrt{\frac{4}{B \cdot C} \cdot \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)}$$

$$\lambda_0 = \frac{258,75}{16} \sqrt{\frac{4}{1 \times 1,132} \cdot \frac{869}{68,3} \left(1 - \frac{10,384}{24}\right)} = 81,672$$

$$k_0 = 1,486 \text{ (Tableaux) (CM66, Annexe.}\S 13.411)$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e} \cdot (k_0 - 1)} = \frac{1,486}{1 + \frac{10,384}{24} \times (1,486 - 1)} = 1,227$$

$$\text{Or, } \sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x}$$

Avec :

$$Q_y = G + 1,75 V_n = -27,602 \text{ daN (soulèvement)}$$

$$M_x = Q_y \times \frac{l^2}{8} = 27,602 \times \frac{5,175^2}{8} = 92,399 \text{ daN.m}$$



$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{92,399}{109} = 0,847 \text{ daN/mm}^2$$

$$\sigma_{com} = \sigma_{fx} \cdot K_d = 1,74 \times 0,847 = 1,04 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

Paramètre	Valeur
B	1
C	1,132
D	1,763
$\sigma_d(\text{daN/mm}^2)$	10,384
λ_0	81,672
k_0	1,486
k_d	1,227
$\sigma_{com}(\text{daN/mm}^2)$	1,04 < $\sigma_e = 24$

Tableau II-4: Paramètres de déversement

Donc pas de risque de déversement.

e) Vérification au voilement :

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- ✚ Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- ✚ Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

Les profilés laminés normalisés en construction métallique ne sont pas sujets au voilement, leurs âmes étant dimensionnées largement pour éviter tout risque à ce sujet.

Conclusion :

Le profilé choisit **IPE 160** convient pour les pannes.



III. Calcul des liernes :

1. Introduction :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

Compte tenu de la faible inertie transversale des pannes, et dès lors que la pente des versants α atteint 7%, l'effet de la charge Q_x (perpendiculaire à l'âme de la panne) devient préjudiciable et conduit à des sections de pannes importantes, donc onéreuses.

La solution consiste à réduire la portée transversale des pannes en les reliant entre elles par des liernes (tirants), situés à mi-portée.

Chaque fois que les pannes en profilés sont disposées normalement au versant, il convient de les entretoiser par un ou plusieurs cours de liernes en fer rond ou en cornière. Ces liernes, reliées entre elles au niveau du faitage, permettent d'éviter la déformation latérale des pannes, très préjudiciable au bon aspect de la couverture.

2. Dimensionnement des liernes :

La réaction R au niveau de la lierne s'écrit :

$$R = 1,25 \cdot Q_x \cdot l_y = 1,25 \times 30,946 \times 2,5875 = 100,091 \text{ daN}$$

Pour le premier tronçon, on a : $T1 = R/2$

Pour le $n^{\text{ième}}$ tronçon : $Tn = (n - 1) \cdot R + \frac{R}{2}$, avec $2 \leq n \leq 7$

Pour le 8^{ème} tronçon : $2 \cdot T8 \cdot \cos(\theta) = T7$

Le tableau suivant résume les résultats trouvés :

Tronçons	Effort tranchant (daN)
T1	50,045
T2	150,137
T3	250,229
T4	350,321
T5	450,413
T6	550,505
T7	650,597
T8	561,149

Tableau III-1: Effort tranchant dans les liernes



Remarque :

Les 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. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

3. Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L7,

$$T7 \leq A \cdot \sigma_e \implies A \geq \frac{650,597}{2400} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A = \pi \cdot \frac{\phi^2}{4} \implies \phi \geq 0,58 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre de 8 mm.

IV. Calcul de l'échantignolle :

1. Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

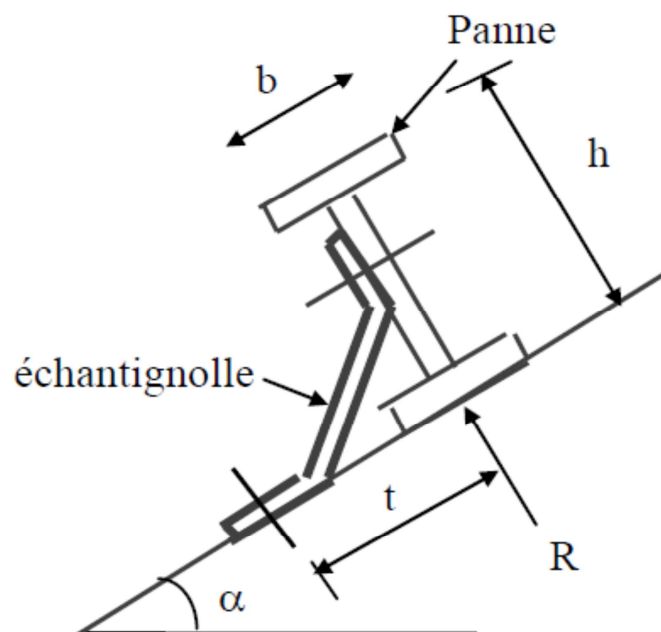


Figure IV.1: Schéma de l'échantignolle



Fig.5 : Schéma de l'échantignole

2. Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement t est limité par la condition suivante :

$$2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour IPE 120 :

$$\text{On a } b = 8,2 \text{ cm alors } 8,2 \leq t \leq 12,3 \text{ cm}$$

Soit $t = 10 \text{ cm}$

$$Q_y = 374,466 \text{ daN/m}$$

$$R_y = \frac{(Q_y \cdot l_y)}{2} = 986,931 \text{ daN}$$

Calcul du moment de renversement :

$$M_r = R_y \times t = 986,931 \times 10 = 9689,319 \text{ daN.cm}$$

Dimensionnement de l'échantignolle :

$$\sigma_r = \frac{M_r}{W_{ech}} \leq \sigma_e$$

Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{ech} \geq \frac{M_r}{\sigma_e} = \frac{9689,319}{2400} = 4,037 \text{ cm}^3$$

$$\text{Avec : } W_{ech} = \frac{2 \cdot t \cdot e^2}{6}$$

On trouve $e = 1,1 \text{ cm}$

On prend alors $e = 12 \text{ mm}$

V. Calcul de contreventement

1. Généralités

a) Introduction :

La stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« poutres au vent »), et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

b) Les différents types de contreventements :

Contreventements de toiture : (poutre au vent):

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme la montre la figure ci-dessous. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme).

Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.*

Contreventement de façades: (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

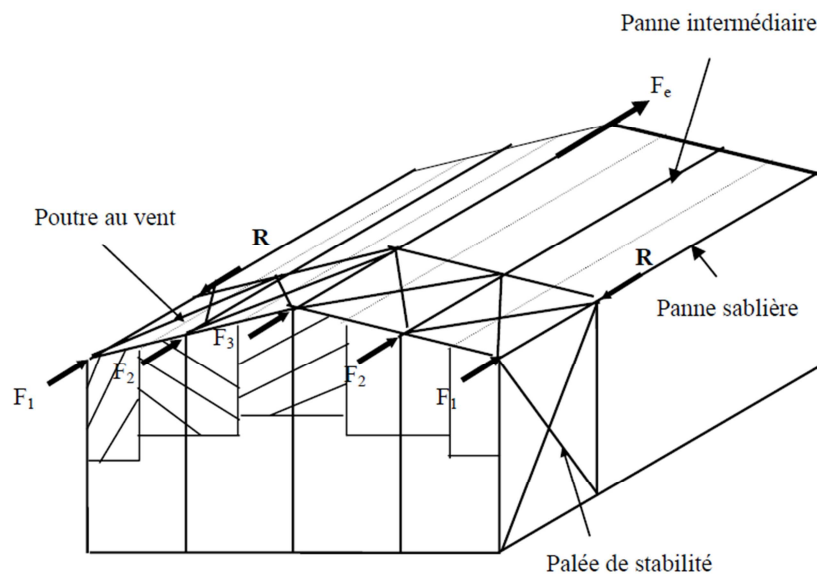


Figure V.1: Effort du vent sur les pignons

2. Calcul de la poutre au vent en pignon :

a) Conception

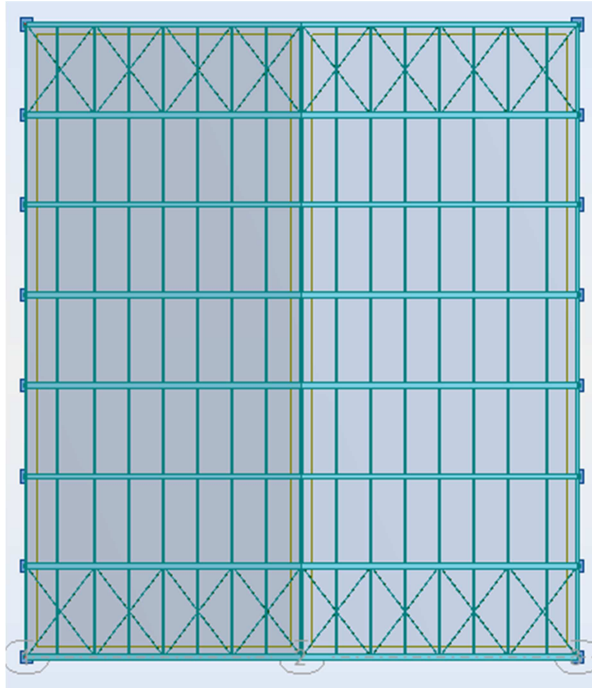


Figure V.2: Conception du contreventement horizontal

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

Remarque :

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'ils flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

b) Evaluation des efforts horizontaux :

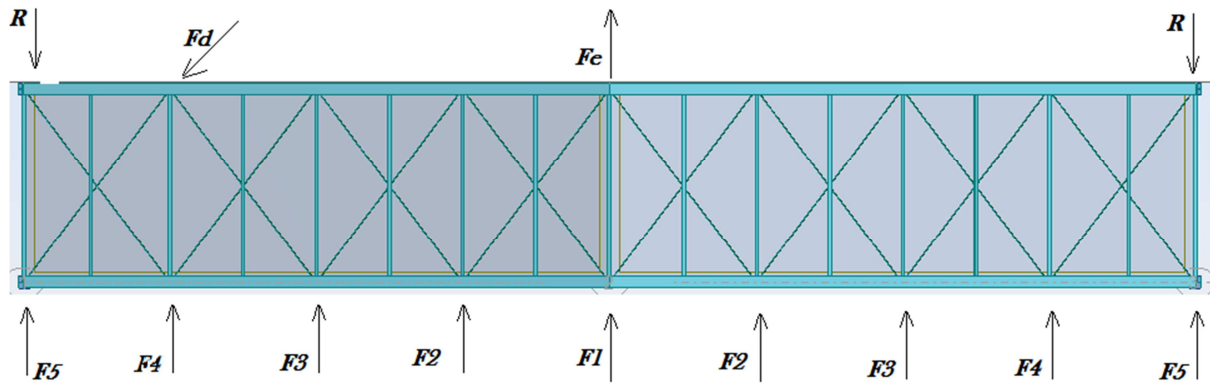


Figure V.3: Conception de la poutre au vent

$$F_1 = \left(V_e \frac{h_1 b}{2 \cdot 4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad h_1 = 9,15 \text{ m}$$

$$F_2 = \left(V_e \frac{h_2 b}{2 \cdot 4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad h_2 = 8,82 \text{ m}$$

$$F_3 = \left(V_e \frac{h_3 b}{2 \cdot 4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad h_3 = 8,5 \text{ m}$$

$$F_4 = \left(V_e \frac{h_4 b}{2 \cdot 4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad h_4 = 8,17 \text{ m}$$

$$F_5 = \left(V_e \frac{h_5 b}{2 \cdot 4} \right) + \frac{F_e}{4} \quad h_5 = 8,75 \text{ m}$$

$$V_e = 1,75V_n \quad b = 31,46 \text{ m}$$

D'après le calcul du vent, on prend $V_e = -0,751 \text{ kN/m}$

a étant la dimension parallèle au faîtage ou à la génératrice de clé qui est dans notre cas égale à $36,46 \text{ m}$

Vu que le rapport $\frac{a}{h}$ est bien inférieur à 4, alors on néglige la force unitaire d'entraînement du vent parallèle aux génératrices.

$$F_1 = 27,028 \text{ kN} \quad F_2 = 26,069 \text{ kN}$$

$$F_3 = 25,110 \text{ kN} \quad F_4 = 24,151 \text{ kN}$$

$$F_5 = 11,595 \text{ kN}$$

c) Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leur grand élancement, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent, c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

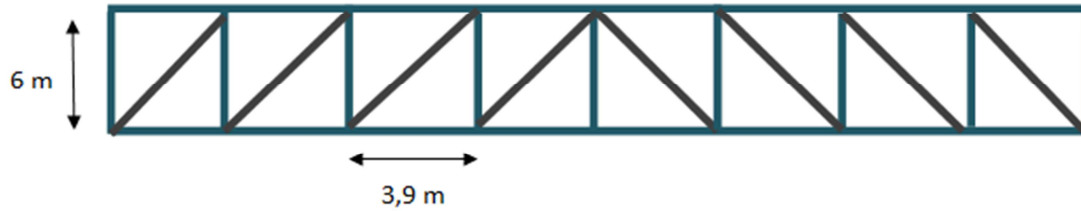


Figure V.4: Effort de traction dans les diagonales

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

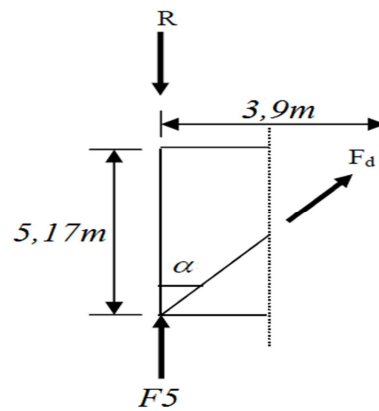


Figure V.5: Schéma de la méthode de coupe

$$\text{On a : } F_d \cos \alpha + F_5 = R$$

$$\text{Avec } \alpha = 37,23^\circ \text{ et } R = \frac{2F_5 + 2F_4 + 2F_3 + 2F_2 + F_1}{2}$$

$$\text{D'où } F_d = \frac{R - F_5}{\cos \alpha}$$

$$\text{A.N : } R = 100,44 \text{ kN} \quad \text{et} \quad F_d = 111,586 \text{ kN}$$

d) Section de la diagonale :

$$A = \frac{F_d}{\sigma_e} = \frac{111,586}{24} = 4,649 \text{ cm}^2$$

Une cornière L 60 x 6 convient :

$$\text{Section : } A = 6,91 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{F_d}{A} = \frac{111,586}{6,91} = 16,148 \text{ kN/cm}^2 < 24 \text{ kN/cm}^2$$

• **Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance:**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. La formule de vérification est la suivante :

$$\frac{9}{8} (k\sigma + k_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

• **Vérification des pannes intermédiaires (IPE 180) :**

$$Q_y = 3,744 \text{ kN/ml} \quad M_x = 12,535 \text{ kNml}$$

$$Q_x = 0,309 \text{ kN/ml} \quad M_y = 1,035 \text{ kNml}$$

$$W_x = 146 \text{ cm}^3 \quad W_y = 22,2 \text{ cm}^3$$

$$F_1 = 27,028 \text{ kN} \quad A = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 85,856 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = 46,6216 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{F_1}{A} = 11,308 \text{ MPa}$$

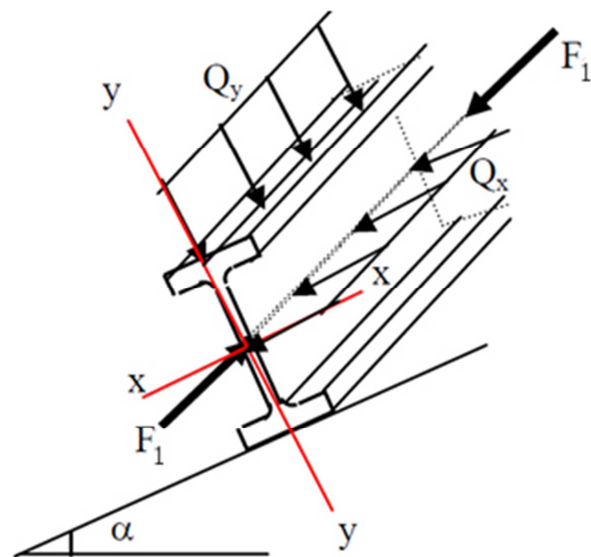


Figure V.6: Vérification des pannes intermédiaires

Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{517,5}{7,42} = 69,743$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{258,75}{1,65} = 126,219$$

$\lambda_{max} = \lambda_y = 126,219$, avec $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$ donc $k \approx 2,724$ (voir tableau des valeurs du coefficient de flambement k en fonction de l'élancement, CM66)

Le plan de flambement est le plan x-x

Remarque :

Le coefficient de déversement k_d est pris égale à l'unité dans ce cas du moment que la semelle supérieure de la panne est solidaire avec la couverture tout au long de sa portée.

Soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}(3,99 \times 11,308 + 85,856 + 46,621) = 183,693 \text{ MPa}$$

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

Donc la section est vérifiée.

• **Efforts revenants aux pannes sablières (IPE 160) :**

Les pannes sablières qui sont des pannes de rives travaillent simultanément à la flexion déviée sous l'action des charges verticales provenant de la toiture et à la compression sous l'action de l'effort normal égale à la réaction de la poutre au vent.

Compression :

$$N = R - F_6 = 100,44 - 11,596 = 88,844 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{88844}{0,00164} = 54,173 \text{ MPa}$$

Flexion déviée :

$$Q_y = \frac{3,744}{2} = 1,872 \text{ kN/ml}$$

$$Q_x = \frac{0,309}{2} = 0,154 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \frac{12,535}{2} = 6,267 \text{ kNml}$$

$$M_y = \frac{1,035}{2} = 0,517 \text{ kNml}$$

$$A = 20,1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 109 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 16,7 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = 57,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_y}{W_y} = 30,988 \text{ MPa}$$

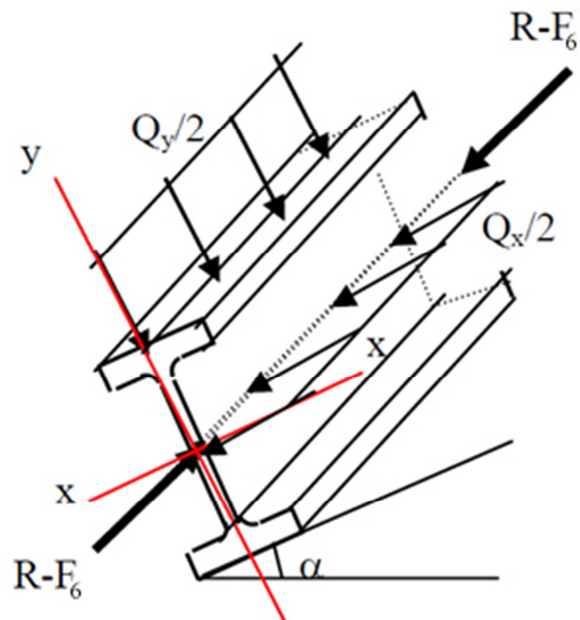


Figure V.7: Vérification des pannes intermédiaires

Les élancements :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{517,5}{6,58} = 78,647$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{258,75}{1,84} = 140,625$$

$\lambda_{max} = \lambda_y = 140,625$ avec $\sigma_e = 240 \text{ MPa}$ donc $k \approx 3,32$ (voir tableau des valeurs du coefficient de flambement k en fonction de l'élancement, CM66)

Le plan de flambement est le plan x-x



Soit :

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) = \frac{9}{8}(3,32 \times 37,173 + 57,5 + 30,988) = 238,391 \text{ MPa}$$

$$\frac{9}{8}(k\sigma + k_d\sigma_{fx} + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$$

Donc la section est vérifiée.

Conclusion:

- Le profilé **IPE 160** convient pour la panne sablière et pour les pannes courantes.
- Le profilé **IPE 180** convient pour les pannes intermédiaires servant de montants pour les barres de contreventement.

3. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

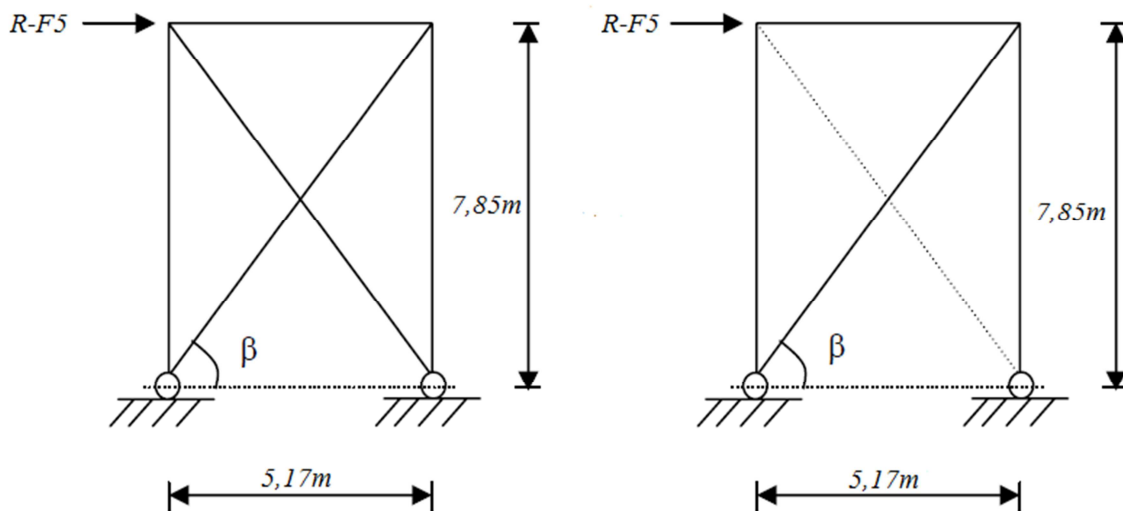


Figure V.8: Schéma de la palée de stabilité

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

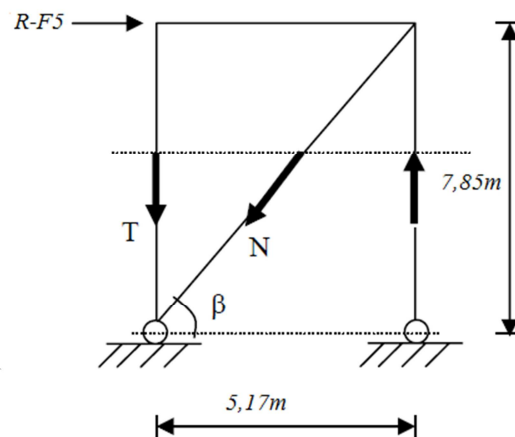
Par la méthode des coupures on obtient :

- Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cos \beta = R - F_5$$

$$\beta = 56,6^\circ$$

$$N = \frac{R - F_5}{\cos \beta} = 161,519 \text{ kN}$$





➤ **Section de la diagonale :**

$$A \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{161519}{24000} = 6,73 \text{ cm}^2$$

Soit L 70 x 7 ($A = 9,4 \text{ cm}^2$)

$$\sigma = \frac{N}{A} = 171,722 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

Remarque :

La force de $R - F_5$ agissant en tête de palée de stabilité va créer dans les poteaux de la palée des tractions et compressions pour assurer l'équilibre de la palée, ayant pour valeur :

$$T = (R - F_5) \operatorname{tg} \beta$$

$$T = 134,769 \text{ kN}$$

VI. Calcul des portiques

Nous avons choisi de traiter deux variantes de portiques, traverses en Profilés laminés traverses en PRS. Et à fin d'approfondir nos connaissances autour de ce système, il était indispensable de passer par la modélisation de la structure par le logiciel Autodesk Robot Analysis Structural Professional 2010.

1. Généralité :

a) Ossature principale :

Les portiques en acier sont une forme de construction économique et couramment employée pour les bâtiments à un seul niveau. Ils sont composés de fermes, qui supportent les pannes, et de poteaux qui supportent les fermes.

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment:

- de leur portée,
- du schéma statique retenu pour la structure (qui dépend de la nature du sol, de l'existence ou non des ponts roulants, de la nature des équipements secondaires, etc...),
- des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

Les portiques à âme pleine peuvent être fabriqués:

- ❖ soit à partir de profilés laminés à chaud,

- ❖ soit à partir de profilés reconstitués soudés (PRS) pour former des sections en I.

