

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université A-Mira de Béjaïa
Faculté de technologie
Département génie civil

Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option :

Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un réservoir d'eau rectangulaire en béton armé

Sous la direction de :

M^r N. OUDNI

Réalisé par :

HAMANE Hammou

AFROUN Saloua

Présenté devant le jury :

M^{me} T.DJERROUD

M^{me} F.SOUIDI

Année universitaire 2013/2014

Résumé

En Algérie, l'alimentation en eau potable pose des grandes difficultés, notamment en milieu rural. Pour y remédier, on a assisté au cours de ces dernières années à une multiplication d'ouvrage hydraulique tel que les réservoirs.

Notre travail consiste à l'étude d'un réservoir d'eau rectangulaire en béton armé situé à M'chedallah, qui regroupe les organes de stockage, et des régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Après avoir présenté le projet, les principes généraux de calcul, les caractéristiques des matériaux à utiliser en chapitre I, nous avons dimensionné les éléments de réservoir en chapitre II. Dans le chapitre III, nous avons calculé tous les éléments secondaires, tels que : dalle pleine, escaliers, l'acrotère ...

L'étude hydrodynamique ainsi que le calcul des éléments de contreventement (Poteaux, poutres et voiles) à l'aide du logiciel auto desk ROBOT 2012, font l'objet de 4ème et 5ème chapitre.

Après dimensionnement de la structure, nous avons effectués un calcul de l'infrastructure et puis on a achevé notre travail par une conclusion générale.

Mots clés : Eau potable, réservoir d'eau rectangulaire, béton armé, étude hydrodynamique, auto desk ROBOT2012.

Abstract

In Algeria, the supply of drinking water poses major challenges, particularly in rural areas. To remedy this, there has been in recent years a proliferation of hydraulic structures such as reservoirs.

Our job is to study a rectangular reinforced concrete water tank located M'chedallah, which includes storage organs, and pressure regulators and flow between the system of production and consumption patterns.

After presenting the project, the general principles of calculation, the characteristics and laws of behavior of materials used in Chapter I, we sized elements tank Section II. In Chapter III, we calculated all secondary elements, such as solid slab, stairs, parapets ...

The hydrodynamic study and calculation of the bracing (posts, beams and sails) with the auto desk software ROBOT, 2012, subject to the 4th and 5th chapter.

After sizing of the structure, we have made a calculation of the infrastructure and then we completed our work with a general conclusion.

Keywords : drinking water, water tank rectangular, reinforced concrete, hydrodynamic study, ROBOT2012 autodesk.

****Remerciment****

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis(es) qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A Mr *N.OUDNI* notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

A Mr *Mohamed TIBERKAK*, *Anis MOUALEK* et leurs équipe de travail au sein de l'entreprise *AMENHYD-SPA*

A mes amis(es) : *Mounir* et sa fiancée *Dina*, *Karim*, *Amine*, *Laiifa*, *Ayach*, *Halim*, *Sabiha*, *Salima*, *Hanane*, *Nassima*, *Sabrina*, *Soraya*.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

H.Hammou

****Remerciment****

Nous adressons nos sincères remerciements à *Mr OUDNI* de nous avoir encadré et surtout pour ses orientations, conseils et disponibilité durant toute la période de la réalisation de ce travail. Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants

de département GENIE CIVIL, pour leurs rôles importants dans notre formation, en particulier les membres de jury.

En fin, tous nos amis(es) et ceux qui ont contribué pour achever ce travail.

A. Saloua

****Dédicaces****

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

Mes très chères sœurs Houda, Souad et leurs époux, Kenza et ma nièce Diana

Mes très chers grands parents.

Mes très chères tantes, oncles et leurs enfants

La mémoire de mon cher oncle Djaffer.

Ma collègue Saloua, et aussi à tous mes amis(es).

H.Hammou

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mes très chers frères sans oublier JOSIF.

Mes très chères sœurs sans oublier NORA et NAWAL

Mes belles sœurs MALIKA, NACIRA et leurs enfants

Mes copines : NADIA, AICHA, SABAH et SAMIRA.

Tous mes amis sans exceptions

Tous les enseignants et toute la promotion de GENIE CIVIL

A. Saloua

Table des matières

Table des figures	vi
Liste des tableaux	x
Introduction générale	1
Chapitre 1 <i>Caractéristiques des matériaux</i>	3
Introduction	3
1.1 États limites	3
1.1.1 États limites ultime (ELU)	3
1.1.2 États limites de service (ELS)	4
1.1.3 Les principales caractéristiques de notre réservoir sont :	4
1.2 Rappels sur les réservoirs	4
1.2.1 Définition	4
1.2.2 Caractéristiques physiques	5
1.2.3 La nature des liquides contenus	5
1.2.4 L'usage	6
1.2.5 L'architecture de la cuve	6
1.2.6 Nature des matériaux utilisés	6
1.2.7 La complexité de l'édifice	6
1.3 Le béton armé	7
1.3.1 Les résistances caractéristiques du béton	7
1.3.1.1 La résistance caractéristique à la compression	7
1.3.1.2 La résistance caractéristique à la traction	8
1.3.2 Contraintes limites ou admissibles en compression	8
1.3.2.1 Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU)	8
1.3.2.2 Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)	9
1.3.2.3 Diagrammes contrainte-déformation	9
1.3.2.4 Contrainte de cisaillement	10
1.3.3 Déformation longitudinale du béton	11
1.3.3.1 Module de déformation instantanée E_{ij}	11
1.3.3.2 Module de déformation différée E_{uj}	11
1.3.4 Coefficient de Poisson	11
1.4 Les aciers	11