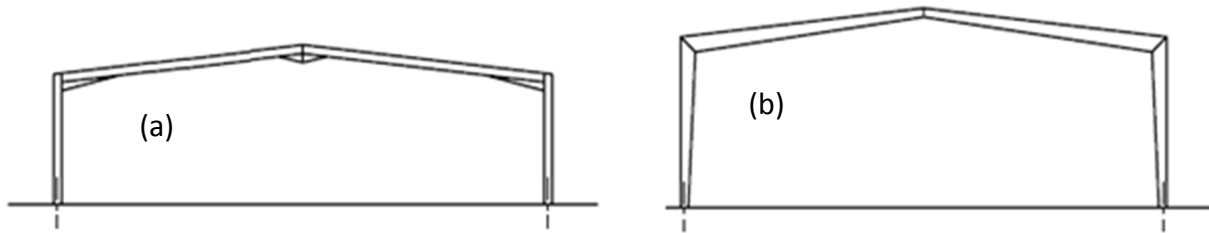


Figure VI.1: portique en profilé laminé à chaud (a) en PRS (b)

Les profils à inertie constante, avec renfort dans les zones les plus sollicitées, sont les plus utilisés. Cependant, pour les grandes portées, les PRS à inertie variable sont préférables, car ils permettent d'ajuster les sections aux sollicitations, alors que les laminés normalisés n'autorisent pas cette précision, du fait de la discontinuité des sections normalisées et de leurs épaisseurs d'âme généralement surabondante, qui grève le poids, donc le coût.

En comparaison des pièces à treillis, les portiques à âme pleine ont les avantages :

- ✓ d'être moins onéreux (sauf pour les grandes portées),
- ✓ d'être moins encombrants (transport et manutention facilités, volume intérieur de bâtiments moindre, etc...),
- ✓ d'être plus esthétiques,
- ✓ d'être plus simple (assemblages simples par platines et boulons HR, entretien et peinture moindres, etc...).

b) Schéma statique :

Les principaux schémas statiques peuvent être groupés en deux catégories :

- Pieds de poteaux articulés.
- Pieds de poteaux encastrés.

Ils sont récapitulés dans le tableau ci-après. Il faut bien savoir que plus les structures sont de degré d'hyperstaticité élevé, plus elles sont stables, rigides et indéformables, mais plus leur coût est élevé.



schémas statiques des portiques

	Schémas	Degrés de stabilité (croissants des indices 1 à 4)
Pieds de poteaux articulés		Hypostaticité de degré 2
		Hypostaticité de degré 1
		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
Pieds de poteaux encastrés		Isostaticité
		Hyperstaticité de degré 1
		Hyperstaticité de degré 2
		Hyperstaticité de degré 3

Tableau VI-1: Schémas statique des portiques

L'hyperstaticité d'une structure a pour conséquence :

- ❑ une bonne répartition des moments de flexions avec des valeurs extrêmes en général plus faibles que dans une structure isostatique, ce qui a également pour conséquence des déplacements plus petits
- ❑ une possibilité de redistribution des efforts en cas d'endommagement d'une partie de la structure à la suite d'un incendie, d'un choc, d'une explosion, etc.

Pour notre cas de figure on a adopté le schéma entièrement rigide pour les exigences particulières que présente notre ouvrage, qui ne tolèrent que de très faibles déformations :

- ✓ Problèmes de vibrations dus à l'usage des explosifs pour l'extraction des phosphates.
- ✓ Présence des façades vitrées dans notre structure.

2. Calcul des portiques :

a) Rappel de dimensions :

Hauteur totale :

$$H = 9,15 \text{ m}$$

Portée du portique

$$t = 31,46 \text{ m}$$

Entraxe des portiques :

$$e = 5,175 \text{ m}$$



b) Charges sur le portique :

Le portique est sous l'effet de charges permanentes, du vent et des charges de service de la poussière et de l'entretien.

c) Charges permanentes :

En plus du poids des éléments du portique, on a les efforts suivants :

- Poids des pannes : $G_{\text{pannes}} = 41,45 \text{ daN/m}$
- Couverture : $G_{\text{couverture}} = 155,25 \text{ daN/m}$
- Charges suspendues : $G_{\text{suspendues}} = 103,5 \text{ daN/m}$

d) Charges variables :

- Poussière : $Q_{\text{poussière}} = 103,5 \text{ daN/m}$
- Entretien : $Q_{\text{entretien}} = 388,125 \text{ daN/m}$

e) Effet du vent (cf. Calcul du vent)

f) Effet du séisme :

La structure se situe dans une zone de séisme 2. Selon le RPS 2000, la construction est de classe II. Le site d'implantation du bâtiment est S_2 . Le coefficient de comportement est pris égal à $K = 1,2$

g) Combinaisons :

Combinaisons relatives aux calculs de résistance et de stabilité :

- ✓ $1,33 G + 1,5 Q$
- ✓ $G + 1,75 W_n$
- ✓ $1,33 G + 1,42(Q + W_n)$
- ✓ Combinaison sismique : $G + S + 0,2 Q$

Combinaisons relatives aux vérifications de déformation :

- ✓ $G + Q + W_n$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + W_n$



3. Modélisation :

a) 1^{ère} variante : Profilés laminés :

Le calcul du portique avec Robot bat a donné pour les éléments du portique les sections suivantes :

Poteau	Traverse
HEA 550	IPE 550

Tableau VI-2: Éléments du portique en PL

Les notes de calcul suivantes présentent les différentes caractéristiques des éléments du portique et leurs dimensions calculées par le logiciel Robot bat, on donnera à titre d'exemple les notes de calcul des éléments indiqués.

Dimensionnement des traverses :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 7 Arbalétrier_CM66_7 **POINT :** 3

COORDONNEE : x = 0.20 L = 3.16 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 24 ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 24.00 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 550

ht=55.0 cm	$A_y=72.240 \text{ cm}^2$	$A_z=57.232 \text{ cm}^2$	$A_x=134.416 \text{ cm}^2$
bf=21.0 cm	$I_y=67116.500 \text{ cm}^4$	$I_z=2667.580 \text{ cm}^4$	$I_x=118.400 \text{ cm}^4$
ea=1.1 cm	$W_{ely}=2440.600 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=254.055 \text{ cm}^3$	
es=1.7 cm			

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 20464.59/134.416 = 1.52 \text{ daN/mm}^2$
 $\text{SigFy} = 39415.66/2440.600 = 16.15 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00	B=1.00	D=1.11	$\text{Sig D}=3.67 \text{ daN/mm}^2$
ID_inf=3.95 m	C=1.00	kD=1.19	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :



$$\text{SigN} + \text{kD} * \text{kFy} * \text{SigFy} = 1.52 + 1.19 * 1.00 * 16.15 = 20.77 < 24.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 2.54 = 3.92 < 24.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 7.9 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 1 Poids propre

$$u_z = 2.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 7.9 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 30 ELS1 (1+2+3)*1.00



Déplacements

$$v_x = 0.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 10.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 30 ELS1 (1+2+3)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 10.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif : 1 Poids propre

Profil correct !!!

Dimensionnement des poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 6 Poteau_de_rive_CM66_6
= 1.00 L = 7.85 m

POINT : 3

COORDONNEE : x

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 24 ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 24.00 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 550

ht=54.0 cm

bf=30.0 cm

ea=1.3 cm

es=2.4 cm

Ay=144.000 cm²

Iy=111932.000 cm⁴

Wely=4145.630 cm³

Az=67.500 cm²

Iz=10819.100 cm⁴

Welz=721.273 cm³

Ax=211.758 cm²

Ix=386.000 cm⁴

CONTRAINTES :

SigN = 20301.14/211.758 = 0.96 daN/mm²

SigFy = 91775.16/4145.630 = 22.14 daN/mm²



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_sup=7.85 m

B=1.00

C=2.89

D=1.47

kD=1.00

Sig D=8.66 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=7.85 m

Lfy=10.07 m

Muy=112.66

kly=1.00



en z :

Lz=7.85 m

Lfz=5.50 m

Muz=36.58

k1z=1.01



Lambda y=43.81

kFy=1.01

Lambda z=76.88

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 * \text{SigN} + kD * kFy * \text{SigFy} = 1.01 * 0.96 + 1.00 * 1.01 * 22.14 = 23.41 < 24.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 2.84 = 4.38 < 24.00 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 3.9 cm

Vérfifié

Cas de charge décisif : 1 Poids propre

uz = 0.5 cm < uz max = L/200.00 = 3.9 cm

Vérfifié

Cas de charge décisif : 30 ELS1 (1+2+3)*1.00



Déplacements

vx = 0.8 cm < vx max = L/150.00 = 5.2 cm

Vérfifié

Cas de charge décisif : 30 ELS1 (1+2+3)*1.00

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 5.2 cm

Vérfifié

Cas de charge décisif : 1 Poids propre

Profil correct !!!

b) 2ème variante : PRS :

Le choix de cette variante est justifié par la possibilité d'alléger les sections en les ajustant strictement aux sollicitations:

- réduire la section d'âme dans les zones de faible effort tranchant,
- réduire les épaisseurs de semelles dans les zones de moments de flexion réduits.

Il en résulte une réduction de poids significative.

Le tableau suivant représente les caractéristiques géométriques des sections des profilés utilisés :

	Poteau		traverse	
Dimensions (cm)	Origine	Extrémité	Origine	Extrémité
B	30	30	21	21
H	45	55	50	55
Ea	1,3	1,3	1,1	1,1
Es	2,4	2,4	1,7	1,7

Tableau VI-3: Caractéristiques géométriques des profilés de la traverse de la 2ème variante

Les notes de calcul suivantes présentent les différentes caractéristiques des éléments du portique et leurs dimensions calculées par le logiciel Robot bat, on donnera à titre d'exemple les notes de calcul des éléments indiqués.



Dimensionnement des traverses :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 3 Arbalétrier_CM66_3 **POINT :** 1

COORDONNEE : $x = 0.20 L = 3.16 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : I-SYM_V_1

ht=57.4 cm

bf=21.0 cm

ea=1.1 cm

es=1.7 cm

$A_y=71.400 \text{ cm}^2$

$I_y=69830.840 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=2433.130 \text{ cm}^3$

$A_z=59.400 \text{ cm}^2$

$I_z=2629.939 \text{ cm}^4$

$W_{elz}=250.470 \text{ cm}^3$

$A_x=130.800 \text{ cm}^2$

$I_x=88.923 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 20062.66/130.800 = 1.53 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigFy} = 41607.09/2433.130 = 17.10 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=3.95 m

B=1.00

C=1.00

D=1.09

kD=1.20

$\text{Sig D}=2.90 \text{ daN/mm}^2$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

$\text{SigN} + kD \cdot kF_y \cdot \text{SigFy} = 1.53 + 1.20 \cdot 1.00 \cdot 17.10 = 22.01 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$

$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 2.45 = 3.77 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 7.9 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 1 PERM1

$u_z = 1.9 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 7.9 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 24 ELS1 (1+2+3)*1.00



Déplacements

$v_x = 0.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 10.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 24 ELS1 (1+2+3)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 10.5 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif : 1 PERM1

Profil correct !!!



Dimensionnement des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 1 Poteau_de_rive_CM66_1
= 1.00 L = 7.85 m

POINT : 3

COORDONNEE : x

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 11 ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 23.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION : I-SYM_V_5

ht=59.8 cm

bf=30.0 cm

ea=1.3 cm

es=2.4 cm

Ay=144.000 cm²

Iy=136704.440 cm⁴

Wely=4572.055 cm³

Az=71.500 cm²

Iz=10810.070 cm⁴

Welz=720.671 cm³

Ax=215.500 cm²

Ix=302.219 cm⁴

CONTRAINTES :

$\text{SigN} = 20249.28/215.500 = 0.94 \text{ daN/mm}^2$

$\text{SigFy} = 93887.46/4572.055 = 20.54 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z=0.00

ID_inf=7.85 m

B=1.00

C=2.81

D=1.37

kD=1.00

Sig D=6.95 daN/mm²

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=7.85 m

Lfy=10.09 m

Lambda y=43.48

Muy=116.67

kly=1.00

kFy=1.01



en z :

Lz=7.85 m

Lfz=5.50 m

Lambda z=76.41

Muz=37.78

k1z=1.01

FORMULES DE VERIFICATION :

$k1 * \text{SigN} + kD * kFy * \text{SigFy} = 1.01 * 0.94 + 1.00 * 1.01 * 20.54 = 21.76 < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (3.731)}$

$1.54 * \text{Tauz} = |1.54 * -2.63| = |-4.05| < 23.50 \text{ daN/mm}^2 \text{ (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 3.9 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 1 PERM1

$u_z = 0.5 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 3.9 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 24 ELS1 (1+2+3)*1.00



Déplacements

$v_x = 0.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.2 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 24 ELS1 (1+2+3)*1.00

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 5.2 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 1 PERM1



Profil correct !!!

4. Comparaison des deux variantes :

L'intérêt pour le choix d'une variante ou d'une autre réside dans l'analyse des avantages et des inconvénients de chaque variante et l'optimisation que peut offrir :

Variante 1		Variante 2	
Elément	Masse d'acier (kg/m)	Elément	Masse d'acier (kg/m)
Poteau	166,29	Poteau	164,12
Traverse	105,55	Traverse	101,42

Tableau VI-4: Métré des deux variantes

➤ Variante 1 :

Le seul inconvénient que présente cette variante est qu'elle contient plus d'acier que la première variante. Pourtant, elle assure un aspect esthétique et bénéficie d'une commodité et d'une harmonie pour les structures complexes (moins d'encombrement, conception souple...).

➤ Variante 2 :

Le portique de cette variante contient moins de quantité d'acier que la deuxième variante, mais il présente plusieurs inconvénients : soudure intensive et difficulté de montage ce qui peut aggraver le coût.

5. Modélisation 3D :

On procède par la modélisation 3D afin de faire une analyse sismique ainsi que de trouver les déplacements extrêmes.

Les calculs sont faits par le logiciel Autodesk Robot Analysis Structural Professional 2010.

• Caractéristiques de la structure:

La première étape de l'analyse consiste à introduire les différents éléments de la structure dans le module Etude d'un Portique Spatial. Les sections adoptées pour les éléments de la structure sont déjà citées dans le chapitre précédent.

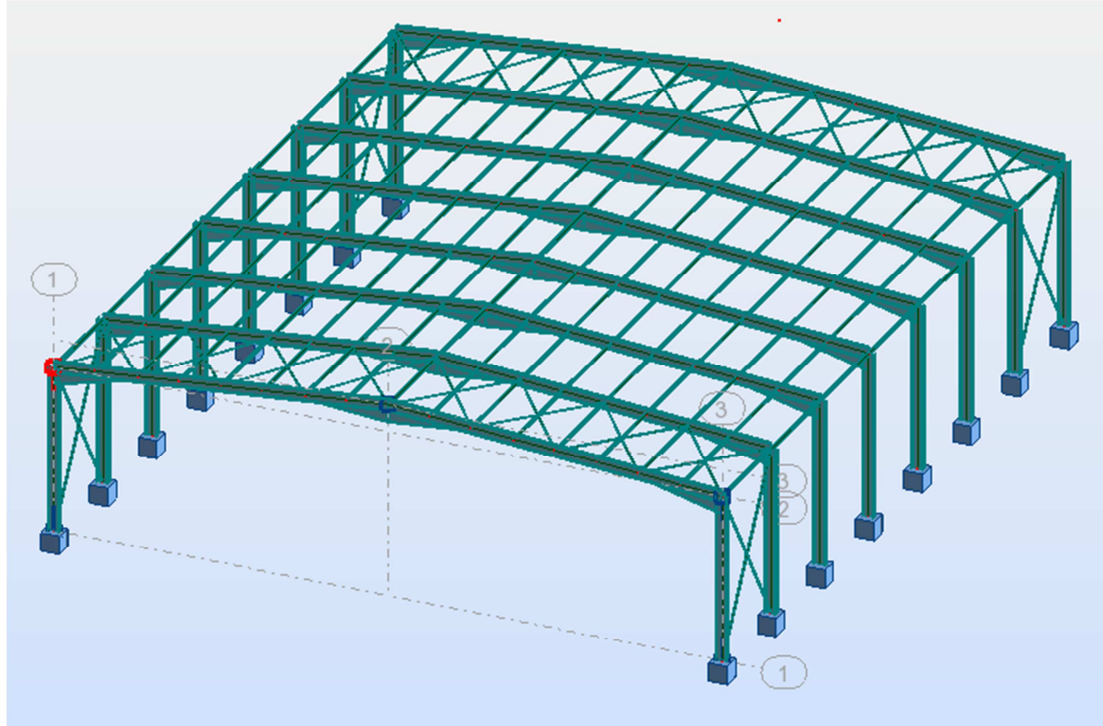


Figure VI.2: Modélisation 3D

• **Analyse modale de la structure :**

La méthode modale suit les étapes suivantes :

- ❖ Recherche des modes propres,
- ❖ Sélection des modes utiles et prise en compte des modes résiduels,
- ❖ Combinaison des réponses modales.

Dans notre cas, on a pris un coefficient égal à 1 pour les charges permanentes, et 0,3 pour les charges d'exploitation. La recherche des modes propres a été poursuivie jusqu'à 9^{ème} mode, où le cumul des masses atteint : 99,97% suivant X et 99,14 % suivant Y.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)
1	1,9	0,53	0	88,55
2	2,49	0,4	48,32	88,55
3	2,49	0,4	48,32	88,55
4	2,49	0,4	51,27	88,55
5	2,49	0,4	51,27	88,55
6	2,49	0,4	51,27	88,55
7	2,49	0,4	99,97	88,55
8	4,01	0,25	99,97	88,55
9	5,75	0,17	99,97	99,14
10	8,33	0,12	99,97	99,14

Tableau VI-5: Masses participantes suivant l'axe X et l'axe Y



- **Analyse sismique :**

Les paramètres définis par le règlement parasismique RPS 2000 sont les mêmes paramètres pris dans l'étude des gradins.

Vérification des déplacements :

On détermine les maxima des effets d'après les combinaisons de New Mark.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	UX [cm]	UY [cm]
MAX	1,3	1,8
Cas	ACC	ACC

Tableau VI-6: Déplacements maximaux suivant chaque composante du séisme

Le déplacement latéral global du bâtiment doit vérifier : $\Delta_g \leq 0,004.H = 3,16 \text{ cm}$

H : La hauteur totale du bâtiment

La condition du déplacement est bien vérifiée

VII. Calcul des assemblages

1. Assemblage poteau-traverse :

a) Renfort de la liaison :

La jonction de l'assemblage traverse-traverse et poteau-traverse est réalisée à l'aide des platines qui sont sollicités par un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normale.

Ces platines sont soudées sur les traverses et assemblés par des boulons HR.

L'assemblage doit pallier aux sollicitations du moment et doit assurer à la fois la rigidité nécessaire et la résistance à la flexion. La transmission des charges se fait à l'aide des boulons en traction. On utilise généralement des boulons à serrage contrôlé. De plus, il faut que le poteau résiste au cisaillement induit par les efforts de traction dans les boulons au sommet du renfort.



b) Effort appliqués à l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse-poteau, on a les efforts maximums suivants :

- Un moment fléchissant $M = 91775,16 \text{ daN.m}$
- Un effort normal $N = 19196,25 \text{ daN}$
- Un effort tranchant $T = 20301,14 \text{ daN}$

c) Platine et boulons :

Platine :

- d'épaisseur $ep = 30 \text{ mm}$
- de section $210 \times 1122 \text{ mm}^2$

Boulons :

20 boulons HR2 d'appellation HR 8.8, de diamètre $\Phi 18$ en deux colonnes :

- La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 8 \times 8 = 64 \text{ daN/mm}^2$
- La contrainte de rupture $\sigma_r = 10 \times 8 = 80 \text{ daN/mm}^2$
- L'effort normal admissible $P_v = 0,8\sigma_{eb}A_s = 9830,4 \text{ daN}$

Les détails de l'assemblage sont donnés dans le tableau suivant :

hauteur du jarret		550	mm
Epaisseur de l'âme:	ea	11	mm
Epaisseur des semelles:	es	17	mm
hauteur de la jonction:	h	1122	mm
hauteur de calcul	$h'=h-es$	1105	mm
largeur de la jonction:	b	210	mm
aire de la section totale:	A	25819	mm^2
Entraxe des boulons:	s	80	mm
nombre de boulons :	n	20	

Tableau VII-1: Caractéristiques géométriques des composantes de l'assemblage poteau-traverse

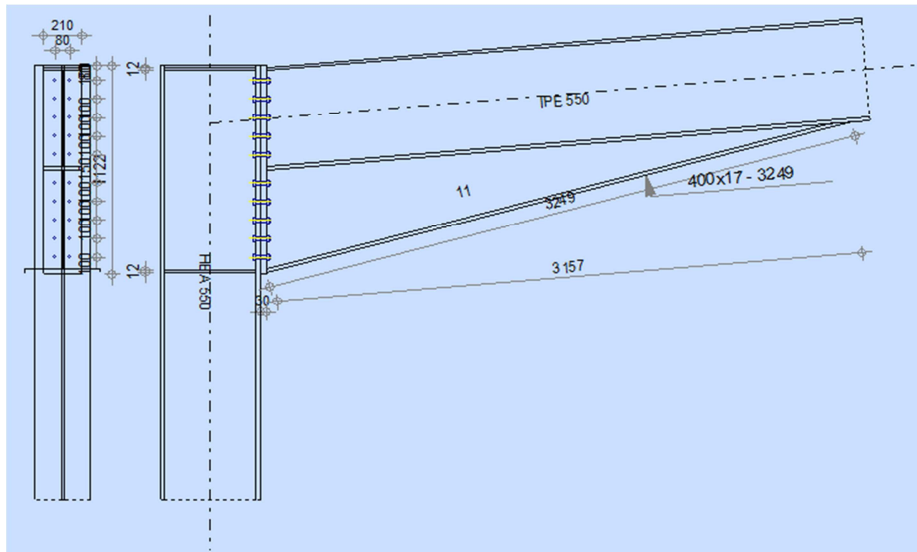


Figure VII.1: Assemblage poteau-traverse

d) Vérification de l'assemblage sous M et N et T :

Résistance au cisaillement :

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$T_1 = \frac{T}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 3244,032 \text{ daN}$$

On a en effet :

$$T/n = 1015,057 \text{ daN} < 3244,032 \text{ daN}$$

➤ Résistance à l'effort normal et à l'effort de flexion :

La zone tendue est définie par :

$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 74,278 \text{ mm}$$

Donc, les boulons de la dernière rangée ne sont pas soumis à la traction.

Le moment extérieur appliqué à l'assemblage est :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A} \qquad M_e = 94708,129 \text{ daN.m}$$



Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieure de la semelle comprimée :

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

Le moment résistant doit vérifier : $M_{rés} \geq M_e$

En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque file horizontale de deux boulons.

$$N_i = \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

Boulon N°	$d_i(mm)$	$N_i(daN)$
1	1014	24896,29
2	914	22441,03
3	814	19985,78
4	714	17530,52
5	614	15075,27
6	464	11392,38
7	364	8937,12
8	264	6481,87
9	164	4026,61

Tableau VII-2: Efforts de traction dans les boulons

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée.

On a en effet : $N_1 = 24896,29 daN \leq 2 \times P_v = 25088 daN$

➤ **Vérification de l'effort normal de compression :**

L'aire de la section comprimée est donnée par la relation :

$$A_c = e_s(b + \sqrt{b e_a}) \qquad A_c = 4387,062 mm^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :

$$N_{c adm} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A} \qquad N_{c adm} = 277510,205 daN$$

On doit donc vérifier : $\sum N_i \leq N_{c adm}$



On a en effet : $\sum N_i = 130766,89 \text{ daN} \leq N_{c \text{ adm}}$

➤ **Pression diamétrale :**

Le fonctionnement en « obstacle » des boulons HR n'est pas le mode de travail pour lequel ils sont conçus ; on en tient compte par contre pour prévenir l'épuisement de la résistance au frottement. On doit alors vérifier que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

$$\frac{T_1}{d.e} \leq 4. \sigma_e$$

On a en effet : $T_1/d.e = 1,69 \text{ daN/mm}^2 \leq 4 \sigma_e = 96 \text{ daN/mm}^2$

2. Assemblage traverse-traverse :

a) Effort appliqués à l'assemblage :

Au niveau de l'assemblage traverse-traverse, on a les efforts maximums suivants :

- Un moment fléchissant $M = 49938,2 \text{ daN.m}$
- Un effort normal $N = 19935,8 \text{ daN}$
- Un effort tranchant $T = 3151,41 \text{ daN}$

b) Platine et boulons :

Platine :

- d'épaisseur $ep = 20 \text{ mm}$
- de section $210 \times 1072 \text{ mm}^2$

Boulons :

16 boulons HR2 d'appellation HR 8.8, de diamètre $\Phi 22$ en deux colonnes :

- La limite d'élasticité $\sigma_{eb} = 8 \times 8 = 64 \text{ daN/mm}^2$
- La contrainte de rupture $\sigma_r = 10 \times 8 = 80 \text{ daN/mm}^2$
- L'effort normal admissible $P_v = 0,8. \sigma_{eb}. A_s = 12544 \text{ daN}$

Les détails de l'assemblage sont donnés dans le tableau suivant :

hauteur du jarret (appui):		500	mm
Epaisseur de l'âme:	ea	11	mm
Epaisseur des semelles:	es	17	mm
hauteur de la jonction:	h	1072	mm
hauteur de calcul	h'=h-es	1055	mm
largeur de la jonction:	b	210	mm
aire de la section totale:	A	25269	mm ²
Entraxe des boulons:	s	80	mm
nombre de boulons :	n	16	

Tableau VII-3: Caractéristiques géométriques des composantes de l'assemblage traverse-traverse

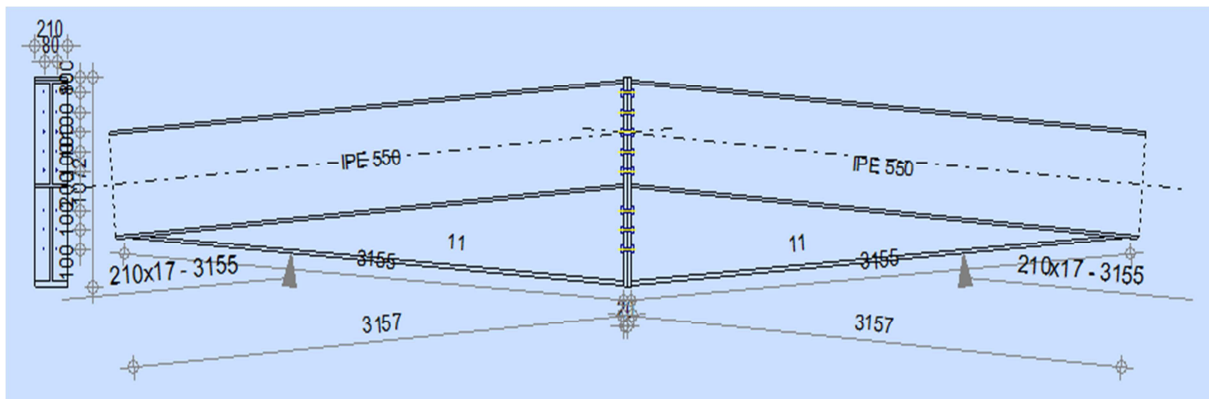


Figure VII.2: Assemblage traverse-traverse

c) Vérification de l'assemblage sous M et N et T :

➤ **Résistance au cisaillement :**

La résistance de l'assemblage à l'effort tranchant peut être calculée comme si le moment fléchissant n'existe pas. On doit vérifier que :

$$T_1 = \frac{T}{n} \leq 1,1 \cdot P_v \cdot \mu_f = 4139,52 \text{ daN}$$

On a en effet :

$$T/n = 196,963 \text{ daN} < 4139,52 \text{ daN}$$

➤ **Vérification de l'effort normal de compression :**

Le moment appliqué à l'assemblage vaut :

$$M_e = M + N h' \frac{b e_s}{A} \qquad M_e = 52909,63 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

La zone tendue est définie par :



$$x = e_s \times \sqrt{\frac{b}{e_a}} = 74,278 \text{ mm}$$

Donc, les boulons de la dernière rangée ne sont pas soumis à la traction

Le moment résistant de l'assemblage s'obtient par la somme des produits des efforts N_i dans les boulons par la distance de chaque boulon à la face intérieure de la semelle comprimée :

$$M_{rés} = \sum N_i d_i$$

Le moment résistant doit vérifier : $M_{rés} \geq M_e$

En exploitant la linéarité du diagramme des contraintes normales dans la section, on obtient une formule de l'effort de traction dans chaque file horizontale de deux boulons.

$$N_i = \frac{M_e d_i}{\sum d_i^2}$$

Boulon N°	$d_i(mm)$	$N_i(daN)$
1	853	21106,81
2	753	18632,39
3	653	16157,97
4	453	11209,13
5	353	8734,70
6	253	6260,28
7	153	3785,86

Tableau VII-4: Efforts de traction dans les boulons

La vérification consiste à ne pas dépasser la valeur de l'effort de précontrainte dans chaque boulon ; ce qui revient à l'effectuer pour le boulon le plus éloigné de la semelle comprimée.

On a en effet : $N_1 = 21106,81 \text{ daN} \leq 2 \times P_v = 25088 \text{ daN}$

L'aire de la section comprimée est donnée par la relation :

$$A_c = e_s(b + \sqrt{b e_a}) \qquad A_c = 4387,062 \text{ mm}^2$$

Puisqu'on ne néglige pas l'effort normal dans l'assemblage, l'effort de compression admissible est donné par :



$$N_{c adm} = A_c \cdot \sigma_e - \frac{N \cdot A_c}{A}$$

$$N_{c adm} = 277310,814 \text{ daN}$$

On doit donc vérifier :

$$\sum N_i \leq N_{c adm}$$

On a en effet : $\sum N_i = 85887,16 \text{ daN} \leq N_{c adm}$

➤ **Pression diamétrale :**

De la même façon que celle du paragraphe précédent, on vérifie que la pression diamétrale n'excède pas quatre fois la limite d'élasticité de l'acier de la pièce assemblée :

$$\frac{T_1}{d \cdot e} \leq 4 \cdot \sigma_e$$

On a en effet : $T_1/d \cdot e = 0,49 \text{ daN/mm}^2 \leq 4 \sigma_e = 96 \text{ daN/mm}^2$

3. Assemblage du pied de poteau encastré :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée au pied de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par des raidisseurs.

Dans notre cas d'étude le pied de poteau considéré encastré est sollicité par :

$$\begin{aligned} \text{un moment de flexion } M &= 58915,41 \text{ daN.m} \\ \text{un effort normal de compression } N &= 22007,95 \text{ daN} \\ \text{un effort tranchant } V &= 19196,25 \text{ daN} \end{aligned}$$

Hypothèses de calcul :

- un massif avec un béton de $f_{c28} = 2,7 \text{ daN/mm}^2$.
- contrainte de compression de béton : $\sigma_b = 1,53 \text{ daN/mm}^2$.

a) Goujons d'ancrage :

L'effort admissible par scellement, dans le cas du goujon avec crosse, fixé par les règles CM 66 (article 5, 123) vaut :

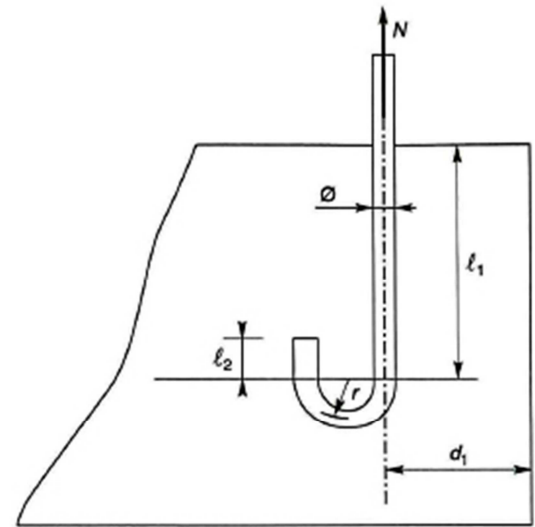
$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot l_2)$$

Avec :

g_c étant le dosage en ciment du béton armé (kg/m^3)

et les valeur courantes étant :

$$r = 3 \cdot \phi \qquad l_2 = 2 \cdot \phi \qquad l_1 = 20 \cdot \phi \qquad d_1 = 3900 \text{ mm}$$



Effort de traction subi par goujon :

$$\frac{N(G + V, \text{soulèvement})}{2} = \frac{19196,25}{2} = 9598,125 \text{ daN}$$

Effort admissible par goujon :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{200} \right)^2} (20 \cdot \phi + 19,4 \cdot \phi + 7 \cdot \phi) \geq 9598,125$$

$$\text{Soit :} \quad 15,785 \cdot \phi^2 - 76,785 \cdot \phi - 9598,125 \geq 0$$

$$\text{Donc } \phi \geq 27,210 \text{ mm}$$

On prend alors : $\phi = 30 \text{ mm}$

b) Dimensions de la platine :

On admet que les platines, soumises aux réactions des fondations, risquent de se plier suivant les lignes tangentes au contour des poteaux, telles que la ligne 1-1,2-2 et 3-3 de la figure suivante :

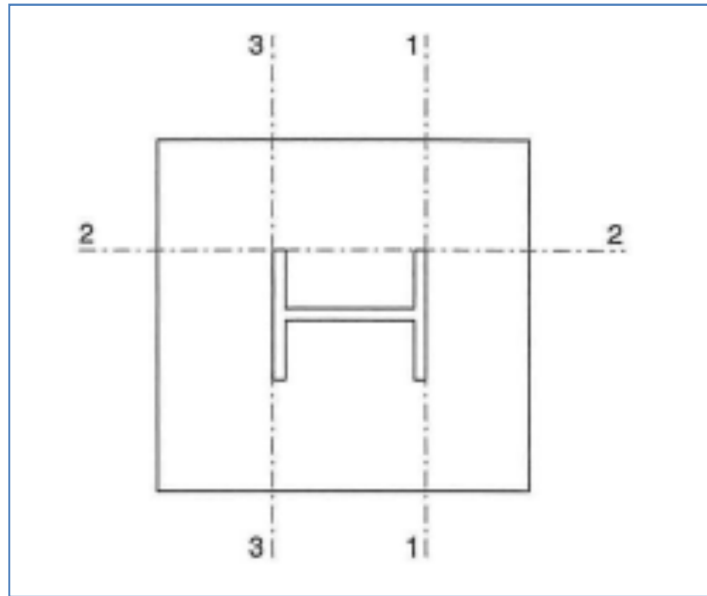


Figure VII.3: Vue de dessus d'un pied de poteau encastré

Les portions de tôles situées à l'extérieur de ces lignes sont alors à calculer comme des poutres en porte à faux, et il faut vérifier que la section de tôle au droit de la ligne de pliage est capable de résister au moment des réactions exercées par le massif de fondation entre cette section et le bord libre de la platine.

Surface de platine :

Elle est déterminée par la condition :

$$\sigma = \frac{N}{ab} = \frac{22007,95}{ab} \leq \bar{\sigma}_b = 153 \text{ daN/cm}^2$$

Donc

$$\frac{22007,95}{153} = 143,84 \text{ cm}^2 \leq ab$$

Le poteau en acier est un profilé HEA 550 les dimensions de la platine sont :

$$a = 900 \text{ mm et } b = 606 \text{ mm}$$

Le moment M est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{58915,41}{22007,95} = 2,677 \text{ m} \quad \text{or} \quad \frac{D}{6} = \frac{0,7}{6} = 0,11 \text{ m} < e$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche étant sollicités en traction).

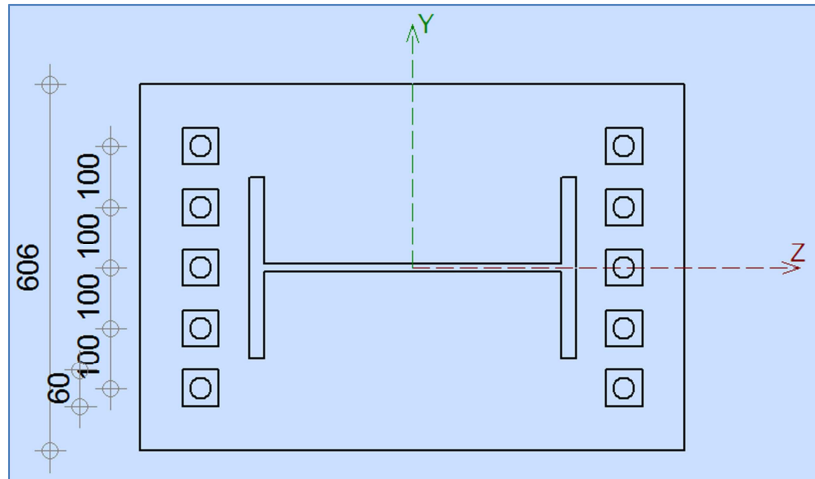


Figure VII.4: Caractéristiques de l'assemblage de poteau encastré

➤ **Vérification de la contrainte de compression du béton :**

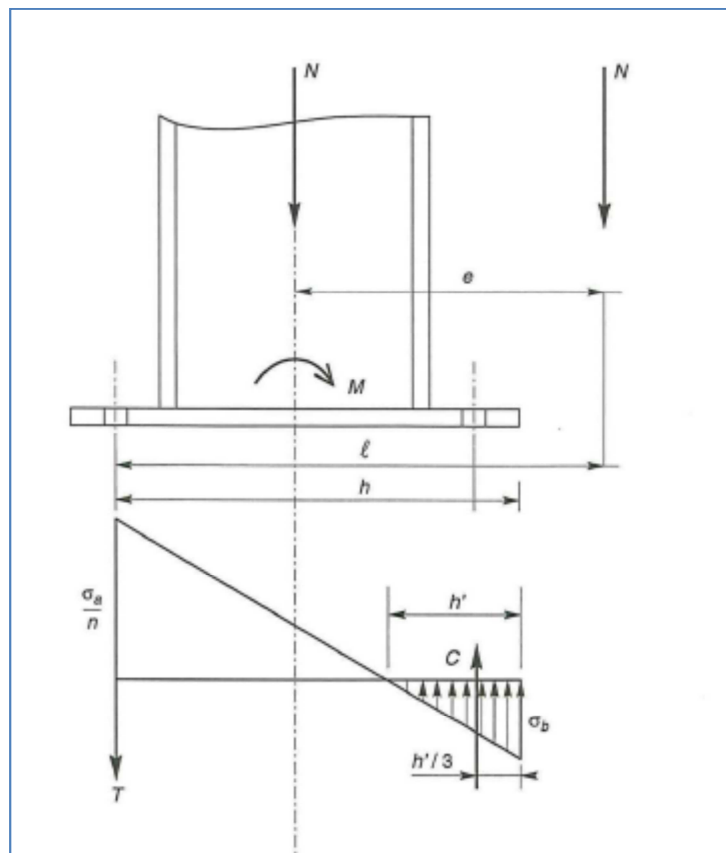


Figure VII.5: Pied de poteau



Le nombre de goujon tendus est $nt = 5$. Alors les autres grandeurs sont :

$$A = nt \times A_s = 4085 \text{ mm}^2$$

$$l = 3027 \text{ mm}$$

$$h = 800 \text{ mm}$$

$$b = 606 \text{ mm}$$

L'équation du 3ème degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Ce qui correspond à : $h'^3 + 6681.h'^2 + 1854794,25.h' - 1483835400 = 0$

Par suite, la solution de l'équation est : $h' = 30,153 \text{ cm}$

La contrainte de compression sur le béton est alors :

$$\sigma_b = \frac{2Nl}{bh' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{2 \times 22007,95 \times 3027}{600 \times 310,53 \times \left(800 - \frac{310,53}{3} \right)}$$

$$\sigma_b = 1,053 \text{ daN/mm}^2 \leq \bar{\sigma}_b = 1,53 \text{ daN/mm}^2$$

➤ **Vérification des ancrages à la traction :**

La contrainte qui sollicite les boulons de gauche est :

$$\sigma_a = \frac{Nl - h + \frac{h'}{3}}{A \left(h - \frac{h'}{3} \right)} = \frac{22007,95}{4085} \times \frac{3027 - 800 + \frac{310,53}{3}}{800 - \frac{310,53}{3}} = 17,92 \text{ daN/mm}^2$$

Soit : $1,25. \sigma_a = 22,4 \leq \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$

Epaisseur de la platine :

➤ **Vérification dans la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Calcul du moment $M = M1 - M2$: on note $u = (hp - hc)/2$. Avec hp est la longueur de la platine, et hc la largeur de l'aile du poteau.



$$M_1 = \frac{(\sigma_b \times u^2)}{2} \times b = \frac{(1,053 \times 180^2)}{2} \times 0,6 = 10233,505 \text{ daN.m}$$

$$M_2 = \frac{(\sigma_b \times (1 - (\frac{h' - u}{h'})) \times u)}{2} \times \frac{u}{3} \times b = 2036,312 \text{ daN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 8197,192 \text{ daN.m}$$

Donc l'épaisseur de la platine correspondante est tirée du :

Moment résistant élastique de la platine est :

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \quad \text{avec} \quad \frac{I}{V} = b \frac{t^2}{6}$$

Contrainte de flexion dans la section 1-1 est :

$$\sigma = \frac{MV}{I} = \frac{M \times 6}{b \times t^2} \leq \sigma_e$$

Donc :

$$t^2 \geq \frac{M \times 6}{b \times \sigma_e} = \frac{8197,192 \times 6}{0,6 \times 24} = 3415,497 \text{ mm}^2$$

Soit :

$$t \geq 5,844 \text{ cm}$$

➤ **Vérification dans la section 2-2 :**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = 6143,157 \text{ daN.m}$$

Soit $t^2 \geq \frac{6143,157 \times 6}{0,6 \times 24} = 2559,648 \text{ mm}^2$ d'où $t \geq 5,06 \text{ cm}$

➤ **Vérification dans la section 3-3 :**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment $M = 0.10 \times T$ (daN.m)

Et $T = A \cdot \sigma_a = 4085 \times 17,92 = 73230,12 \text{ daN}$ d'où $M = 7323,012 \text{ daN.m}$

$$\frac{V}{I} = \frac{b \times t^2}{6}$$

Il faut vérifier que : $\frac{7323,012 \times 6}{0,6 \cdot t^2} \leq \sigma_e$ soit $t \geq 5,52 \text{ cm}$

En conclusion, en suivant le raisonnement selon lequel l'épaisseur de la platine à adopter serait celle qui correspond à la section la plus défavorable, alors on serait amené à prendre une épaisseur de 6 cm . Cependant, compte tenu de la forte



épaisseur de tôle, on préférera une platine plus mince, avec raidisseurs bidirectionnels.

VIII. Calcul des fondations

4. Introduction

Dans cette partie nous présentons le calcul des fondations de la structure en se basant sur le DTU 13-12, en citant toutes les étapes suivies dans le calcul des semelles sous poteau en acier, pour exploiter à la fin les résultats trouvés pour dessiner les dispositions du ferrailage possibles

5. Pré dimensionnement :

Le système de fondation sert à transmettre les efforts de la structure au sol en assurant la stabilité et la bonne réponse à toutes les contraintes.

Il s'agit d'assurer la transmission des efforts entre la structure métallique et le support du béton armé. Il faut donc procéder au dimensionnement de la fondation, au niveau des armatures et au niveau des dimensions, pour assurer ce rôle efficacement. Les charges appliquées sont :

- l'effort normal N
- le poids propre de la fondation
- le poids des terres

Les dimensions A et B ont été choisies suite à un calcul itératif vérifiant les conditions ci-après et en s'assurant que $A/B = a/b$. Ainsi, on prendra $B = 3$ m et $A = 4,5$ m. Sachant que $a = 0,9$ m et $b = 0,6$ m.

$$\text{Charge due à la combinaison de l'ELU : } \begin{cases} N = -22,008 T \\ V = 19,196 T \\ M_y = -58,915 T.m \end{cases}$$

Poids propre de la fondation.

Poids des terres.

on a les caractéristiques suivant :

σ sol	σ béton	Fe
3 bars	27 MPa	500 MP

Tableau VIII-1: hypothèses de calcul des fondations

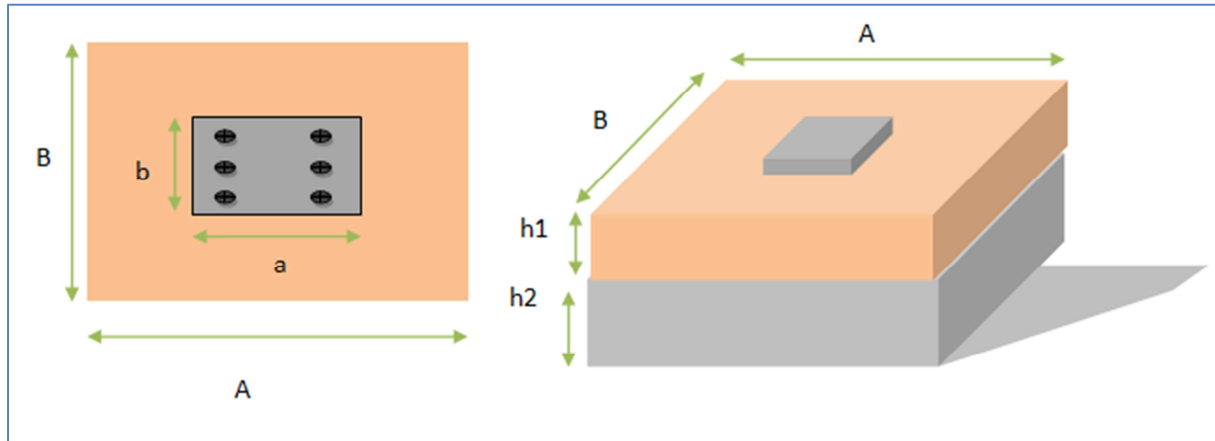


Figure VIII.1 : Dimensions de fondation

6. Dimensionnement :

c) Dimensions des semelles :

La hauteur de la semelle h est donnée par : $h \geq \left(\frac{A-a}{4}\right) + 0,05 = 0,95\text{m}$

On prend $h=1\text{m}$

La charge normal appliqué à la fondation est la somme de :

Charge sous N = -22,008 T

Poids propre de la fondation $P_{\text{semelle}} = 1 \times 4,5 \times 3 \times 2,5 = 33,75 \text{ T}$

Poids des terres : $P_{\text{terres}} = (4,5 - 0,9) \times (3 - 0,6) \times 1,3 \times 2,2 = 24,71\text{T}$

Donc la charge normale totale à l'ELU est :

$$N_u = N + 1,35 \times (P_{\text{semelle}} + P_{\text{terre}}) = 56,91 \text{ T}$$

Le moment total en bas de la semelle vaut à l'ELU :

$$M = 58,91 \text{ T.m}$$

soit l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N_u} = 1,03 > \frac{A}{6} = 0,75$

Donc le diagramme des contraintes est triangulaire.

d) Condition de non renversement :

Soit x la longueur de la partie comprimée. Par l'équilibre des forces on trouve

$$x = 3 \times \left(\frac{A}{2} - e_0\right)$$



On est dans le cas de l'encastrement, alors on doit s'assurer que la moitié de la semelle est comprimée

$$x \geq \frac{A}{2}$$

En utilisant les deux conditions on obtient : $A \geq 3 \times e_0$

Soit : $A = 4,5 \geq 3 \times 1,03 = 3,1$ **OK**

On n'a pas de risque de renversement

e) Condition de la résistance du sol :

Comme $e_0 > \frac{A}{6}$ alors $\sigma_M = \frac{2N}{3B\left(\frac{A}{2}-e\right)} = 1,04 \text{ bars} \leq \sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$ **OK**

f) Vérification au glissement :

Pour qu'il n'y ait pas de glissement il faut avoir : $V < \frac{N_u \times \tan \varphi}{1.5}$

Avec : $\tan \varphi = 1$ On trouve : $V = 19,19 \text{ T} < \frac{N \times \tan \varphi}{1.5} = 27,94 \text{ T}$ **OK**

g) Vérification au tassement :

Pour qu'il n'y ait pas de tassement il faut avoir : $\sigma = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} e$ et $\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} e$

On trouve : $\sigma = 0,55 \text{ Bars} \leq \sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$ **OK**

7. Calcul des armatures:

On calcule les armatures de fondation par un mètre de largeur. On a $e > A/6$, on ne peut pas utiliser la méthode des bielles.

Les armatures parallèles au côté A sont déterminées pour équilibrer le moment M1 agissant dans la section située à 0.35 a de l'axe du poteau. Les armatures déterminées sont uniformément réparties.

Les armatures parallèles au côté B, sens suivant lequel on néglige le moment sont calculées par la méthode des bielles en considérant une charge centrée :

$$N' = N \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right).$$



On a:
$$\sigma_1 = \frac{A+0.35 \times a - 3e_0}{3\left(\frac{A}{2} - e_0\right)} \sigma_M = 4,88 \text{ T}$$

Donc
$$M_1 = B \left(\frac{A}{2} - 0.35a\right)^2 \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_M}{6}\right) = 48,12 \text{ T}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \frac{M_1}{N}}{A}\right) = 88,99 \text{ T}$$

On prend $d_b = 0,97 \text{ m}$ et $d_a = 0,95 \text{ m}$

- les armatures B_b , parallèles au côté B, auront pour valeur :

$$B_b = \frac{N' \times (B-b)}{8 \times d_b \times \sigma_s} = 6,33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ 9TΦ20 avec espacement de 24 cm dans le sens de B

- les armatures A_a , parallèles au côté A, auront pour valeur :

$$A_a = \frac{N' \times (A-a)}{8 \times d_a \times \sigma_s} = 9,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

→ 14TΦ20 avec espacement de 18 cm dans le sens de A

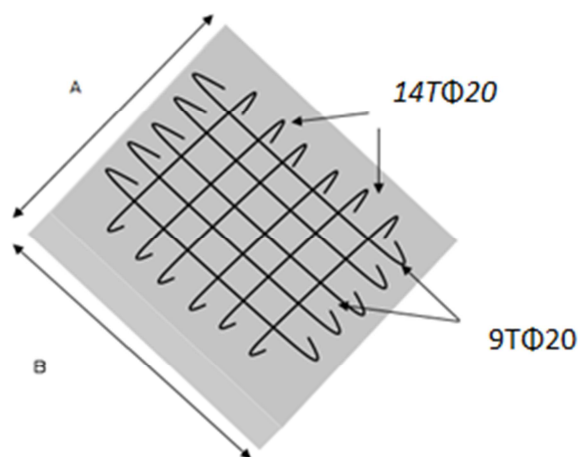


Figure VIII.2: schéma de ferrailage de la semelle



Chapitre 5 :

Dimensionnement du bâtiment annexe

Dans ce chapitre, on va entamer le dimensionnement du bâtiment annexe, nous commençons par les règles de pré dimensionnement puis nous allons suivre la transmission des charges, nous commençons par le dimensionnement des dalles puis les poutres puis les poteaux et nous finirons par dimensionner les semelles.



I. Conception de la structure :

La conception consiste à proposer une solution structurale adéquate afin de concrétiser les contraintes architecturales, elle détermine la nature et la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux et des fondations.

La conception met en épreuve le savoir-faire de l'ingénieur dans la mesure où elle varie d'un édifice à l'autre et ne présente pas des règles absolues à suivre. L'expérience de l'ingénieur et sa réflexion y sont déterminants.

Une bonne conception doit tenir compte, en outre des choix faits par l'architecte, de l'économie, de la faisabilité et de la fonctionnalité du projet considéré. Pour cela, l'élaboration de plusieurs variantes avec les études préliminaires correspondantes est indispensable afin d'en adopter, lors d'une étude comparative, la plus adéquate.

Pour les grands projets l'enjeu économique est énorme. Un choix réfléchi de la conception pourrait alors présenter des gains importants.

Les éléments porteurs à axes horizontaux sont les poutres et les nervures. Ceux à axes verticaux étant les poteaux et les murs porteurs.

Nous avons essayé de prendre en considération les conditions de conception suivantes :

- Éviter d'avoir des poutres traversant les pièces avec des retombées apparentes ce qui serait esthétiquement inadmissible. Pour cela, on a essayé dans la mesure du possible de choisir la disposition des poutres de telle façon que les éventuelles retombées soient cachées dans les cloisons ;
- Éviter d'adopter un sens unique pour toutes les nervures (à déconseiller en prévention d'éventuelles actions sismiques) ;
- Minimiser les portées des poutres et des nervures ;
- Minimiser le nombre des poutres et des poteaux ;
- Se conformer aux choix de l'architecte et n'y porter pas de modifications.

Etant donné la bonne capacité portante du sol (la contrainte admissible est égale à 0.3 Mpa), j'ai prévu une fondation superficielle sur des semelles isolées. (voir le plan de coffrage)



II. Pré dimensionnement des éléments de la structure :

Nous avons ainsi réalisé un pré dimensionnement préliminaire pour s'assurer des retombées des poutres et des épaisseurs des dalles.

Les normes indicatives régulant le pré dimensionnement sont résumées dans ce tableau :

Dalles pleines portant dans un seul sens	Travée isostatique : $h \geq l/20$ Travée hyperstatique : $h \geq l/27$
Dalle pleine portant suivant deux directions	$H \geq l/40$ à $l/50$ l : portée principale de la dalle
poutres	Travée isostatique : $h \geq l/10$ Travée hyperstatique $h \geq l/16$
Dalles en hourdis creux	$H \geq l/22.5$ à $l/25$ l portée des poutrelles
Consoles	Comme une poutre de portée double
poteaux	$A \times B \geq N/12$ où B section du poteau N charge totale sur le poteau en MN
voiles	$H \geq 0.15$ à 0.2 m
escaliers	$H \geq l/28$ avec l portée entre 2 points d'appuis.

Tableau II-1: Les normes indicatives régulant le pré dimensionnement

Le bâtiment annexe présente une symétrie selon les deux directions, il n'est pas nécessaire de faire le calcul de tous éléments.



III. Calcul et Dimensionnement

1. Caractéristiques des matériaux :

a) Béton:

-Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

-Résistance caractéristique à la traction à 28 jours: $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

b) Acier:

- Barres à haute adhérence : Nuance Fe E500
- Limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : combinaisons fondamentales : $\gamma_s = 1,15$
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200.000 \text{ Mpa}$

2. Définitions des charges :

La composition du plancher détermine la nature des charges permanentes appliquées au plancher. En effet, elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Quant aux charges d'exploitation, elles sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition aux poids des ouvrages constituant ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Toutefois, certains équipements fixes et légers peuvent être inclus dans les valeurs fixées pour les charges d'exploitation.

✚ Charges permanentes :

- Revêtement plâtre : $0.10 \text{ KN/m}^2/\text{cm}$ d'épaisseur = 0.2 KN/m^2
- Plancher à corps creux 25+5 : = 3.6 KN/m^2
- Forme de pente (béton de gravillon maigre) : = 1.26 KN/m^2
- Étanchéité Multicouches 2 cm : = 0.12 KN/m^2
- Carrelage en grès cérame 1cm : = 0.22 KN/m^2

Charge permanente du plancher de terrasse inaccessible $G = 5,4 \text{ KN/m}^2$

✚ Charges d'exploitations :

Charge d'exploitation Q : = 1.00 KN/m^2

3. Calcul d'un panneau de dalles :

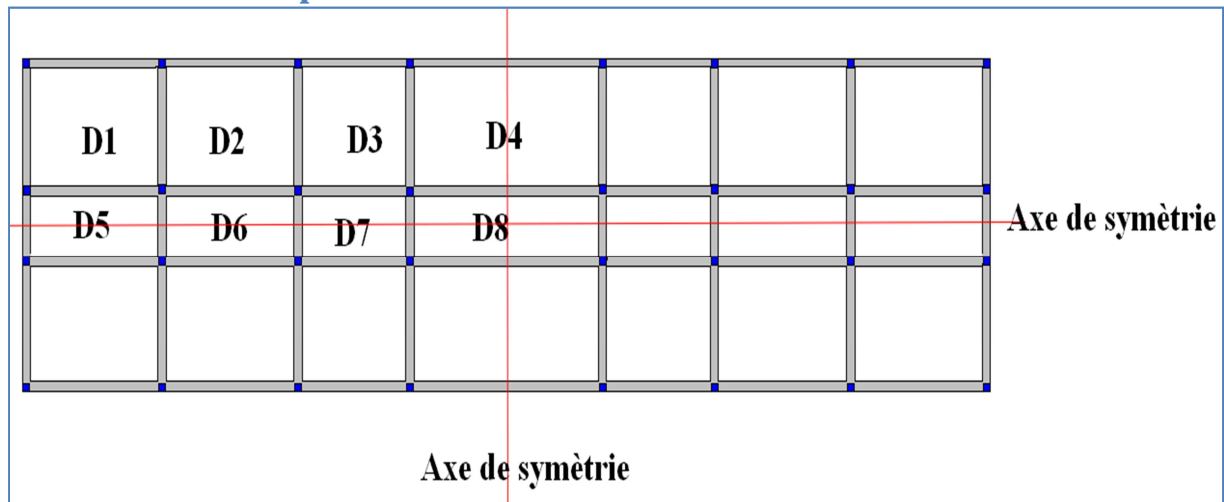


Figure III.1: plancher haut du sous-sol

On se propose d'étudier la dalle pleine du plancher haut du sous-sol: dalle D1, D2, D3 et D4.

a) Méthode de calcul

On désigne par dalles sur appuis continus, les dalles dont le rapport des portées $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ est supérieur à 0.4 (on a $0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$). Lorsque le rapport des portées est inférieur à 0.4, la dalle est calculée comme une poutre-dalle de largeur unitaire, soit isostatique soit continue (dans ce cas, on appliquera la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot pour déterminer les moments de continuité).

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_{0x} = \mu_x p l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et du type d'état limite considéré (puisque la valeur du coefficient de Poisson n'est pas identique à l'ELU et à l'ELS). Ainsi, $\rho = \rho_u$ ou ρ_s .

Puisqu'on suppose que la dalle est continue, c'est-à-dire les dalles D1, D2, D3 sont un seul bloc alors on doit calculer les moments sur appuis comme suit:



- Pour les appuis de rive : $M_A = 0,2 \times M_0$
- Pour les appuis intérieurs : $M_A = 0,5 \times M_0$
- Puis on recalcule les moments en travées :

$$1. M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$2. M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} \text{--- Dans une travée intermédiaire,}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} \text{--- Dans une travée de rive.}$$

b) Calcul des moments

Selon la direction de la petite portée on a trois travées :

A l'ELU :

➤ [Calcul de Mox et Moy](#)

[Pour la dalle D1](#)

$$\text{On a : } \rho = \frac{3,33}{4,9} = 0,68$$

$$\text{Donc : } \mu_x = 0,0710 \quad \text{et } \mu_y = 0,402$$

Dans ce cas, les moments pour une bande de largeur 1m :

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2 = 0,0710 \times 1011,3 \times 4,9 = 0,1790 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,402 \times 0,1790 = 0,0721 \text{ MN.m}$$

On procédera de même pour les dalles D2 et D3.

✚ [Calcul des moments sur appuis :](#)

$$M_{1A} = 0,2 \times 0,3915 = 0,0783 \text{ MN.m}$$

$$M_{1B} = 0,5 \times 0,3915 = 0,1957 \text{ MN.m}$$

$$M_{1C} = 0,5 \times 0,3883 = 0,1941 \text{ MN.m}$$

$$M_{1D} = 0,5 \times 0,7991 = 0,3995 \text{ MN.m}$$



$$M_{1E} = 0,5 \times 0,7991 = 0,3995 \text{ MN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

$$M_t = 1,25 \times M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

En utilisant cette formule on obtient les moments en travées maximaux.

$$M_t^1 = 1,25 \times 0,1410 - \frac{0,0783 + 0,1957}{2} = 0,3524 \text{ MN.m}$$

$$M_t^2 = 1,25 \times 0,3883 - \frac{0,1957 + 0,1941}{2} = 0,2904 \text{ MN.m}$$

$$M_t^3 = 1,25 \times 0,0835 - \frac{0,1941 + 0,3995}{2} = 0,0244 \text{ MN.m}$$

$$M_t^4 = 1,25 \times 0,7992 - \frac{0,3995 + 0,3995}{2} = 0,5993 \text{ MN.m}$$

On procède de la même manière pour le calcul des moments : sur appuis, en travées à l'ELS

c) Récapitulatif de calcul :

➤ Selon la direction x

Bloc 1	Appuis	ELU		ELS	
		MA(daN.m)	MT(daN.m)	MA(daN.m)	MT(daN.m)
A		783,15		553,43	
	Dalle1		3524,16		2490,44
B		1957,87		1383,58	
	Dalle2		2904,90		2052,82
C		1941,92		1372,30	
	Dalle3		244,23		172,59
D		3995,64		2823,63	
	Dalle4		7192,16		5082,53
E		1598,26		1129,45	

Tableau III-1: Récapitulatif de calcul selon x



➤ Selon la direction y :

Appuis		ELU		ELS	
		MA(daN.m)	MT(daN.m)	MA(daN.m)	MT(daN.m)
A'		361,692196		255,599145	
	Dalle 1		1627,61488		1150,196153
B'		904,230489		638,9978625	
	Dalle 5		1356,34573		958,4967938
C'		904,230489		638,9978625	
	Dalle 1'		1627,61488		1150,196153
D'		361,692196		255,599145	

Tableau III-2: Récapitulatif de calcul selon y

d) Ferrailage

➤ Selon la direction x

Connaissant les moments maximaux, le ferrailage est calculé comme pour une poutre, en considérant une largeur de dalle de 1.00m, dans les directions x et y.

Et on obtient les résultats suivants.

ELU		
μ	Ast(cm ²)	Asc
0,0770	4,69	0
0,0634	3,84	0
0,0053	0,31	0
0,1571	10,05	0

Tableau III-3: Sections des armatures dans les dalles selon x

Et pour la vérification de la condition de contrainte, on a :

	D	E	y1	I _{gg'}	K	Σ
Dalle1	0,01	0,01	0,11	0,00	81,43	8,61
Dalle2	0,01	0,01	0,10	0,00	86,15	8,29
Dalle3	0,00	0,00	0,03	0,00	131,61	3,76
Dalle4	0,01	0,02	0,14	0,00	67,71	9,30

Tableau III-4: vérification de la contrainte selon x

La condition de contrainte est vérifiée pour toutes les travées.



➤ Selon la direction y :

On procédera de la même manière pour la direction y, on obtient les résultats suivants :

	ELU		
	μ	Ast (cm ²)	Asc
Dalle 1	0,035	2,11	0
Dalle 2	0,010	0,61	0
Dalle 3	0,035	2,11	0
Dalle 4	0,010	0,61	0

Tableau III-5: Sections des armatures dans les dalles selon y

La condition de la contrainte est vérifiée.

Donc le ferrailage des dalles D1, D2, D3 et D4 est comme suit :

Dalle	Selon x	Selon Y
D1	6HA10	5HA8
D2	5HA10	3HA6
D3	4HA8	5HA8
D4	7HA14	3HA6

Tableau III-6: ferrailage des dalles

4. Dimensionnement des poutres :

L'exemple que nous avons choisi est celui de la poutre axe B située au niveau du RDC.

On commence tout d'abord par déterminer, les charges appliquées sur la poutre.

Pour chaque dalle on calcule :

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \text{ (} l_x \text{ et } l_y \text{ étant les cotés de la dalle avec } l_x \leq l_y \text{).}$$

Le chargement appliqué à la dalle se transmet aux poutres qui la supportent de la façon suivante :

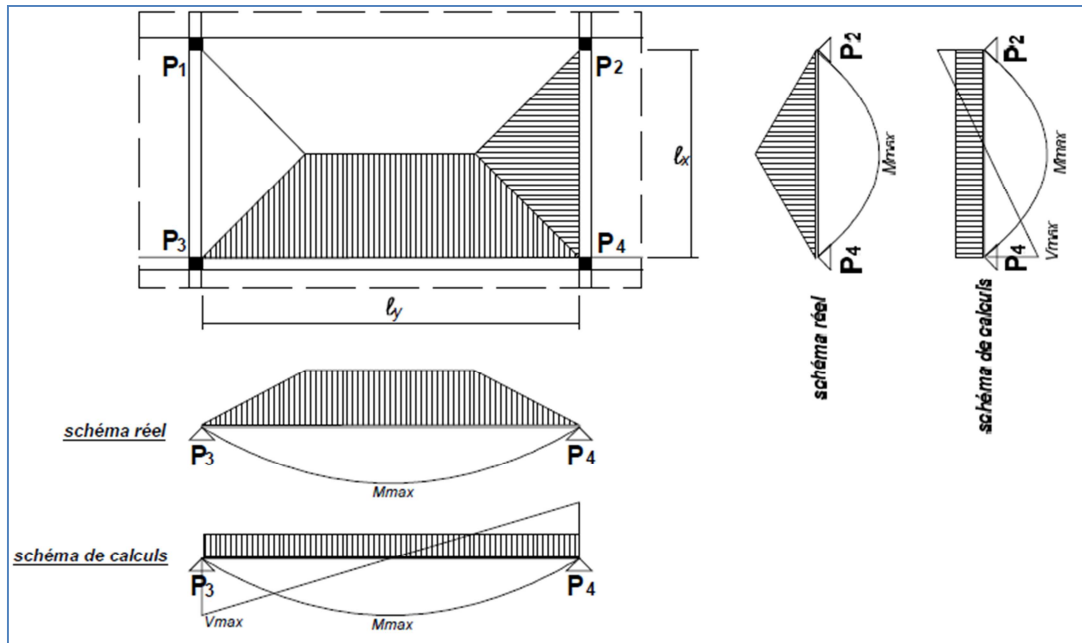


Figure III.2: schéma de transmission du chargement de la dalle aux poutres

Le coefficient de répartition des charges est :

- Par rapport à x : $\frac{1}{1+\rho^4} \times \frac{l_x}{2}$
- Par rapport à y : $\frac{\rho^4}{1+\rho^4} \times \frac{l_y}{2}$

Il suffit donc de multiplier la charge totale appliquée sur la dalle, par l'un des coefficients, pour obtenir la charge appliquée sur la poutre.

Pour notre exemple, on a les résultats suivants :

	Lx	Ly	H	Epaiss choisit	ρ	Coeff//x	Coeff//y	ELU /x	ELU/y	ELS/x	ELS/y
Unité	m	m	m	m				daN/m ²	daN/m ²	daN/m ²	daN/m ²
D1	4,9	3,33	0,148	0,2	0,680	1,372	0,431	1790,426	561,95	1265,251	397,12
D2	4,88	1,8	0,08	0,2	0,369	0,884	0,044	1152,890	57,86	814,719	40,89
D3	3,97	3,33	0,148	0,2	0,839	1,114	0,657	1453,050	857,51	1026,835	605,99
D4	7	1,8	0,08	0,2	0,257	0,896	0,015	1169,118	19,88	826,188	14,05
D5	4,9	3,33	0,148	0,2	0,680	1,372	0,431	1790,426	561,95	1265,251	397,12
D6	4,88	1,8	0,08	0,2	0,369	0,884	0,044	1152,890	57,86	814,719	40,89
D7	3,97	3,33	0,148	0,2	0,839	1,114	0,657	1453,050	857,51	1026,835	605,99
D8	7	1,8	0,08	0,2	0,257	0,896	0,015	1169,118	19,88	826,188	14,05

Figure III.3: répartition des charges sur les dalles



a) Méthode de calcul

Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou non, on appliquera différentes méthodes.

- a) la méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque $q \leq 2g$ ou $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$.
 - b) les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
 - c) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).
 - d) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements (FPP).
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
 - Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot.
 - Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée.

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_w et M_e doivent vérifier :

$$1. M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$2. M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2} \text{--- Dans une travée intermédiaire,}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2} \text{--- Dans une travée de rive.}$$

3. la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$ Pour une poutre à deux travées,
- $0,5M_0$ Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
- $0,4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ le rapport des charges d'exploitation a la somme des charges non pondérée.

Remarque : lorsque, sur l'appui de rive, la poutre est solidaire d'un poteau ou d'une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer $M_a = -0.15M_0$.

Lorsque les trois conditions précédentes sont réunies : $q \leq g$, les charges sont réparties et les moments sur appui sont pris a leur valeur absolue minimale, il est alors possible de déterminer de façon forfaitaire la longueur des chapeaux et l'arrêt des barres, comme indiqué sur la Figure.

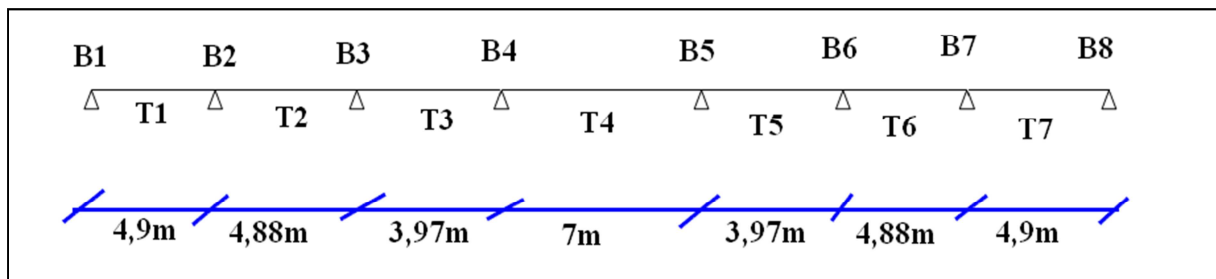
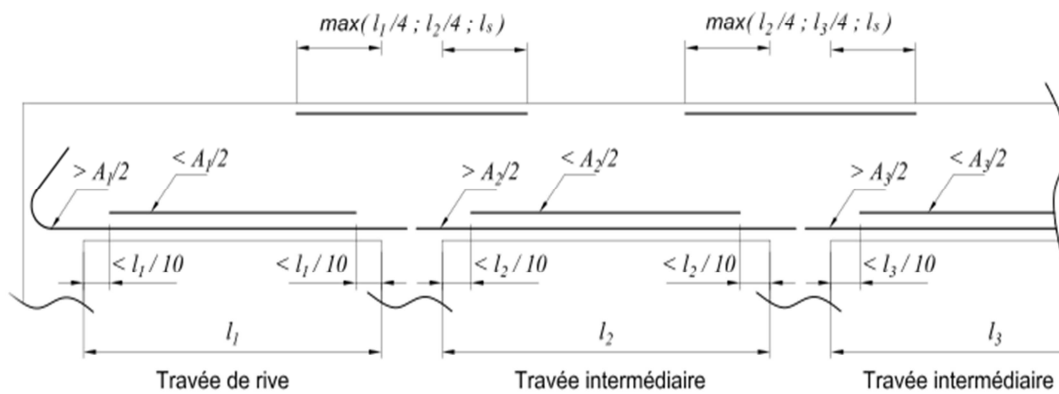


Figure III.4: Dimensionnement d'une poutre

La poutre est à inertie variable, donc on va utiliser la méthode de CAQUOT.



On détache de chaque côté des appuis, des travées fictives de longueurs l'_w à gauche et l'_e à droite égales à :

- $l'_w = l$ pour une travée de rive
- $l'_e = 0,8l$ pour une travée intermédiaire

Où l représente la portée de travée libre.

$$\beta = \frac{l'_e}{l'_w} \times \frac{I_w}{I_e}$$

	M	type de chargement
ELU	M_A^{12}	<p align="center">Cas de chargement: 1</p>
	M_A^{21}	<p align="center">Cas de chargement: 2</p>
ELS	M_A^{12}	<p align="center">Cas de chargement: 1</p>
	M_A^{21}	<p align="center">Cas de chargement: 2</p>

Tableau III-7: Types de chargements

$$M_A = \frac{q_w \times l_w'^2 + q_e \times \beta \times l_e'^2}{8,5 \times (1 + \beta)}$$



b) Dimensionnement

Dans l'exemple de la poutre B1-B8, on a les résultats suivants :

Les charges permanentes et les charges d'exploitation :

Travée	L(m)	L'(m)	ELU(MPa)	ELS(MPa)	1,35G(MPa)	G(MPa)	I(m4)
1	4,9	4,9	0,0761	0,0539	0,0498	0,0369	0,0026
2	4,88	3,904	0,0410	0,0290	0,0328	0,0243	0,0026
3	3,97	3,176	0,0555	0,0393	0,0336	0,0249	0,0026
4	7	5,6	0,0539	0,0382	0,0466	0,0346	0,0026
5	3,97	3,176	0,0555	0,0393	0,0336	0,0249	0,0026
6	4,88	3,904	0,0410	0,0290	0,0328	0,02432208	0,0026
7	4,9	4,9	0,0761	0,0539	0,0498	0,03691292	0,0026

Tableau III-8: charges permanentes et charges d'exploitation

Calcul des moments sur appuis :

Appui	B	M _A		M _A ²¹		M _A ¹²	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	1,255	0,152	0,108	0,111	0,081	0,146	0,104
3	1,229	0,070	0,050	0,062	0,045	0,058	0,042
4	0,567	0,151	0,107	0,141	0,101	0,134	0,098
5	1,763	0,151	0,107	0,134	0,098	0,141	0,101
6	0,814	0,070	0,050	0,058	0,042	0,062	0,045
7	0,797	0,152	0,108	0,146	0,104	0,111	0,081
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Tableau III-9: moments sur appuis

Calcul des moments en travée :

➤ Moments maximaux en travées :

$$M_{\max}^t(x) = \mu^2(x) + M_{A_i}^{12} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{A_{i+1}}^{21} \times \frac{x}{l}$$

Avec : $\mu^2(x) = \frac{p}{2}(lx - x^2)$ l : la portée de la travée. p= pu ou ps

$$pu=1,35G+1,5Q \quad \text{et} \quad ps=G+Q$$



$$\frac{d M_{\max}^t}{dx} = 0 \rightarrow x_1 = \frac{M_{A_i}^{12} - M_{A_{i+1}}^{21}}{pl} + \frac{l}{2} \quad \text{Abscisse du moment maximal}$$

$$\rightarrow M_{\max}^t = M_{\max}^t(x_1)$$

Travée B1-B2

l=4,9m

A l'ELU :
$$x_1 = \frac{0 - (-0,1522)}{0,0761 \times 4,9} + \frac{4,9}{2} = 2,84 \text{ m}$$

$$M_{\max}^t = 1614 \text{ MN.m}$$

A l'ELS :
$$x_1 = \frac{0 - (-0,1078)}{0,0539 \times 4,9} + \frac{4,9}{2} = 2,84 \text{ m}$$

$$M_{\max}^t = 0,1139 \text{ MN.m}$$

On procède de la même façon pour les autres travées, on trouve les résultats suivants :

Travée	x		Mmax(MNm)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
1	2,84	2,84	0,1614	0,1139
2	2,18	2,16	0,0387	0,0260
3	2,31	2,33	0,0144	0,0081
4	3,50	3,50	0,1888	0,1332
5	1,66	1,64	0,0144	0,0081
6	2,70	2,72	0,0387	0,0260
7	2,06	2,06	0,1614	0,1139

Tableau III-10: moments maximaux en travées

➤ Moments minimaux en travées :

L'intérêt de la détermination des valeurs des moments minimaux en travée est de vérifier que ces moments sont positifs. Dans le cas contraire, on aura des aciers supérieurs à dimensionner avec les valeurs négatives des moments trouvés.

$$M_{\min}^t(x) = \mu^2(x) + M_{A_i}^{21} \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_{A_{i+1}}^{12} \times \frac{x}{l}$$

Avec : $\mu^1(x) = \frac{p}{2}(lx - x^2)$ l : la portée de la travée. p= pu ou ps

$$pu=1,35G \quad \text{et} \quad ps=G$$



$$\frac{d M_{\min}^t}{dx} = 0 \rightarrow x_1 = \frac{M_{A_i}^{21} - M_{A_{i+1}}^{12}}{pl} + \frac{l}{2} \quad \text{Abscisse du moment minimal}$$

$$\rightarrow M_{\min}^t = M_{\min}^t(x_1)$$

Travée B1-B2 :

$$l = 4,88 \text{ m}$$

A l'ELU :
$$x_1 = \frac{0,1522 - (-0,0720)}{0,0410 \times 4,88} + \frac{4,88}{2} = 2,90 \text{ m}$$

$$M_{\min}^t = -0,0017 \text{ MN.m}$$

A l'ELS :
$$x_1 = \frac{0,1078 - (-0,0496)}{0,0290 \times 4,88} + \frac{4,88}{2} = 2,90 \text{ m}$$

$$M_{\min}^t = -0,0347 \text{ MN.m}$$

c) Ferrailage de la poutre :

➤ Armatures longitudinales :

Pour les armatures inférieures : MTmax

Travée B1-B2

ELU :
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,1614}{0,25 \times 0,47^2 \times 15,3} = 0,191$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,14191}) = 0,267$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,47(1 - 0,4 \times 0,267) = 0,42 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0,1614}{0,42 \times \frac{500}{1,15}} = 0,00088$$

ELS :

Vérification de contraintes :

$$D = \frac{15 \times (A_{st} + A_{sc})}{b} = \frac{15 \times (8,8 + 0)}{25} = 5,3$$



$$E = \frac{30}{b} (A_{st} \times d + A_{sc} \times d') = \frac{30}{25} (8,8 \times 47 + 0 \times 3) = 244,07$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 11,19 \text{ cm}$$

$$I_{gg'} = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_{sc} (y_1 - d')^2 + 15 \times A_{st} (d - y_1)^2$$

$$I_{gg'} = \frac{25 \times 11,19^3}{3} + 15 \times 0 \times (11,19 - 3)^2 + 15 \times 8,8 \times (47 - 11,19)^2$$

$$I_{gg'} = 65238,8 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I_{gg'}} = 247,69$$

$$\sigma = K \times y_1 = 27,69 \text{ MPa} > 0,6 \times f_{c28} = 16,2 \text{ MPa}$$

Donc la condition de contrainte n'est pas vérifiée.

On fait le calcul du ferrailage à l'ELS :

ELS					
μ_1	k1	β_1	σ_b (MPa)	A'(cm ²)	A(cm ²)
0,0047	0,0323	0,8906	14,0387	0,0000	6,26

Tableau III-11: ferrailage inférieur de la travée à l'ELS

On procède de la même manière pour le calcul des ferrillages des autres travées.

Nous obtiendrons les résultats suivants :

Travée	ELU			
	M(MN.m)	α	Asc	Ast(cm ²)
1	0,191	0,267	0	8,84
2	0,046	0,059	0	1,94
3	0,017	0,022	0	0,71
4	0,223	0,320	0	10,59
5	0,017	0,022	0	0,71
6	0,046	0,059	0	1,94
7	0,191	0,267	0	8,84

Tableau III-12: ferrailage inférieur des travées à l'ELU



Et pour la vérification de la condition de contrainte:

Travée	D	E	y1(cm)	I _{gg'} (cm ⁴)	K	σ (Mpa)
1	530,599	244,075	0,230	0,004	39,815	9,156
2	116,300	53,498	0,230	0,004	9,562	2,197
3	42,699	19,641	0,229	0,004	3,580	0,821
4	635,699	292,422	0,230	0,004	46,566	10,708
5	42,699	19,641	0,229	0,004	3,580	0,821
6	116,300	53,498	0,230	0,004	9,562	2,197
7	530,599	244,075	0,230	0,004	39,815	9,156

Tableau III-13: vérification de la contrainte

Le calcul du ferrailage à l'ELS

Travée	ELS					
	μ1	k1	β1	σ _b (MPa)	A'	A (cm ²)
1	0,0047	0,0323	0,8906	14,0387	0,0000	6,26
2	0,0011	0,0142	0,9430	6,1652	0,0000	1,35
3	0,0003	0,0076	0,9681	3,3150	0,0000	0,41
4	0,0055	0,0368	0,8835	15,9817	0,0000	27,65
5	0,0003	0,0076	0,9681	3,3150	0,0000	0,41
6	0,0011	0,0142	0,9430	6,1652	0,0000	1,35
7	0,0047	0,0323	0,8906	14,0387	0,0000	6,26

Tableau III-14: ferrailage des travées à l'ELS

Pour les armatures supérieures :

Parmi les sept travées, la deuxième, la troisième, la cinquième et la sixième travée ont des moments minimaux négatifs. Dans ces travées on doit rajouter des aciers supérieurs à dimensionner avec les valeurs négatives de ces moments minimaux trouvés.

A l'ELU :

Travée	ELU			
	M (MN.m)	α	Asc	A _{st} (cm ²)
2	0,0020	0,0025	0	0,08
3	0,0321	0,0408	0	1,35
5	0,0321	0,0408	0	1,35
6	0,0020	0,0025	0	0,08

Tableau III-15: ferrailage supérieur des travées à l'ELU



A l'ELS :

D	E	y1	l _{gg'}	K	σ
4,88	2,25	0,22	0,004	9,08	2,04
81,02	37,27	0,23	0,004	11,81	2,71
81,02	37,27	0,23	0,004	20,57	4,72
4,88	2,25	0,22	0,004	10,87	2,44

Tableau III-16: ferrailage supérieur des travées à l'ELS

La fissuration est peu préjudiciable, et la condition de contrainte est vérifiée, par conséquent le calcul à l'ELS n'est pas obligatoire.

➤ Armatures transversales :

Les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité :

$$V_w = \frac{pL}{2} - \frac{(M_{A_i}^{22} - M_{A_{i+1}}^{22})}{L}$$

$$V_e = V_w + pl$$

Pour avoir une bonne marge de sécurité on prend :

$$V_u = \text{Max}(V_w; V_e)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

La section A_i est donnée par :

$$\frac{A_t}{b \times St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{tj} K)}{0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

On place dans le cas de reprise de bétonnage. Donc $K=1$

On a aussi une autre relation pour la section minimale d'armatures d'âme :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times St \times \sin \alpha} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{Mpa} \right)$$

L'espacement minimale est défini comme suite :

$$St \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm})$$



1ère Travée :

$$L=4,9\text{m}$$

$$V_e = \frac{0,0761 \times 4,9}{2} - \frac{0 - 0,1522}{4,9} = 0,217\text{MN}$$

$$V_e = 0,217 - 0,0761 \times 4,9 = 0,155 \text{ MN}$$

Donc : $V_u = 0,217 \text{ MN}$

$$\tau_u = \frac{0,217}{0,25 \times 0,47} = 1,84 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,25 \times 1,15 \times (0,25 \times 1,84 - 0,3 \times (0,6 + 0,06 \times 27) \times 1)}{0,9 \times 500}$$

Dans notre cas on a choisi un cadre et deux épingles donc :

$$A_t = 1,12 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad S_t \leq 0,06 \text{ m}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,25}{500} \times \max\left(\frac{1,84}{2}; 0,4\text{Mpa}\right) \quad ==> \quad S_t \leq 0,243 \text{ m}$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 47 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40\text{cm}$$

L'espacement doit vérifier à la fois les trois inégalités :

Donc $S_t = 14 \text{ cm}$

Donc la disposition des armatures transversale est comme suite :

On laisse 6 cm et après on commence la suite de Caquot :6-8-10-12-14-16-20-25-35.....

Pour le reste de travées, on procède de la même manière.



Voici les résultats de l'effort tranchant dans toutes les travées de la poutre B18.

Travée	Su	τ_u	At	At/St	St
1	0,08	1,84	0,00011	0,0017	0,06
2	0,04	0,99	0,00011	0,0005	0,22
3	0,06	1,10	0,00011	0,0007	0,17
4	0,05	1,59	0,00011	0,0014	0,08
5	0,06	1,10	0,00011	0,0007	0,17
6	0,04	0,99	0,00011	0,0005	0,22
7	0,08	1,84	0,00011	0,0017	0,06

Tableau III-17: espacement des armatures dans les travées

5. Descente de charge :

Ce calcul consiste à évaluer la charge que supporte le poteau à chaque étage, à l'état limite ultime, sans tenir compte de son poids propre dans un premier lieu. Puis choisir une section rectangulaire du poteau qui vérifie l'inégalité suivante :

$$a \times b \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

Le choix des dimensions doit respecter les conditions suivantes :

- Une marge de sécurité raisonnable,
- Une optimisation de l'utilisation du coffrage en considérant des multiples de 5,
- La section minimale du béton est égale à 20×20 en calcul statique.

L'effort repris par chaque poteau est une combinaison de l'effort dû aux charges permanentes G et à celui du aux charges d'exploitation Q.

Le poteau qui se trouve au premier étage va supporter la charge transmise par le plancher de la terrasse, en plus de son poids propre, quant à celui juste au-dessous, il va supporter la charge transmise par le poteau de l'étage supérieur, le plancher qu'il supporte et son poids propre, et ainsi de suite jusqu'à la fondation.

Les charges verticales agissantes sur les poteaux sont évaluées en subdivisant la surface d'édification en des rectangles de charges pour chaque poteau (surface de chargement).

On ne prendra pas en compte l'effet du vent et par suite on ne s'occupera pas de l'évaluation des charges horizontales appliquées aux poteaux.

Le calcul se fera uniquement à la compression simple en considérant que les charges agissent sur les rectangles précédents comme pratiquement centrées sur les sections horizontales des poteaux.

Par ailleurs, un calcul rigoureux des charges agissant sur un poteau ne peut être fait qu'après avoir effectué le calcul des poutres, et il est difficile, sinon impossible, de tenir compte de la continuité des poutres et des poteaux. Par conséquent, les calculs pratiques seront faits en admettant que les poutres reposent à appuis simples sur les poteaux.

Cette façon d'opérer sous-estime un peu la charge des poteaux centraux, mais par contre surcharge un peu les poteaux de rives.

On peut en tenir compte d'une façon admissible en majoration des efforts :

- 15 % pour les poteaux courants de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10 % pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

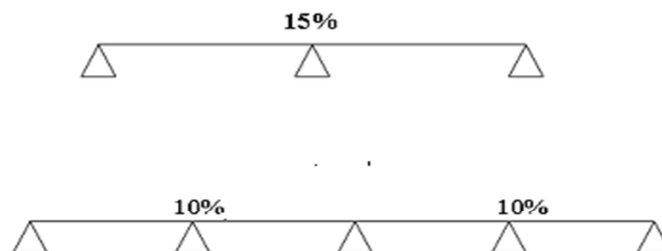


Figure III.5: majoration des efforts

Le choix des dimensions doit respecter les conditions suivantes :

- Une marge de sécurité raisonnable,
- Une optimisation de l'utilisation du coffrage en considérant des multiples de 5,
- La section minimale du béton est égale à 20×20 en calcul statique.

On a calculé tous les poteaux de la structure en utilisant la descente de charge, on présentera ici les résultats de nos calculs.

6. Dimensionnement des poteaux :

On se propose d'étudier le poteau A1, qui est un poteau rectangulaire :

a) Vérification du flambement :

Le flambage ou flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir et se déformer dans



une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion)

Le facteur L_k : (longueur du flambement) représente une longueur équivalente à celle d'une poutre rotulée-rotulée. Il s'agit de la distance séparant deux points d'inflexion de la déformée de la poutre. Ainsi,

- pour une poutre rotulée aux deux bouts, $L_k = L$, la longueur de la poutre ;
- pour une poutre encastree - encastree mobile (selon l'axe vertical), $L_k = 0,5 \times L$
- pour une poutre encastree-rotulee, $L_k = 0,7 \times L$;
- pour une poutre encastree-libre, $L_k = 2 \times L$.

On calcule par la suite l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_k}{\rho} \quad \text{avec: } \rho^2 = \frac{I}{S} \text{ rayon de gération et } S: \text{ la section de la poutre}$$

L'élancement ne doit pas dépasser un élancement critique : $\lambda_c = \frac{\pi^2 E}{\sigma_e} \approx 70$

Si $\lambda_c \geq 70$: on doit redimensionner le poteau.

Pour le poteau A1 : On a $N_u = 0,127MN$

On applique la formule : $A \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$

Le poteau A1 est un poteau périphérique, pour des raisons esthétiques, on va garder la même section du poteau dans le RDC:

On trouve : $A = B = \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{bc}}} = 0,0911cm$

Le RPS 2000 définit une section minimale du poteau en 25x25

On prend donc pour le poteau A1 une section de 25x25cm

b) Calcul de l'effort normal appliqué sur le poteau :

	Nu (kg)	Nu Cumulé(MN)
RDC	5861,36	0,5861
Sous-sol	6853,45	0,1271

Figure III.6: effort normal appliqué sur le poteau



c) Calcul du ferrailage :

Pour ce faire, on doit recalculer l'effort normal appliqué au poteau, en rajoutant le poids propre de ce dernier.

	Nu (daN)	Nu Cumulé(MN)	Nu+PP (MN)
RDC	5861,36	0,05861	0,0761
Sous-sol	6853,45	0,1271	0,5646

Figure III.7: l'effort normal sur le poteau en rajoutant son poids propre

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec : A : la section d'acier.

Br. : la section réduite du béton : $B_r = (a - 2\text{cm}) \times (b - 2\text{cm})$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On déduit par la suite la section d'acier nécessaire pour résister aux efforts appliqués :

$$A = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right]$$

Lorsque la quantité du béton est grande, on risque d'avoir $A < 0$, dans ce cas on prend une section minimale : $A_{min} = \frac{0,2 B}{100}$ où B : la section du poteau.



Pour le cas du poteau A1 :

A1	Sous-sol
a=b	0,25
l	2,8
lf	1,96
section	0,0625
I (m ⁴)	0,00032552
λ	27,1585567
α	0,75864245
Br(cm ²)	0,0529
N _u (MN)	0,56464809
A _{calculée} (cm ²)	-0,00054129
A _{min1} (cm ²)	0,000125
A _{min2} (cm ²)	0,0004
A(cm ²)	2,8

Figure III.8: ferrailage du poteau A1

Pour tous les étages on peut choisir une section commerciale de 4 HA 12, qu'on répartie sur les côtes de la section.

Armatures transversales

Diamètre des aciers transversaux	$\phi_t < (\phi_l / 3)$	$\phi_t = 6 \text{ mm}$
Espacement des aciers transversaux	$St = \text{mini} (a+10 \text{ cm} ; 15 \phi_l ; 40 \text{ cm})$	St =18 cm

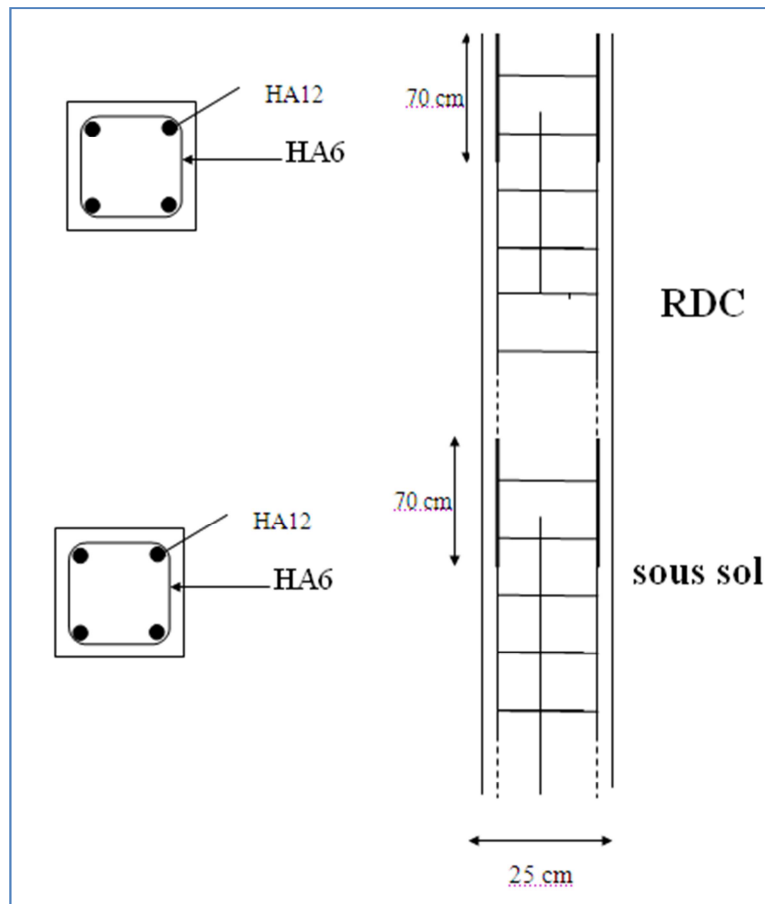


Figure III.9: détail constructif du poteau A1

7. Dimensionnement des Fondations :

a) Méthode de calcul :

➤ Notations :

P : la charge à transmettre au sol par le poteau.

σ_{sol} : la contrainte à envisager pour le sol de fondation.

a, b : dimensions du poteau.

A, B : dimensions de la semelle à sa base

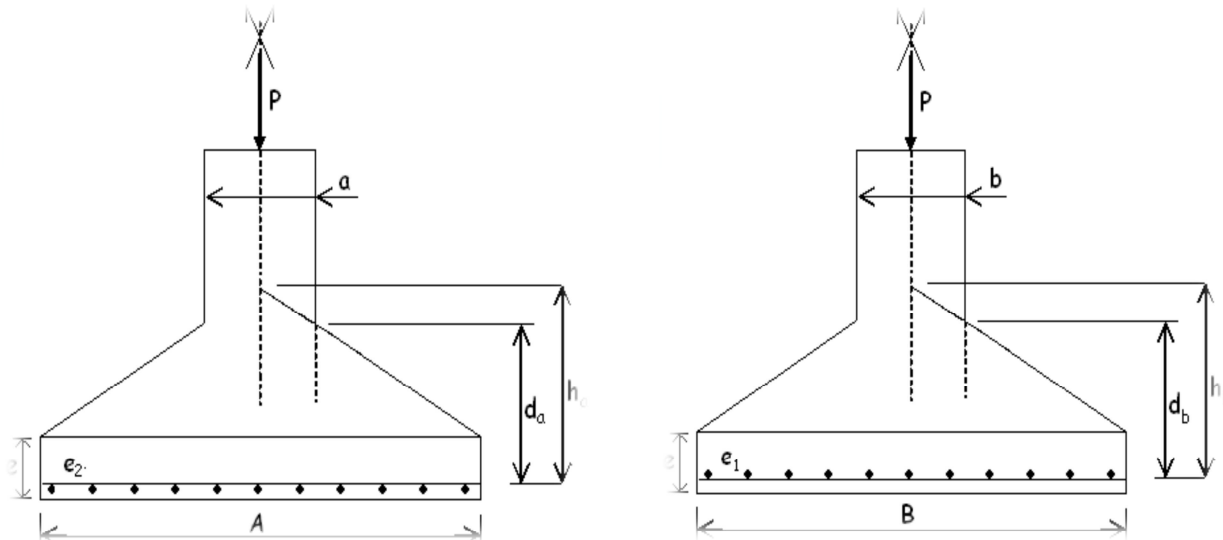


Figure III.10: Dimensionnement de la semelle

La résistance du sol à la charge P se traduit par : $A \times B \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$

De plus, on cherche A et B de telle façon que le débord de la semelle soit le même dans les deux sens, on doit donc avoir :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b}$$

On distingue deux hauteurs d_a et d_b données par :

$$d_a = \frac{A-a}{4} \quad \text{Et} \quad d_b = d_a + 2 \text{ cm}$$

➤ Dispositions de construction :

- Les armatures sont placées dans la partie inférieure de la semelle
- L'enrobage doit être supérieur à 3 cm
- L'espacement des armatures doit être inférieur à h_t
- Les armatures sont données par les formules suivantes :

Parallèles au côté A :

$$A_a = \frac{(B - b) \times N_u}{8 \times d_b \times \sigma_s} \text{ cm}^2/\text{m}$$



Parallèles au côté B :

$$A_b = \frac{(B - b) \times N_u}{8 \times d_a \times \sigma_s} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Les barres doivent être suffisamment ancrées, pour cela elles peuvent être munies de crochets ou non.

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement : l_s à B , tels que :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{avec :} \quad \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_t^{2,8}$$

$\psi_s = 1,6$ pour les H.A

$l_s > \frac{B}{4}$: Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes.

$\frac{B}{6} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais elles ne peuvent pas comporter des ancrages courbes.

$l_s \leq \frac{B}{8}$: Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes.

b) Exemple de calcul

Comme exemple de calcul, on se propose d'étudier la semelle SA1

Cette semelle supporte le poteau PA2 (25 x 25).

- La portance du sol est limitée : $\sigma_{sol} = 0,3 \text{ MPa}$
- La semelle est soumise à l'action d'un effort normal $NELU = 564 \text{ kN}$

➤ Dimensions de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,564}{0,3}} = 1,37 \text{ m soit } A=B=1,40 \text{ m}$$

La hauteur utile doit respecter :

$$0,287 \text{ m} = \frac{B-b}{4} \leq d_a \quad \text{et} \quad d_b \leq A - a = 1,15 \text{ m}$$



On prend la semelle de $1,4\text{m} \times 1,4\text{m}$ de hauteur 35cm , le poids propre de cette semelle est égal à : $P = 0,35 \times 1,4 \times 1,4 \times 250 = 147 \text{ kN}$.

Donc : $N_u = 881 \text{ kN}$.

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{0,881}{0,3}} = 1,71 \text{ m}$$

On retient : $A=B=1,80\text{m}$ ET $h=0,45\text{m}$

➤ Calcul des armatures :

$$A_a = \frac{(B - b) \times N_u}{8 \times d_b \times \sigma_s} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Avec : $d_A = 0,39\text{m}$ ET $d_b = 0,42 \text{ m}$

Donc :

$$A_a = \frac{(1,80 - 0,25) \times 0,881}{8 \times 0,42 \times 0,3} = 10,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_b = \frac{(1,80 - 0,25) \times 0,881}{8 \times 0,39 \times 0,3} = 18,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On choisit donc comme ferrailage :

$A_a = 6\text{HA}16$

$A_b = 6\text{HA}20$

➤ Dispositions de construction :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

Donc : $l_s = 45 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 45 \text{ cm}$

Donc : Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes.

c) Schéma du ferrailage :

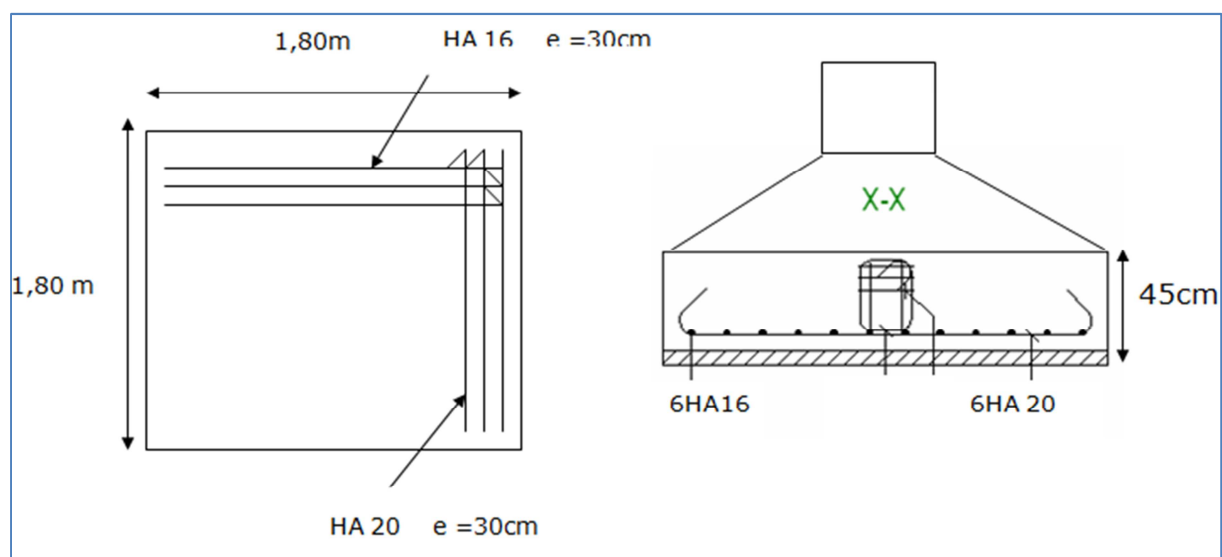


Figure III.11: schéma de ferrailage de la semelle SA1

Résultats de dimensionnement et calculs de ferrailage pour l'ensemble des semelles de la structure est représenté dans les tableaux ci-dessus :

Semelle	Nu cumulé	$\sqrt{(Nu/\sigma)}$	A	B	B-b/4	db	h
	MN	m	m	m	m	m	m
S1	0,5646	1,37	1,40	1,40	0,2875	0,29	0,35
S2	0,6690	1,49	1,50	1,50	0,3125	0,32	0,40
S3	0,6462	1,47	1,50	1,50	0,3125	0,32	0,40
S4	0,7010	1,53	1,60	1,60	0,3375	0,34	0,40
S5	0,6632	1,49	1,50	1,50	0,3125	0,32	0,40
S6	0,8646	1,70	1,70	1,70	0,3625	0,37	0,45
S7	0,8268	1,66	1,70	1,70	0,3625	0,37	0,45
S8	0,8977	1,73	1,80	1,80	0,3875	0,39	0,45

Tableau III-18: Pré dimensionnement

Semelle	Ppropre	poids terre	Nu'	racine(Ns'/σ)	A	B	B-b/4	d	h
	MN	MN	MN	m	m	m	m	m	m
S1	0,17	0,1454	0,8816	1,71	1,80	1,80	0,3875	0,39	0,45
S2	0,23	0,1718	1,0658	1,88	1,90	1,90	0,4125	0,42	0,50
S3	0,23	0,1718	1,0431	1,86	1,90	1,90	0,4125	0,42	0,50
S4	0,26	0,2004	1,1575	1,96	2,00	2,00	0,4375	0,44	0,50
S5	0,23	0,1718	1,0601	1,88	1,90	1,90	0,4125	0,42	0,50
S6	0,33	0,2312	1,4210	2,18	2,20	2,20	0,4875	0,49	0,55
S7	0,33	0,2312	1,3832	2,15	2,20	2,20	0,4875	0,49	0,55
S8	0,36	0,2642	1,5265	2,26	2,30	2,30	0,5125	0,52	0,60

Tableau III-19: Calcul du poids propre et dimensionnement



Semelle	Section d'armatures		Armatures			
	A/A	A/B	NOMBRE	DIAMETRE	NOMBRE	DIAMETRE
	m ²	m ²		mm		mm
S1	18,63	10,07	6	20	6	16
S2	20,32	12,04	7	20	6	16
S3	20,10	11,78	7	20	6	16
S4	21,48	13,24	7	20	7	16
S5	20,27	11,97	7	20	6	16
S6	23,92	16,26	8	20	9	16
S7	23,60	15,83	8	20	8	16
S8	24,62	17,30	8	20	9	16

Tableau III-20: Ferrailage et choix des barres

Semelle	ϕ (cm)	ls(cm)	B/4	B/8	Type d'ancrage	espacement	
	cm	cm	cm	cm		A	B
						cm	Cm
A1	2	73,32	45	22,5	ancrages courbes	30,00	30,00
A2	2	73,32	47,5	23,75	ancrages courbes	27,14	31,67
A3	2	73,32	47,5	23,75	ancrages courbes	27,14	31,67
A4	2	73,32	50	25	ancrages courbes	28,57	28,57
A5	2	73,32	47,5	23,75	ancrages courbes	27,14	31,67
A6	2	73,32	55	27,5	ancrages courbes	27,50	24,44
A7	2	73,32	55	27,5	ancrages courbes	27,50	27,50
A8	2	73,32	57,5	28,75	ancrages courbes	28,75	25,56

Tableau III-21: Espacement des armatures



Chapitre 6 :

Etude thermique

Dans ce chapitre, on va faire le calcul du besoin de chauffage, on commence par délimiter le système étudié puis nous calculerons les déperditions de l'énergie soit par transmission, par ventilation soit par évaporation du plan d'eau. Puis nous enchaînerons par le calcul des gains de l'énergie : gains solaires, gains internes par chaleur métabolique, gains internes par rayonnement des eaux, ou gains internes par convection des eaux. Et nous terminerons par estimer le besoin de chauffage.



I. Bilan thermique :

Sous nos latitudes, profiter pleinement et de manière prolongée d'une piscine implique d'avoir recours à un système complémentaire de chauffage. Pour cela, en fonction du besoin, un large choix d'équipements peut vous être proposé.

Si l'on désire optimiser le confort tout en minimisant la consommation d'énergie achetée, il est nécessaire de comprendre où passent les flux de chaleur et de connaître leur importance. Or il est difficile et onéreux de mesurer tous les flux de chaleur traversant la piscine, et cette mesure est impossible sur un bâtiment en projet. C'est pourquoi le calcul du bilan énergétique de la piscine est d'une grande utilité.

1. Délimitation du système :

La piscine chauffée couverte est un projet qui a pour objectif de présenter une piscine chauffée fonctionnelle toute l'année. C'est pourquoi, le système de chauffage doit assurer le chauffage des eaux de la piscine et des douches ainsi que l'air ambiant de la piscine sans oublier celui des douches et des vestiaires.

La piscine sera fonctionnelle du 8h à 18h, elle va recevoir au plus 500 visiteurs.

2. Diagramme de Sankey de la piscine :

Déperditions

Transmission thermique

Aération

Eau chaude

Chaleur stockée

Pertes techniques

Déperditions

Gains

■ Gains internes

■ Gains solaires passifs

■ Gains solaires actifs

■ Chaleur restituée

■ Apports d'énergie onéreuse

=

Gains

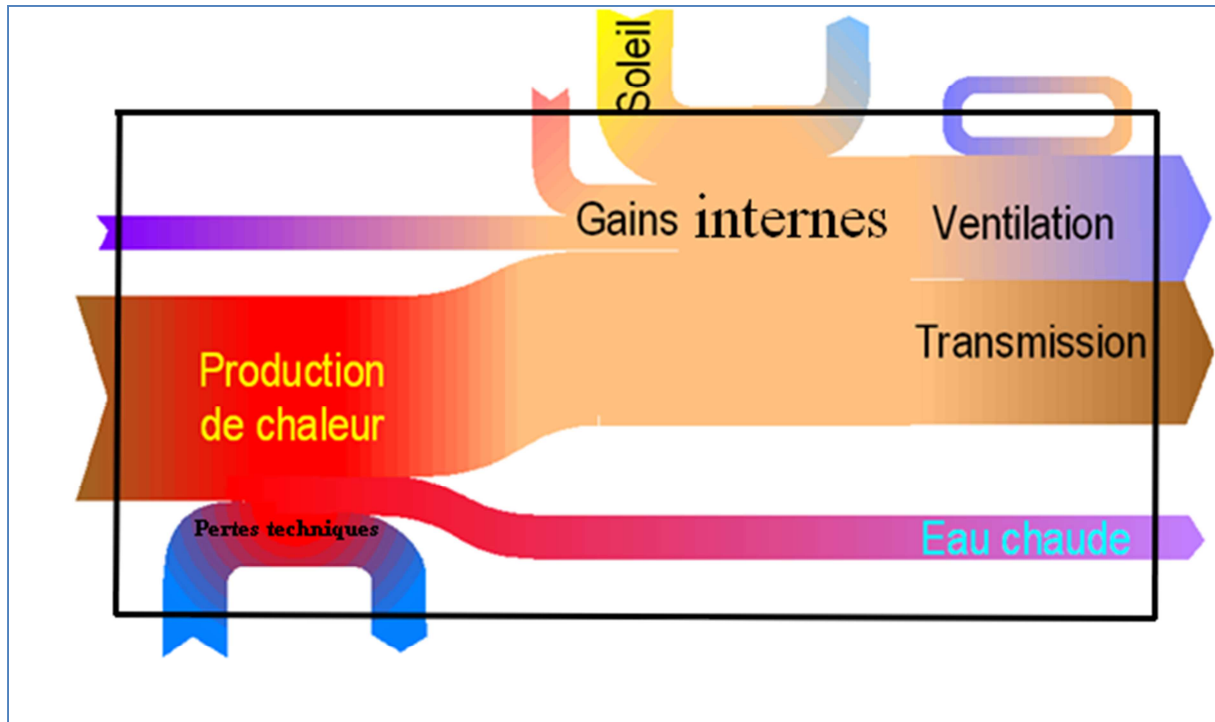


Figure I.1: diagramme de sankey de la piscine

3. Bilan Thermique moyen

Nous allons examiner plus en détail l'approximation quasi-stationnaire, qui consiste à admettre qu'en moyenne, les flux de chaleur transférés à l'extérieur du bâtiment sont égaux aux flux de chaleur qui seraient transférés si les températures intérieures et extérieures étaient constantes et égales aux températures moyennes pendant la période considérée.

Les installations de chauffage possédant généralement une régulation de température, cette approximation est assez bonne pour le calcul des besoins en chauffage lorsque les gains solaires passifs et les apports de chaleur internes (en dehors de l'installation de chauffage) sont faibles.

Le calcul simplifié du bilan thermique moyen se fait de la manière suivante :

$$Q_c = (Q_t + Q_r) - \eta(Q_s + Q_i)$$

Ou

Q_c : Besoin de chauffage

Q_t : Déperditions par transmission

Q_r : Déperditions par ventilation, renouvellement d'air

Q_s : Apports solaires

Q_i : Apports internes

η : Le facteur d'utilisation dépend du rapport gains/déperditions.



II. Déperditions de l'énergie

Les déperditions totales Q_l d'un bâtiment à une seule zone, donc à température intérieure constante et uniforme pour une période donnée peuvent s'exprimer en fonction de la différence de température moyenne entre l'intérieur et l'extérieur:

$$Q_l = H(\theta_i - \theta_e)t$$

où

θ_i : est la température intérieure moyenne;

θ_e : est la température extérieure moyenne;

t : est la durée de la période de calcul (on fera le bilan pour une heure)

H est le coefficient de déperditions du bâtiment :

$$H = HT + HV$$

Où

HT est le coefficient de déperditions par transmission à travers l'enveloppe

HV est le coefficient de déperditions par renouvellement d'air

1. Déperditions par transmission

a) Transmission directe

Le coefficient de déperditions par transmission au travers des éléments séparant le volume chauffé de l'air extérieur se calcule par:

$$H_d = \sum_i A_i U_i + \sum_k l_k \psi_k + \sum_j \chi_j$$

où:

A_i : l'aire de la paroi i de l'enveloppe du bâtiment, en m^2 (les dimensions des fenêtres et portes sont prises égales à celles de l'ouverture dans les parois)

U_i : le coefficient de transmission thermique de la paroi i de l'enveloppe du bâtiment, en $W/(m^2K)$

l_k : la longueur du pont thermique linéaire, en m

- **Parois vitrées :**

Le simple vitrage a une épaisseur de 3 mm, les dimensions des cadres varient selon les façades. La densité de flux exprimée en Watt/mètre carré est la même sur toute les parois vitrées c'est pour cette raison que son calcul est fait en premier. Ainsi, sur les différentes parois, on obtient la puissance perdue en faisant le produit avec la surface du vitrage.

Coefficient de transmission U du simple vitrage.

R_{th} : Transmission thermique de la paroi vitrée.

$$R_{th} = R_{si} + R_{se} + \frac{e_{me}}{\lambda_{me}} + \frac{e_b}{\lambda_b} + \frac{e_{mi}}{\lambda_{mi}}$$

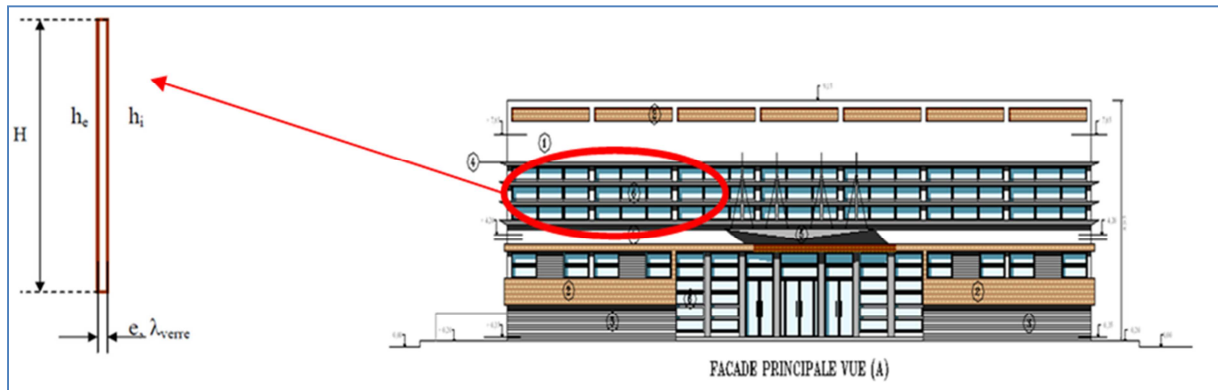


Figure II.1: transmission à travers les parois transparentes

$$R_{th} = \frac{1}{h_i} + \frac{e_v}{\lambda_v} + \frac{1}{h_e} = R_{si} + R_{se} + \frac{e_v}{\lambda_v}$$

λ [W/m.K] : conductivité thermique du verre

h_i, h_e [W/m².K] : Coefficient d'échange par convection-rayonnement respectif des parois intérieure et extérieure.

Les valeurs de h_i, h_e sont tabulées, $\lambda = 1.15$ W/m.K.

La transmission de la paroi vitrée est donc : $R_{th} = 0,17 + \frac{0,003}{1,15} = 0,172 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$

Donc :

$$U_{mur} = \frac{1}{R_{th}} = 5,793 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$$

- Parois opaques :**

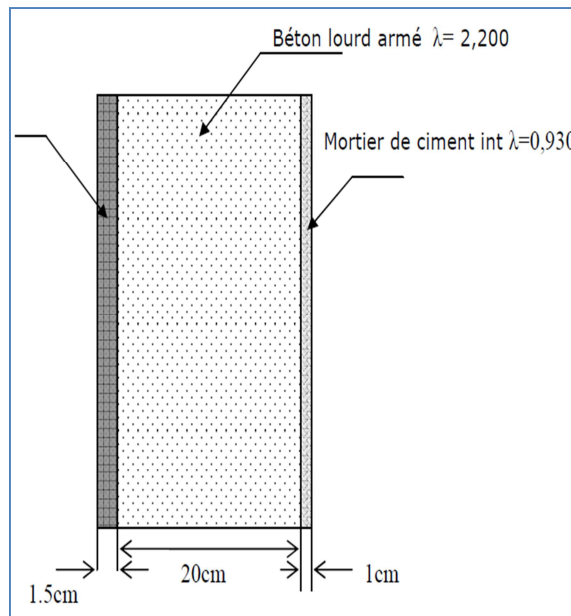


Figure II.2: Coupe du mur et détail des matériaux



$$R_{th} = R_{si} + R_{se} + \frac{e_{me}}{\lambda_{me}} + \frac{e_b}{\lambda_b} + \frac{e_{mi}}{\lambda_{mi}}$$

$$\lambda_{me} = \lambda_{mi} = 1,5 \text{ W/m.K.}$$

$$R_{th} = 0,282 \text{ m}^2 \cdot \text{K/W}$$

Le coefficient de transmission surfacique du mur opaque :

$$U_{mur} = \frac{1}{R_{th}} = 3,55 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$$

On procède de la même façon pour déterminer le coefficient de transmission de tout type de paroi : pour toutes les façades et la toiture.

b) Ponts thermiques :

Ponts linéiques

Ψ est normalisé selon le type de pont:

→ jonction dalle murs,...: $\psi_{max} = 0,3 \text{ W/m K}$

→ appui de fenêtre contre le mur (linteau...):

$$\psi_{max} = 0,10 \text{ W/m K}$$

Ponts ponctuels

La valeur maximale de χ est de 0,3 W/K

On trouve les résultats suivants pour toutes les façades, toiture et plancher bas du hangar.

	Désignation	Surfaciques		Linéiques		Ponctuelles	Ht
		U(W/m ² °C)	A	ψ	I	χ	
Façade 1	Vitrage	5,79	57,762532	0,1	275,267916	0,3	362,271
	Maçonnerie	3,55	36,46	0,3	3,646		130,5268
	Revêtement	3,86					0
						Total	492,798
Façade2	Vitrage	5,79	80,7607551	0,1	390,359448	0,3	506,940
	Maçonnerie	3,55	63,5674061	0,3	3,146		226,608
	Revêtement	3,86	84,1464				324,805
						Total	1058,353
Façade 3	Vitrage	5,79	80,7607551	0,1	390,359448	0,3	506,940
	Maçonnerie	3,55	63,5674061	0,3	3,146		226,608
	Revêtement	3,86	84,1464				324,805
						Total	1058,353



Façade 4	Vitrage	5,79	89,9833839	0,1	409,748321	0,3	562,278
	Maçonnerie	3,55	65,021325	0,3	3,644		231,918
	Revêtement	3,86	70,383				271,678
	Maçonnerie porte	3,86	17,7860263				68,654
						Total	1134,529
Terrasse	couvert métallique	4,96	1147,0316	0,3	208,76	0,3	5752,204

Tableau II-1: Coefficients de transmission des parois

2. Déperditions par le sol

On considère le plancher sur terre-plein constitué d'une dalle en contact avec sol sur la totalité de sa surface. La dalle est non isolée, son coefficient de transmission thermique dépend de la dimension caractéristique du plancher noté B' .

$$B' = \frac{A}{\frac{1}{2}P} \text{ Avec } A, P : \text{ surface, périmètre de la dalle respectivement}$$

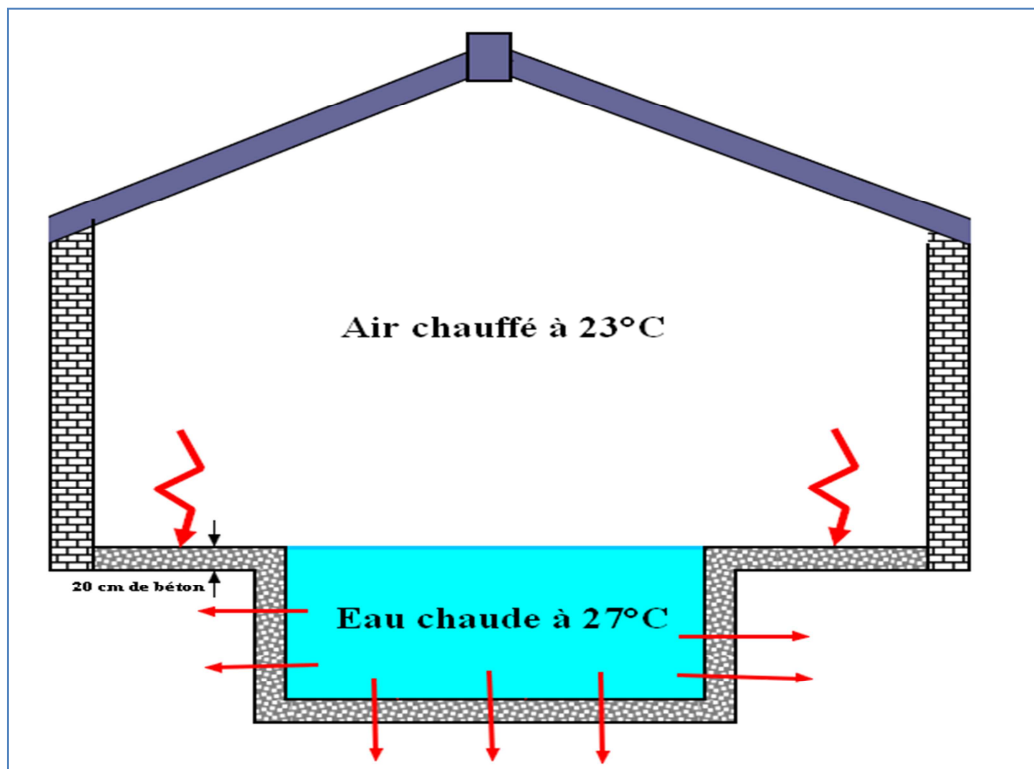


Figure II.3: Pertes par ponts thermiques



a) Plancher bas en contact avec l'air chaud

$P = 228,24\text{m}$ et $A = 526,264\text{m}^2$ Donc $B' = 4,611\text{m}$

Pour faire le calcul des déperditions par le plancher bas, on doit connaître l'épaisseur totale équivalente du plancher noté d_t .

Elle est donnée par la formule suivante :

$$d_t = w + \lambda \cdot (R_{si} + R_{se} + R_f)$$

w : est l'épaisseur totale du mur du plancher toutes couches comprises.

λ : conductivité thermique du sol. $1,5\text{W.m/K}$

R_f : résistance thermique du plancher. 0W.m/K

R_{si}, R_{se} : résistance thermique superficielle intérieure et extérieure. $0,17 ; 0,04\text{W.m/k}$ respectivement.

D'où : $d_t = 0,236\text{m}$

Dans le cas où l'épaisseur équivalente est inférieure à la dimension caractéristique du bâtiment $d_t \leq B'$, le coefficient de transmission thermique de base est donné par :

$$U_0 = \frac{2\lambda}{\lambda B' + d_t} \cdot \ln\left(\frac{\pi B'}{d_t} + 1\right) = 1,3366 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$$

b) Pertes par conduction en périphérie de bassin

Pour la structure du bassin, il y a pertes par conduction en périphérie du bassin.

$P = 92,4\text{m}$ et $A = 709,6\text{m}^2$ Donc $B' = 15,35\text{m}$

Pour faire le calcul des déperditions par le plancher bas, on doit connaître l'épaisseur totale équivalente du plancher noté d_t .

Elle est donnée par la formule suivante :

$$d_t = w + \lambda \cdot (R_{si} + R_{se} + R_f)$$

w : est l'épaisseur totale du mur du plancher toutes couches comprises.

λ : conductivité thermique du sol. $1,5\text{W.m/K}$

R_f : résistance thermique du plancher. 0W.m/K

R_{si}, R_{se} : résistance thermique superficielle intérieure et extérieure. $0,17 ; 0,04\text{W.m/k}$ respectivement.

D'où : $d_t = 0,236\text{m}$

Dans le cas où l'épaisseur équivalente est inférieure à la dimension caractéristique du bâtiment $d_t \leq B'$, le coefficient de transmission thermique de base est donné par :

$$U_0 = \frac{2\lambda}{\lambda B' + d_t} \cdot \ln\left(\frac{\pi B'}{d_t} + 1\right) = 0,628 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$$



3. Déperditions par évaporation du plan d'eau

a) Evaporation des eaux de la piscine :

Selon *ASHRAE Handbook*. American Society of Heating, Refrigerating and Air-conditioning Engineers.

Le taux d'évaporation en kg/h m² peut être estimé pour les piscines de niveau d'activité normale, intégrant les éclaboussements dû aux baignades sur les abords d'une zone.

$$W = \frac{(P_w - P_v)(0,089 + 0,0782 \cdot V)}{Y} \times 3600$$

W = Taux d'évaporation du plan d'eau en kg/h m²

P_w = Pression de vapeur à saturation prise à la température de la surface de l'eau, kPa

P_v = Pression de vapeur au point de rosée selon la température de l'air ambiant de la salle, kPa

V = Vitesse de l'air au-dessus de la surface de l'eau, V=0,15m/s pour les piscines couvertes.

Y = Chaleur latente nécessaire selon le changement d'état de l'eau en vapeur à la température de surface de l'eau ,Y=2330 kJ/kg

En utilisant des formules empiriques, on trouve :

$$P_w = 3,48 \text{ KPa} \quad \text{et} \quad P_v = 1,97 \text{ KPa}$$

On trouve que le taux d'évaporation par une unité de surface :

$$W = 0,224 \text{ kg/h m}^2$$

Donc, l'évaporation totale à la surface du plan d'eau, est de 111,74kg/h

Par conséquent l'énergie perdue par évaporation est :

$E_v = Y \cdot w$ Avec Y : la Chaleur latente de vaporisation à saturation

$$E_v = 75678,65 \text{ Wh}$$



4. Déperditions par ventilation

a) Déshumidification de l'air du hall de la piscine

Le but de la déshumidification de piscine est de maintenir une hygrométrie de 60 à 70% dans un local afin de permettre aux usagers un bon confort ainsi qu'une bonne conservation du bâtiment,

Pour obtenir une bonne déshumidification, il faut prendre en compte différents paramètres:

1. le volume du local
2. la surface du bassin
3. le nombre de personne par jour dans le bassin
4. la température de l'eau
5. la température du local
6. Les remous de l'eau et l'application de la piscine
7. Application privée ou publique

Tous ces paramètres permettront de connaître la quantité d'eau évaporée (généralement en l/h) de la piscine ainsi que le débit d'air suffisant pour traiter le volume de l'enceinte,

b) Débit d'air neuf massique (Q_m) en kg/h

$$Q_m = \frac{m}{W_{ext} - W_a}$$

m = masse d'eau évaporée (g/h)

W_{ext} = teneur en eau de l'air extérieur pour la température et le degré hygrométrique au moment et selon le lieu considéré (g/kg d'air sec)

W_a = teneur en eau de l'air de la piscine (g/kg d'air sec) - A 23°C, 70% Hr,

c) Débit d'air neuf volumique (Q_v) en m³/h

$$Q_v = \frac{m \cdot q_v}{W_{ext} - W_a}$$

q_v = volume spécifique de l'air en m³/kg A 23°C, 70%, Hr,



Température air extérieur			
Température sèche de l'air	Ts	°C	8
Humidité relative	Hr	%	60
Température humide de l'air	Th	°C	4,78
Température de rosée	Tr	°C	0,72
Humidité spécifique	Hs	kg/kg air	0,00397
Enthalpie spécifique	H	KJ/K Kg	18,04
Masse volumique de l'air humide	qm	kg/m3	1,252
Volume spécifique de l'air humide	qvh	m3/kg	0,8
Température air du volume ambiant			
Température sèche de l'air	Ts	°C	23
Humidité relative	Hr	%	70%
Température humide de l'air	Th	°C	19,18
Température de rosée	Tr	°C	17,24
Humidité spécifique	Hs	kg/kg air	0,01231
Enthalpie spécifique	H	KJ/K Kg	54,42
Masse volumique de l'air humide	qm	kg/m3	1,183
Volume spécifique de l'air humide	qvh	m3/kg	0,0132
Calcul débit de renouvellement d'air pour la déshumidification			
Masse d'eau à évaporer	m	kg/h	111,74
Débit d'air neuf volumique	Qv	m3/h	13405,9339
Puissance calorifique pour réchauffer l'air	Q	Wh	70336,41066

Tableau II-2: calcul de la ventilation

Le débit de ventilation qu'on doit assurer pour évacuer la vapeur d'eau est de 13 405,93 m3/h .Les pertes par renouvellement d'air sont quantifiées par l'équation suivante :

$$Q_v = \rho \dot{V} C_p (1 - \eta_r)$$

D'où,

$$Q_v = 4432,65 \text{ Wh}$$



III. Gains de l'énergie

1. Gains solaires

Ces gains représentent la chaleur obtenue à l'intérieur du volume chauffé par transformation du rayonnement solaire qui est entré par les fenêtres ou qui a été capté par des systèmes spécifiques passifs ne faisant pas partie de l'installation de chauffage. Les gains donnés par les installations actives seront abordés dans le chapitre concernant les installations de chauffage.

En principe, toutes les surfaces exposées au rayonnement solaire sont potentiellement des surfaces de captage, permettant de transformer le rayonnement en une forme d'énergie utile, le plus souvent en chaleur. Dans le bâtiment, les surfaces de captage utilisées pour le chauffage solaire passif sont:

- Les surfaces transparentes des fenêtres et portes
- Le sol et les murs des serres et vérandas
- Les parties opaques (façades, toiture), surtout si elles sont recouvertes d'une isolation transparente ou d'un vitrage (murs Trombe)

a) Éléments d'enveloppe transparents

L'aire réceptrice équivalente A_s d'une paroi extérieure vitrée telle qu'une fenêtre, est calculée comme suit:

$$A_s = A F_s F_F g$$

où:

A est l'aire de la surface réceptrice (fenêtre ou porte vitrée)

F_s est le facteur d'ombre de la surface = 1

F_F est le facteur de réduction pour les encadrements des vitrages, égal au rapport de l'aire de la surface transparente à l'aire totale A_n de la menuiserie = 0,95

g est le coefficient de transmission énergétique de la surface vitrée, = 0,82 pour un SV.

Pour la façade A : l'aire réceptrice équivalente du vitrage : $A_s = 45m^2$

b) Parois opaques avec isolation transparente :

Une grande partie du rayonnement solaire incident traverse l'isolation transparente et se transforme en chaleur à la surface absorbante située sous cette isolation. Ainsi, la majeure partie de la chaleur pénètre à l'intérieur du bâtiment.



Les déperditions sont calculées comme pour les parois extérieures ordinaires. Les apports solaires d'une paroi opaque avec isolation transparente ayant l'orientation j, se calculent par :

$$A_s = A \cdot F_s \cdot F_F \cdot \frac{U}{U_e} \cdot \alpha \cdot g$$

A : aire totale de la paroi;

U : coefficient de transmission thermique de la paroi;

U_e : coefficient de transmission thermique externe de paroi; à l'extérieur de la surface absorbant le rayonnement solaire;

F_F : facteur d'ombre des encadrements;

F_s : facteur d'ombrage de l'environnement;

g : coefficient de transmission énergétique solaire de l'isolation transparente;

α : coefficient d'absorption de la surface absorbant le rayonnement solaire;

Pour la maçonnerie de la façade A, l'aire réceptrice équivalente est de :

$$A_s = 32,81m^2$$

Le calcul complet des surfaces équivalentes pour chaque façade et la toiture :

	Désignation	Surface A	Fs	Ff	g	α	U/Ue	As
Façade 1	Vitrage	57,762	1	0,95	0,82			44,997
	Maçonnerie	36,46	1	1		0,6	1,5	32,814
	Revêtement	0	1	1		0,8	1,3	0
								77,811
Façade2	Vitrage	80,760	1	0,95	0,82			62,912
	Maçonnerie	63,567	1	1		0,6	1,5	57,210
	Revêtement	84,146	1	1		0,8	1,3	87,512
								207,635
Façade 3	Vitrage	80,760	1	0,95	0,82			62,912
	Maçonnerie	63,567	1	1		0,6	1,5	57,210
	Revêtement	84,146	1	1		0,8	1,3	87,512
								207,635
Façade 4	Vitrage	89,983	1	0,95	0,82			70,097
	Maçonnerie	65,021	1	1		0,6	1,5	58,519
	Revêtement	70,383	1	1		0,8	1,3	73,19832
	Maçonnerie porte	17,786	1	1		0,8	1,3	18,497
								220,3129
Terrasse	Couvert métallique	1147,0316	1	1		0,7	1	802,92212

Tableau III-1: Surfaces équivalentes pour chaque façades.



2. Gains internes

a) Chaleur métabolique

Ces gains de chaleur "gratuits" proviennent de la chaleur métabolique des habitants et de la chaleur provenant des appareils, éclairage, etc.; qui ne sont pas spécifiquement consacrés au chauffage, mais dont l'énergie consommée se transforme en chaleur générée à l'intérieur du volume chauffé.

Par souci de simplification de calcul, pour prendre en compte la chaleur métabolique provenant des appareils, on va majorer la chaleur métabolique humaine par 15%.

La puissance thermique dégagée par les visiteurs de la piscine présents pendant une part h du temps peut être calculée par:

$$\Phi_h = N \cdot \frac{Ph}{24}$$

où

N est le nombre de gens présents dans la zone chauffée vers les 500 visiteurs

P est la puissance dégagée par habitant 70W

h est le temps de présence en heures par jour est de 4h

D est la surface disponible par habitant est de 4m²

Le gain en chaleur métabolique est de :

$$\Phi_h = 1458,33W$$

b) Rayonnement des eaux

Selon ASHRAE Handbook. American Society of Heating, Refrigerating and Air-conditioning Engineers. Le rayonnement des eaux chaudes de la piscine est quantifié à l'aide la relation suivante :

$$A_1 = 345 \cdot \left\{ \left(\frac{T_e + 273,15}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_s + 256}{100} \right)^4 \right\} \cdot 1,16$$

T_{eau} = température de l'eau du bassin

T_s = Température ambiante de la piscine

Le rayonnement est de : $A_1 = 8232,08 \text{ Wh}$



c) Convection des eaux

Le chauffage doit nous assurer une température de 27°C pour les eaux de la piscine et 23°C pour l'air ambiant.

$$T_{air} 23^{\circ}C \quad et \quad T_{eau} = 27^{\circ}C$$

Donc : $T_m = 25^{\circ}C$

A 25°C : l'air a les propriétés suivantes :

	Conductivité thermique	capacité thermique massique	Viscosité dynamique	Nombre de PRANDTL
Unité	w/(m.K)	J/(kg.K)	Kg/(m.s)	-
Valeur	0,02601	1006,25	1,8746E-05	0,72523902

Tableau III-2:propriétés thermiques

On a le nombre de Rayleigh :

$$Ra = \frac{g\beta \Delta T D^3}{\nu^2} Pr$$

On en déduit le nombre de Nusselt :

$$Nu = \begin{cases} 0,13. (Ra \times Pr)^{0,33} & Si \ Ra \times Pr > 10^9 \\ 0,59. (Ra \times Pr)^{0,25} & Si \ Ra \times Pr < 10^9 \end{cases}$$

$$Nu = \frac{h D}{\lambda}$$

D'où : $h = 1,89W/m^2.K$

Selon *ASHRAE Handbook*. American Society of Heating, Refrigerating and Air-conditioning Engineers. La convection des eaux chaudes de la piscine est quantifié à l'aide la relation suivante :

$$A_2 = h \times (T_{eau} - T_s) \times S$$

T eau = température de l'eau du bassin

Ts = Température ambiante de la piscine

La convection est donc de : $A_2 = 3772,39 Wh$



d) Bilan thermique

Pour faire le bilan thermique de la piscine chauffée couverte, nous étions amenés à calculer la variation de l'irradiation solaire durant les jours de l'année. Par la suite, et vu que la piscine sera opérationnelle durant l'année : Hiver et Eté, le cas le plus défavorable était de prendre une irradiation solaire de 15w/m²

Le bilan thermique de la piscine :

$$Q_c = (Q_t + Q_r) - \eta(Q_s + Q_i)$$

Où

Q_c : Besoin de chauffage

Q_t : Déperditions par transmission

Q_r : Déperditions par ventilation, renouvellement d'air

Q_s : Apports solaires

Q_i : Apports internes

η : Le facteur d'utilisation dépend du rapport gains/déperditions.

	Sym	Unité	Face 1	Face 2	Face 3	Face 4	Toiture	Plancher bas
Irradiation solaire	Ig	w/m ²	15	15	15	15	15	15
Déperditions par transmission	Ht		492,80	1058,35	1134,53	1058,35	5752,20	1,34
Déperditions par renouvellement d'air	Hr		4432,651934					
T ambiant	Ta	°C	23					
T extérieur	Text	°C	8					
Tsol	Tso	°C	15					
Gains solaire	Qs	Wh	77,81	207,64	220,31	207,64	802,92	
Gains internes	Qi	Wh	1458,33					

Tableau III-3: déperditions et gains thermiques



IV. Besoin de chauffage :

Le besoin en chauffage d'un bâtiment est la quantité d'énergie qu'il faut apporter à la piscine pour compenser les déperditions thermiques de l'édifice et maintenir la température d'ambiance souhaitée à l'intérieur de ce dernier. Les apports internes du processus sont pris dans le calcul dans une période d'irradiation solaire minimale

Le besoin de chauffage du bâtiment s'obtient par les étapes suivantes.

1. Réaliser le bilan thermique du bâtiment.
2. Rajouter 20% à la déperdition calculée pour permettre aux moyens de chauffage de monter la piscine en température rapidement.

Besoin en chauffage = Déperditions + 20% - Apports de chaleur

Déptotal= 213, 672 KW

Dapports=24,203KW

On peut donc estimer les déperditions totales du bâtiment à :

Besoin en chauffage du bâtiment= 237,523 KW



Chapitre 7 :

Coût du projet



N°	DESIGNATION	U	Qté	P.U	TOTAL
100. ETUDE - INSTALLATION DE CHANTIER - PREPARATION DU TERRAIN					
102	Installation de chantier	F	1	30 000	30 000,00
103	Préparation du terrain et travaux de démolition	F	1	20 000	20 000,00
200. GROS –ŒUVRES					
201	Fouilles en pleine masse, en rigoles ou en tranchées	m ³	30 000,00	90	2 700 000,00
202	Remblai - évacuation	m ³	30 000,00	50	1 500 000,00
203	Béton de propreté	m ³	70,86	700	49 602,00
204	Maçonnerie en moellons	m ³	270,00	250	67 500,00
205	Béton pour béton armé	m ³	336,03	1 300	436 839,00
206	Béton pour dallage au sol	m ³	67,15	1 000	67 153,50
207	Armatures en aciers Tor	Kg	30 000,00	13	390 000,00
208	Regards pour évacuation :				
	a) pour regard de 0.80 x 0.80 m	U	22	900	19 800,00
	b) pour regard de 5.5 x 0.70 m	U	4	5000	20 000,00
209	Canalisation en PVC :				
	d) pour canalisation PVC ø 90 mm	ml	225	90	20250
	e) pour canalisation PVC ø 63 mm	ml	40	60	2400
	c) pour canalisation PVC ø 140 mm	ml	10	130	1300
	f) pour canalisation PVC ø 225 mm	ml	18	160	2880
	a) pour canalisation en PVC ø 160 mm	ml	56,00	140	7840
210	Caniveau en béton	ml	94,00	500	47000
211	pompe pour piscine	U	3	50000	150000
212	filtre pour piscine	U	1	50000	50000
213	Maçonnerie en agglos creux de 40x20x20 cm	m ²	900,00	110	99000
214	Cloisons Internes (maçonnerie en briques de 10)	m ²	300,00	140	42000
215	Enduit au mortier de ciment	m ²	2 600,00	40	104000
216	Planchers à hourdis en béton	m ²	335,76	350	117516
217	Couronnement d'acrotère	ml	135,84	100	13584
218	structure métallique	kg	64822	25	1620550
219	Eléments secondaires	kg	6482,2	25	162055
220	Abri pour voitures	m ²	115,00	1 200	138000
TOTAL GROS-ŒUVRES=					7 829 269,50

300. ETANCHEITE					
301	Forme de pente sur terrasse	m ²	335,675	50	16 783,75
302	Chape de lissage dite de surfacage	m ²	335,675	30	10 070,25
303	Ecran pare-vapeur	m ²	335,675	150	50 351,25
304	Isolation thermique en laine de roche	m ²	335,675	120	40 281,00
305	Étanchéité bicouches de 2 + 3 mm soudables au chalumeau	m ²	335,675	90	30 210,75
306	Protection d'étanchéité par dalots	m ²	335,675	65	21 818,88



307	carrelage de la piscine	m ²	1070	220	235 400,00
308	couverture Nervesco pour la structure métallique	m ²	1300	500	650 000,00
TOTAL					1 054 915,88
ETANCHEITE.....=					

400. REVETEMENT					
401	Revêtement du sol en grés cérame antidérapant	m ²	680	170	115 600,00
402	Revêtement des murs en carreaux de faïence	m ²	650,00	160	104 000,00
403	Plinthe en grés cérame de 0,10 m	ml	250,00	40	10 000,00
404	Revêtement du bassin	m ²	650	250	162 500,00
405	Revêtement du bord de la piscine	m ²	420	200	84 000,00
TOTAL					476 100,00
REVETEMENT.....=					

500. MENUISERIE - BOIS - ALUMINIUM – METALLIQUE					
501	Portes à lames	m ²	70,00	1000	70 000,00
502	Porte isoplane à 1 vantail	m ²	50,00	750	37 500,00
503	Portes métalliques	m ²	25,00	900	22 500,00
504	Fenêtre vitrée en aluminium	m ²	335,00	1 300	435 500,00
505	Rideaux	m ²	20,00	700	14 000,00
506	Portes pour placards en bois	m ²	10,00	700	7 000,00
TOTAL MENUISERIE - BOIS - ALUMINIUM - METALLIQUE.....=					586 500,00

600. ELECTRICITE – LUSTRIERIE					
601	Mise à la terre	F	1	30 000	30 000,00
602	Tableau de distribution et de protection	U	4	6 600	26 400,00
603	Tableau de fusibles	U	10	2 300	23 000,00
604	Foyer simple allumage	U	36	160	5 760,00
605	Foyer double allumage	U	40	210	8 400,00
606	Foyer vas et vient	U	50	210	10 500,00
607	Prise de courant 2 x 10/16 a + t	U	20	190	3 800,00
608	Bloc autonome de sécurité	U	12	810	9 720,00
609	Hublot étanche	U	21	400	8 400,00
610	réglette ARIC tubes fluorescents de 0.60m	U	15	70	1 050,00
611	Luminaire réflecteur à grille				
	a) Luminaire carré de 0.60x0,60 m et 4x36W	U	30	420	12 600,00
	b) Luminaire rectangulaire de 0.30x0.60m	U	10	420	4 200,00
613	Projecteurs	U	8	600	4 800,00
614	Tableau annonciateur appel chaouch	F	1	1 000	1 000,00
615	Installation de l'onduleur	F	1	2 000	2 000,00
TOTAL ELECTRICITE - LUSTRIERIE=					151 630,00



700. PLOMBERIE - SANITAIRE

703	Vannes et robinets d'arrêt : a) Pour diamètre 20 mm . b) Pour diamètre 25 mm .	U U	25 15	90 170	2 250,00 2 550,00
704	Robinets mélangeurs	U	8	500	4 000,00
705	W.C à l'anglaise	U	10	1 650	16 500,00
706	Sèche-main électrique	U	2	1500	3 000,00
707	Porte-savons	U	10	400	4 000,00
708	Distributeur savons	U	6	800	4 800,00
709	Porte papier hygiénique	U	10	180	1 800,00
710	Porte serviette	U	8	225	1 800,00
TOTAL PLOMBERIE - SANITAIRE=					40 700,00

800. PEINTURE-VERNIS

801	Peinture intérieure et extérieur vinylique	m ²	2 600,00	18	46 800,00
802	Peinture glycérophtalique sur murs et plafonds	m ²	700,00	20	14 000,00
803	peinture structure métallique	m ²	1313,87	3	3 941,61
TOTAL PEINTURE.....=					64 741,61
MONTANT H.T.V.A					10 203 856,99
T.V.A 20 %					2 040 771,40
TOTAL T.T.C					12 244 628,38



Conclusion

Nos objectifs à travers ce projet effectué à l'OCP Khouribga sont triples. Le premier est de maîtriser les méthodes et les techniques de calcul du béton armé et plus précisément les radiers et les murs de soutènement. Le second est de manipuler les différents systèmes utilisés en constructions métalliques et le troisième maîtriser le calcul de l'hydraulicité de la piscine.

*Pour le **premier objectif**, celui de la maîtrise du calcul béton armé, on a pu dimensionner dans ce projet les différents éléments possibles d'un projet béton armé, à savoir : les dalles, les poutres, les poutres consoles, les poteaux, les voiles, les semelles, un radier. Ainsi que d'appliquer les règlements qui y sont appliqués : BAEL91 rev 96, RPS200, DTU 13.12, Fascicule 72.*

En particulier, l'initiation à des méthodes particulières pour le dimensionnement de la piscine : méthode de la poutre console et la méthode des tranches horizontales pour calculer les voiles, et la méthode du plancher renversé et celle des contraintes pour calculer le radier.

*Pour le **deuxième objectif**, L'approfondissement de nos connaissances dans les normes NV65, CM66 et Eurocode 3 qui nous a donné une idée complète sur les éléments d'étude de la charpente métallique : le calcul du vent, le calcul des pannes, le calcul de contreventement et le calcul des portiques en profilés laminés et en PRS, ainsi que l'assemblage entre les différents éléments.*

L'étude de deux variantes de portique nous a permis dans un premier temps de découvrir les différents systèmes utilisés dans la construction métallique. Dans un deuxième temps de comprendre le fonctionnement de chaque système et maîtriser les outils de modélisation sur ordinateur

*Pour le **troisième objectif**, on a pu apprendre tout ce qui est en rapport avec l'étude d'hydraulicité d'une piscine. D'abord, le choix de la variante béton*



armé pour la structure de la piscine n'était pas du tout arbitraire, c'est après une étude comparative avec d'autres variantes à savoir coque en polyester, acier inox qu'on a pu se focaliser sur la variante béton armée. Puis, comme sait tout le monde, l'eau de la piscine se contamine par les baigneurs et l'air pollué, ce qui engendre la formation des bactéries et des algues, c'est pourquoi on a mené une étude pour sélectionner le système de filtration le plus adéquat et le plus efficient. Ensuite, on a dimensionné les canalisations de la piscine. Et pour garantir un confort thermique pour l'ensemble des gens visitant la piscine soit dans l'eau soit dans l'air ambiant, on a fait une étude du système de chauffage, on a élaboré le bilan thermique et on a estimé le besoin de chauffage d'air et d'eau de la piscine.

De notre point de vue personnel, ce projet de construction d'une piscine chauffée couverte a été particulièrement motivant et riche en enseignements de part les particularités, l'originalité et la singularité d'un tel ouvrage. Le plaisir d'y avoir contribué et pris part est d'autant plus important, que la participation à un projet de construction d'une piscine est plutôt rare dans la carrière d'un ingénieur structure en bâtiment.

On avait la chance de côtoyer un ingénieur compétent qui a su nous apporter une méthodologie de travail, des compétences théoriques et techniques et de les mettre à profit à bon escient et de manière la plus opérationnelle.



Bibliographie

[REGLEMENT DE CONSTRUCTION RPS 2000] *Royaume du Maroc, Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Urbanisme, de l'Habitat et de l'Environnement, Secrétariat d'État à l'Habitat.*

[NV 65]

[Eurocode 3] « *Calcul des structures en acier* »

[BAEL 91]

[Construction métallique -Traité de Génie Civil V11] *A.HIRT; BEZ et ALAIN*

[Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3] *Jean Morel, Paris, Eyrolles*

[Concevoir et construire en acier] *Marc Landowski et Bertrand Lemoine, Arcelor*

[méthode du calcul des radiers] *les séminaires du CTC Centre [conception et calcul des structures de bâtiment Tome 1, 2, 3, 4 et 5]*

[Heat convection] *latif M.jiji*

[Site internet, 1] www.lmgc.fr

[Site internet, 2] www.access-steel.com

[Site internet, 3] www.Eau.plaisir.fr

[Site internet, 4] www.Thermexcel.fr

Notes de cours de Mr Debbagh

Notes de cours de Mr NIAZI

Notes de cours de Mr Guissi

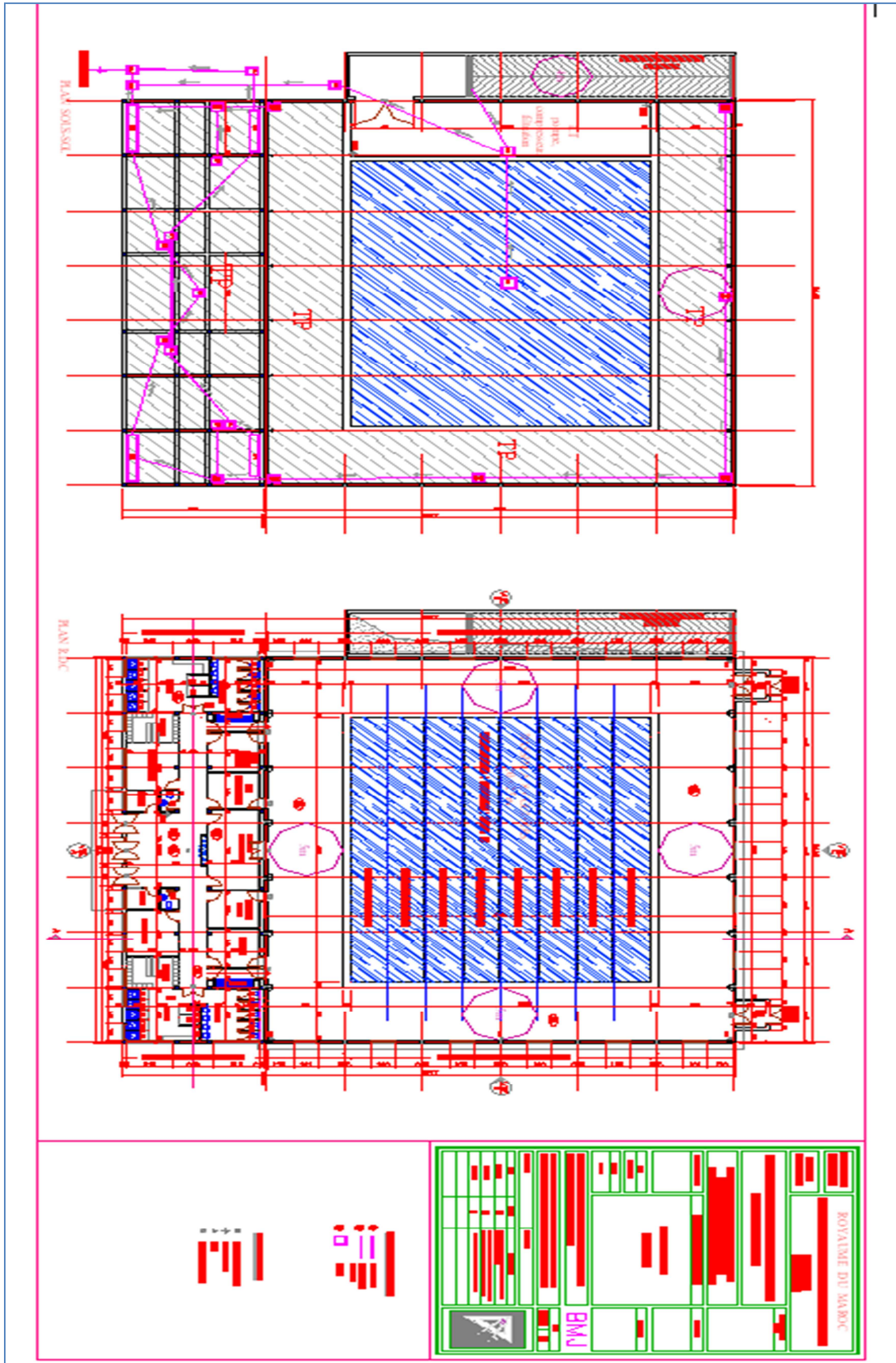


Annexes

- Annex1 : Plan de façades du projet
- Annexe 2 : Plan de masse du projet
- Annexe 3 : Plan architecturaux de la piscine
- Annexe 4 : Assemblages Traverse – Poteau
- Annexe 5 : Assemblage Traverse – Traverse
- Annexe 6 : Assemblage du pied de poteau
- Annexe 7 :Détails de calcul du bilan
thermique d'une piscine chauffée couverte
- Annexe 8 : Diagramme psychométrique



Plan architecturaux de la piscine





Assemblages Traverse - Poteau



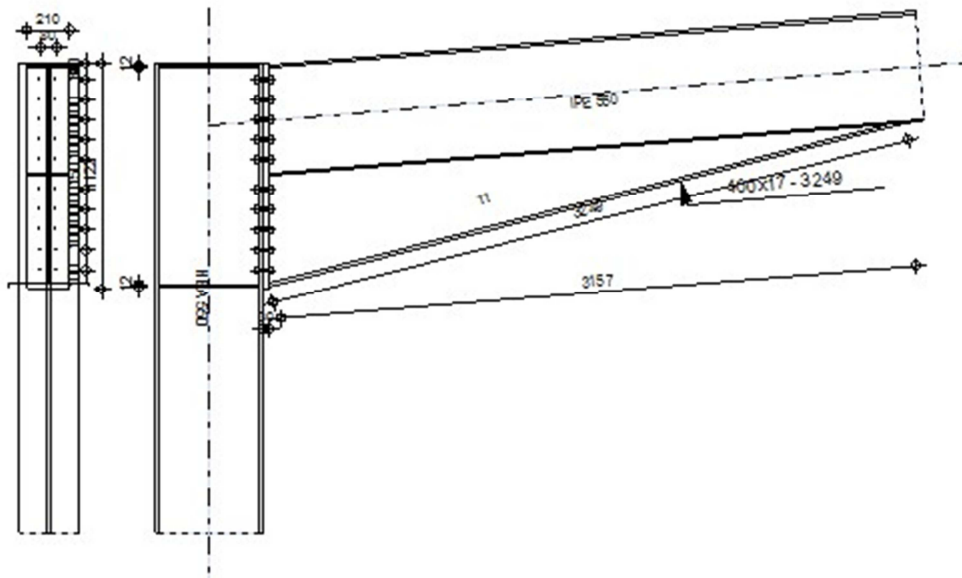
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-460

OK

Ratio
0,98



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 9
 Barres de la structure : 5, 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 500
 Barre N°: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,758$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 111932,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 550
 Barre N°: 7



$\alpha =$	4,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	550	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	134,416	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	67116,500	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER			
$\sigma_{eb} =$	24,00	[daN/mm ²]	Résistance

BOULONS

$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 8.8		Classe du boulon
$F_b =$	9830,40	[daN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	10		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	80	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 80$ [mm]			
Entraxe $p_i = 100;100;100;100;150;100;100;100;100$ [mm]			

PLATINE

$h_p =$	1122	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	210	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	30	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau : ACIER			
$\sigma_{ep} =$	24,00	[daN/mm ²]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	400	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	550	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	3157	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	14,4	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau : ACIER			
$\sigma_{ebu} =$	24,00	[daN/mm ²]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	12	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$\sigma_{esu} =$	24,00	[daN/mm ²]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	12	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau : ACIER			
$\sigma_{esu} =$	24,00	[daN/mm ²]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
---------	---	------	-------------



SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_r =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{rd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : 24: ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50

$M_y = 91775,16$ [daN*m] Moment fléchissant

$F_z = -20301,14$ [daN] Effort tranchant

$F_x = -19196,25$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a'_1	a'_2	a'_3	a'_4	a'_5	a'_6	s	s_1	s_2
1	Intérieurs	23	34			34	53	7	34			47	58			
2	Centraux	23	34					7	34							100
3	Centraux	23	34					7	34							100
4	Centraux	23	34					7	34							100
5	Centraux	23	34					7	34							125
6	Centraux	23	34					7	34							125
7	Centraux	23	34					7	34							100
8	Centraux	23	34					7	34							100
9	Centraux	23	34					7	34							100

$x = 103$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b	F_i	p_i [%]
1	1014	25386,31	0,00	51270,03	50591,88	9830,40	-> 9830,40	100,00
2	914	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	100,00
3	814	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	100,00
4	714	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	100,00
5	614	13132,08	16650,00	24243,66	35433,07	9830,40	-> 9830,40	100,00
6	464	13132,08	16650,00	24243,66	35433,07	9830,40	-> 9830,40	100,00
7	364	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	63,60
8	264	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	0,00
9	164	12459,12	13320,00	19394,93	33644,86	9830,40	-> 9830,40	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure



d_i – position du boulon
 F_p – effort transféré par l'aile du porteur
 F_b – effort transféré par le boulon
 F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 130469,61$ [daN]	Effort total dans la semelle comprimée	$F_{tot} = 2*\Sigma[F_i*(p_i/100)]$
$M_{tot} = 93708,71$ [daN*m]	Moment Résultant Total	$M_{tot} = 2*\Sigma[F_i*d_i*(p_i/100)]$ [9.2.2.2]
Moment		[9.2.2.2.1]
$M_y \leq M_{tot}$	$91775,16 < 93708,71$	vérifié (0,98)
Effort tranchant		[8.1.2]
$Q_{adm} = 3244,03$ [daN]		$Q_{adm} = 1.1*\mu_v*(P_v-N_1)$
$Q_1 \leq Q_{adm}$	$1015,06 < 3244,03$	vérifié (0,31)
Effort axial		[9.1]
$F_{min} = 29491,20$ [daN]		$F_{min} = \min(0.15*A*\sigma_e, 0.15*n*P_v)$
$ F_x \leq F_{min}$	$ -19196,25 < 29491,20$	vérifié (0,65)

La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 127777,55$ [daN]	Effort de compression	$F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle		[9.2.2.2]
$N_{c adm} = 181163,99$ [daN]	Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc}*\sigma_e + N*A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$127777,55 < 181163,99$	vérifié (0,71)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau		[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$127777,55 < 160140,00$	vérifié (0,80)
Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)		
$V_R = 130469,61$ [daN]	Effort tranchant dans l'âme	$V_R = (1/1.54)*A_v*\sigma_e$
$ F_{res} \leq V_R$	$ 127777,55 < 130469,61$	vérifié (0,98)

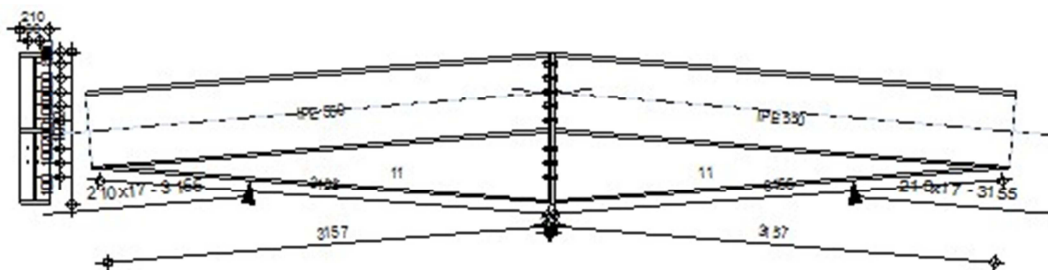
REMARQUES

Hauteur de l'encastrement trop grande. 1102 [mm] > 1000 [mm]
 Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm 1102 [mm] > 1000 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,98

Assemblages Traverse - Traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-460	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure : 12
 Barres de la structure : 7, 8

GEOMETRIE

COTE GAUCHE

POUTRE

Profilé : IPE 550
 Barre N°: 7
 $\alpha = -1,75,3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 134,416$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 67116,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

COTE DROITE

POUTRE

Profilé : IPE 550
 Barre N°: 8
 $\alpha = -4,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 134,416$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 67116,500$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

BOULONS

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 8.8 Classe du boulon



BOULONS

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $F_b = 9830,40$ [daN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 8$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 80$ [mm]
 Entraxe $p_i = 100;100;100;100;200;100;100$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 1072$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ep} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 210$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 3157$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 4,4$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ebu} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 13$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : 24: ELU1 (1+2)*1.33+3*1.50
 $M_y = -42938,20$ [daN*m] Moment fléchissant
 $F_z = -3151,41$ [daN] Effort tranchant
 $F_x = -18935,80$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs							23	34						100	
2	Centraux	23	34													100
3	Centraux	23	34													150
4	Centraux	23	34													150
5	Centraux	23	34													100



Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
6	Centr aux	23	34													100
7	Centr aux	23	34													100

x = 75 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \sqrt{b/e_a}$$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	853	8306,08	0,00	72969,81	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
2	753	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
3	653	9081,75	19980,00	29092,39	9081,75	9830,40	-> 9081,75	100,00
4	453	9081,75	19980,00	29092,39	9081,75	9830,40	-> 9081,75	100,00
5	353	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
6	253	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	87,52
7	153	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	0,00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 100702,07$ [daN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 * \Sigma [F_i * (p_i/100)]$
 $M_{tot} = 56284,26$ [daN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 * \Sigma [F_i * d_i * (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
 Moment [9.2.2.1]
 $M_y \leq M_{tot}$ (0,76)
 Effort tranchant [8.1.2]
 $Q_{adm} = 3244,03$ [daN] $Q_{adm} = 1.1 * \mu_v * (P_v - N_1)$
 $Q_1 \leq Q_{adm}$ (0,06)
 Effort axial [9.1]
 $F_{min} = 23592,96$ [daN] $F_{min} = \min(0.15 * A * \sigma_e, 0.15 * n * P_v)$
 $|F_x| \leq F_{min}$ (0,80)
 La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 76823,72$ [daN] Effort de compression $F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$
 Compression réduite de la semelle [9.2.2.2]
 $N_{c adm} = 100702,07$ [daN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc}/A_b$
 $F_{res} \leq N_{c adm}$ (0,76)

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intér ieurs							23	34						100	
2	Centr aux	23	34													100
3	Centr	23	34													150



Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
	aux															
4	Centr aux	23	34													150
5	Centr aux	23	34													100
6	Centr aux	23	34													100
7	Centr aux	23	34													100

x = 75 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{b/e_a}$$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	853	8306,08	0,00	72969,81	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
2	753	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
3	653	9081,75	19980,00	29092,39	9081,75	9830,40	-> 9081,75	100,00
4	453	9081,75	19980,00	29092,39	9081,75	9830,40	-> 9081,75	100,00
5	353	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	100,00
6	253	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	87,52
7	153	8306,08	13320,00	19394,93	8306,08	9830,40	-> 8306,08	0,00

- d_i – position du boulon
- F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} = 100702,07$ [daN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 \cdot \Sigma [F_i \cdot (p_i/100)]$
 $M_{tot} = 56284,26$ [daN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 \cdot \Sigma [F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]
 Moment [9.2.2.2.1]
 $M_y \leq M_{tot}$ $42938,20 < 56284,26$ **vérifié** (0,76)
 Effort tranchant [8.1.2]
 $Q_{adm} = 3244,03$ [daN] $Q_{adm} = 1.1 \cdot \mu_v \cdot (P_v - N_1)$
 $Q_1 \leq Q_{adm}$ $196,96 < 3244,03$ **vérifié** (0,06)
 Effort axial [9.1]
 $F_{min} = 23592,96$ [daN] $F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot \sigma_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$
 $|F_x| \leq F_{min}$ $|-18935,80| < 23592,96$ **vérifié** (0,80)
 La méthode de calcul est applicable

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 76823,72$ [daN] Effort de compression $F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$
 Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]
 $N_{c adm} = 100702,07$ [daN] Résistance de la section de la poutre $N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$
 $F_{res} \leq N_{c adm}$ $76823,72 < 100702,07$ **vérifié** (0,76)

REMARQUES

Hauteur de l'encastrement trop grande. 1052 [mm] > 1000 [mm]
 Hauteur de l'élément aboutissant supérieure à 1000 mm 1052 [mm] > 1000 [mm]



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,80

Assemblage du pied de poteau



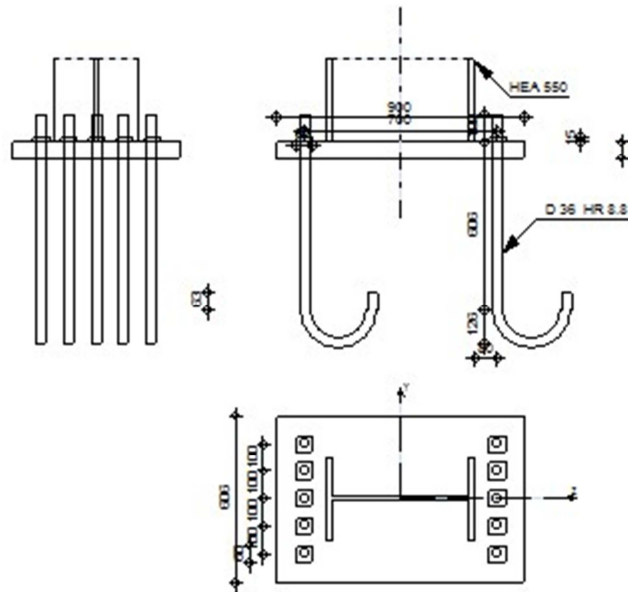
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0,86



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure : 8
 Barres de la structure : 5

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé : HEA 550
 Barre N°: 5
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,758$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 111932,000$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ec} = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 900$ [mm] Longueur



$l_{pd} = 900$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 606$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 60$ [mm] Epaisseur
Matériau : ACIER
 $\sigma_e = 24,00$ [daN/mm²] Résistance

ANCRAGE

Classe = HR 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 36$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 39$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $e_H = 700$ [mm] Ecartement
 $e_V = 100$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100$ [mm]
 $L_2 = 606$ [mm]
 $L_3 = 252$ [mm]
 $L_4 = 63$ [mm]

Plaquette

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 240$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 2,50$ [daN/mm²] Résistance
 $\sigma_{bc} = 1,42$ [daN/mm²] Résistance
 $n = 15,00$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 17$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas : 24: ELU1 (1+2) * 1.33 + 3 * 1.50
 $N = -22007,95$ [daN] Effort axial
 $Q_y = 0,00$ [daN] Effort tranchant
 $Q_z = 19196,25$ [daN] Effort tranchant
 $M_y = -58915,41$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_z = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

$d_{tz} = 350$ [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y
 $d_{ty} = 200$ [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$A = 202$ [mm]

$A = b_{pd}/3$



Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	202	[mm]		$A = b_{pd}/3$
B =	13495,655	[cm ²]		$B = (M_y/N - 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot b_{pd}$
C =	462167,493	[cm ³]		$C = 2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
D =	-36973399,416	[cm ⁴]		$D = -2 \cdot n \cdot A_t \cdot (d_{tz} + 0.5 \cdot l_{pd}) \cdot (d_{tz} + M_y/N)$
Z ₀ =	372	[mm]	Zone comprimée	$A \cdot z_0^3 + B \cdot z_0^2 + C \cdot z_0 + D = 0$

VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE

$\rho_m =$	0,87	[daN/mm ²]	Contrainte maxi dans le béton	$\rho_m = 2 \cdot (M_y + N \cdot d_{tz}) / [b_{pd} \cdot z_0 \cdot (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$
$h_b =$	2622	[mm]		$h_b = z_0 + 2 \cdot [b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v]$
$b_b =$	2350	[mm]		$b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$
$K = \max(1.1; 1 + (3 \cdot b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd}/b_b) \cdot (1 - l_{pd}/h_b)]})$				[Lescouarc'h (1.c)]
$K =$	2,67		Coefficient de zone de pression dimétrale	
$\rho_m \leq K \cdot \sigma_{bc}$	0,87	<	3,79	vérifié (0,23)

ANCRAGE

$N_t =$	15312,0	[daN]	Force de traction max dans le boulon	$N_t = [(M_y - N \cdot (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)] / n_v$
$=$	1		d'ancrage	

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 =$	150	[mm]		$l_1 = 0.5 \cdot b_{fc}$
$l_2 =$	126	[mm]		$l_2 = \pi \cdot 0.5 \cdot a_2$
$l_3 =$	226	[mm]		$l_3 = 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \pi \cdot a_2]$
$l_4 =$	176	[mm]		$l_4 = 0.5 \cdot (s + \pi \cdot a_2)$
$l_{eff} =$	126	[mm]		$l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$
$N_t \leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec}$	15312,01	<	72382,29	vérifié (0,21)

Adhérence

$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot (L_2 + 6.4 \cdot r + 3.5 \cdot L_4)$	15312,01	<	23269,26	vérifié (0,66)
---	----------	---	----------	-----------------------

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e$	15312,01	<	41830,40	vérifié (0,37)
---	----------	---	----------	-----------------------

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$ T_z \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2] / 1.54}$	1919,63	<	32464,79	vérifié (0,06)
---	---------	---	----------	-----------------------

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} =$	6124,81	[daN*m]	Moment fléchissant	$M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c/2)$
$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	6124,81	<	8726,40	Vérifié (0,70)

Cisaillement

$V_{11'} =$	76560,07	[daN]	Effort tranchant	$V_{11'} = n_v \cdot N_t$
$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot (b_{pd} \cdot t_{pd} / 1.5)$	76560,07	<	335879,29	Vérifié (0,23)
$t_{pmin} =$	14	[mm]		$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	60	>	14	Vérifié (0,23)

Traction

$a_1 =$	56	[mm]	Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_1 = a_2 - \sqrt{2} \cdot a_p$
$a_2 =$	80	[mm]	Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage	$a_2 = (a_h - h_c) / 2$
$s =$	100	[mm]	Entraxe verticale des boulons d'ancrage	$s = a_v$
$N_t [daN] \leq 375 \cdot t_{pd} [mm] \cdot [(a_2/a_1) \cdot (s/(s+a_2))]$	15312,01	<	17870,43	Vérifié (0,86)

Zone comprimée

$p =$	0,45	[daN/mm ²]	Contrainte de pression diamétrale dans la section étudiée	$p = \rho_m \cdot [z_0 + 0.5 \cdot (h_c - l_{pd})] / z_0$
$M_{22'} =$	7193,7	[daN*m]	Moment fléchissant	$M_{22'} = b_{pd} / 24 \cdot (l_{pd} - h_c)^2 \cdot (p + 2 \cdot \rho_m)$
$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot b_{pd} \cdot t_{pd}^2 / 6$	7193,73	<	8726,40	vérifié (0,82)

Cisaillement

$V_{22'} =$	72255,06	[daN]	Effort tranchant	$V_{22'} = 0.25 \cdot b_{pd} \cdot (l_{pd} - h_c) \cdot (p + \rho_m)$
-------------	----------	-------	------------------	---



$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * (b_{pd} * t_{pd} / 1.5)$	72255,06 < 335879,29	vérifié	(0,22)
$t_{pmin} = 13$ [mm]			$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	60 > 13	vérifié	(0,22)
$M_3 = 6195,64$ [daN*m] Moment fléchissant			$M_3 = 0.125 * \rho_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$
$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	6195,64 < 8726,40	vérifié	(0,71)
$t_{pd} \geq 0.139 * (I_{pd} - h_c) * \rho_m^{1/3}$	60 > 48	vérifié	(0,80)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,86

Détails de calcul du bilan thermique d'une piscine chauffée couverte

Bilan thermique de la piscine

Données de base

Périmètre du bassin	m	90
Surface du bassin	m ²	500
volume du bassin	m ³	1050
Temps de réchauffage du bassin	h	60
Température du bassin	°C	27
Type d'activité		1

Données psychométriques de l'air ambiant

Attitude du site			
Température du bassin			
Température sèche de l'air (ou bulbe sec)	Ts	°C	23
Température humide de l'air (ou bulbe humide)	Th	°C	19,18
Température de rosée	Tr	°C	17,24
Humidité			
Humidité relative de l'air (60 à 80%;70% moyenne)	Hr	%	70
Humidité spécifique à saturation à la température sèche	Hss	kg/kg air	0,01742



Humidité spécifique de l'air	Hss	kg/kg air	0,01231
Enthalpie, chaleur			
Enthalpie spécifique (ou chaleur totale)	H	KJ/K Kg	54,42
chaleur spécifique de l'air sec	Cp	KJ/K Kg	1,0062
Pression exercée par l'air			
Pression totale du mélange(air humide)-Pression atmosphérique	Patm	Kpa/m ²	101,325
pression de vapeur à saturation à la température sèche	Pvs	Kpa/m ²	2,81
pression partielle de vapeur dans l'air ambiant	Pv	Kpa/m ²	1,97
Volume de l'air à la température sèche			
Volume spécifique de l'air humide/kg d'air sec	V	m ³ /kg d'air sec	0,0132
Masse volumique de l'air humide	Mv	kg/m ³ d'air humide	1,183
Données de calcul du bassin de la piscine			
Données de l'air en contact avec la surface du plan d'eau			
Pression de vapeur à saturation à la surface de l'eau	Pw	Kpa/m ²	3,480
Humidité spécifique à saturation à la température sèche	Hs μ	kg/kg air	0,022
Volume spécifique de l'air humide/kg d'air sec	V	m ³ /kg d'air sec	0,861
Chaleur latente de vaporisation à saturation	Y	KJ/kg vapeur	2438,14
Quantité d'eau évaporée du bassin			
Vitesse du vent	V	m/s	0,14
Evaporation au m ² y/c activités baigneurs	W	kg/h m ²	0,223484431
Evaporation totale à la surface du plan d'eau	B1	kg/h	111,7422153
Apports thermique par le plan d'eau			



Apports sensibles par rayonnement	A1	Wh	8232,077474
Apports sensibles par convection	A2	Wh	3772,386704
Apports latents par vaporisation	A3	Wh	75678,65689
		Wh	87683,12107
Renouvellement d'eau			
1/20ème du volume d'eau de la piscine en 24h		m3/h	2,1875

Bilan thermique de la piscine

En fonction de la surface du plan d'eau+ renouvellement d'eau

Apports sensibles globaux (A1+A2)	A1+A2	Wh	83910,73436
Pertes par évaporation du plan d'eau	A3	Wh	75678,65689
perdes par conduction en périphérie de bassin		Wh	882
Renouvellement d'eau		Wh	43240,79861
	Total	Wh	160471,3912

En fonction de la capacité du bassin, phase de réchauffage

réchauffage du bassin		Wh	345430,5556
renouvellement d'eau		Wh	43240,79861
		Wh	388671,3542



Diagramme psychrométrique