TABLE DES MATIÈRES

1.4.1	Classification	11
1.4.2	Module d'élasticité	12
1.4.2.1	Diagramme contraintes déformations	12
1.5	Actions et sollicitations	13
1.5.1	Actions	13
1.5.2	Les combinaisons d'action	14
1.5.2.1	Combinaison de calcul à l'ELU	14
1.5.2.2	Combinaison de calcul à l'ELS	15
Chapitre 2 <i>Pré-dimensionnement des éléments</i>		16
	Introduction	16
2.1	Pré dimensionnement des éléments	16
2.1.1	Pré-dimensionnement des dalles	16
2.1.2	Charges d'exploitation	18
2.2	Pré dimensionnement des poutre	18
2.2.1	Hauteur et largeur des poutres	19
2.3	Pré-dimensionnement des poteaux	20
2.4	Pré-dimensionnement des parois	23
2.5	Pré-dimensionnement des escaliers	24
	Conclusion	33
Chapitre 3 <i>Etude des éléments secondaires</i>		34
	Introduction	34
3.1	Etude des dalles pleines	35
3.1.1	Dalle sur 04 appuis	35
3.1.1.1	Calcul à l'ELU	35
3.1.1.2	Calcul à l'ELS	39
3.2	Étude de l'acrotère	40
3.2.1	Charge sismique (horizontale)	41
3.2.2	Ferraillage de l'acrotère	41
3.2.3	Vérification de la contrainte de cisaillement	42
3.3	Étude des escaliers	43
3.3.1	Calcul à l'ELU	44
3.3.2	Vérification à l'ELU	45
3.3.3	Vérification à l'ELS	47
3.4	Schéma de ferraillage	48
Chapitre 4 <i>Etude hydrodynamique</i>		49
	Introduction	49
4.1	But de l'étude hydrodynamique	50
4.2	Justification du choix de la méthode	50
4.3	Hypothèses de la méthode de <i>Houzner</i>	51
4.4	Modélisation selon <i>Houzner</i>	51

TABLE DES MATIÈRES

4.5	Étapes et applications de la méthode	52
4.5.1	Calcul de la résultante des pressions impulsives	52
4.5.2	Calcul du moment de flexion de la force d'impulsion	56
4.5.3	Calcul du moment de renversement de la force d'impulsion	57
4.5.4	Calcul de la résultante des pressions oscillatoires	57
4.5.5	Calcul du moment de flexion dû à la force d'oscillation	58
4.5.6	Calcul du moment de renversement dû à P0	59
4.5.7	Moment de flexion résultant	59
4.5.8	Calcul de la hauteur maximale de la vague	59
4.6	Vérification vis-à-vis des efforts du à la pression hydrodynamique	60
4.6.1	La stabilité au renversement	60
4.6.2	Vérification de la section d'encastrement	61
	Conclusion	62
Chapitre 5 Étude des éléments structuraux		63
	Introduction	63
5.1	Études des poutres	63
5.1.1	Descente de charge	64
5.1.1.1	Suivant le sens de la longueur	65
5.1.1.1.1	Ferraillage	66
5.1.1.1.2	Schéma de ferraillage	69
5.1.1.2	Suivant le sens de la largeur	71
5.1.1.2.1	Ferraillage	73
5.1.1.2.2	Vérification au cisaillement	75
5.1.1.2.3	Schéma de ferraillage	76
5.2	Etude des poteaux	77
5.2.1	Recommandations du RPA99 (version 2003)	77
5.2.2	Les sollicitations de calcul	80
5.2.3	Calcul du ferraillage	80
5.2.4	Vérifications	83
5.2.5	Disposition constructive des poteaux	86
5.2.6	Le schéma de ferraillage des poteaux	87
5.3	ETUDE DES PAROIS	88
5.3.1	Détermination des sollicitations dans les voiles	89
5.3.1.1	Voiles extérieurs	89
5.3.1.2	Voile intermédiaire (voile de séparation)	104
5.3.2	Ferraillage des voiles	115
5.3.2.1	Voiles extérieurs	115
5.3.2.2	Voile intermédiaire	116
5.3.3	Schéma de ferraillage	119
5.3.3.1	Voiles extérieurs	119
5.3.3.2	Voile intermédiaire	122

Chapitre 6	<i>Étude de l'infrastructure</i>	123
Introduction	123
6.1	Choix de fondation	123
6.2	Pré-dimensionnement du radier	124
6.2.1	Condition de non poinçonnement	124
6.2.2	Condition de rigidité	125
6.2.3	Condition forfaitaire	125
6.3	Caractéristique géométrique du radier	126
6.3.1	Centre de gravité radier	126
6.3.2	Calcul des inerties	126
6.3.3	Calcul des poids des éléments de la structure	127
6.3.3.1	Poids de la dalle	127
6.3.3.2	Poids de l'acrotère	127
6.3.3.3	Poids propre du voile périphérique d'épaisseur ($h_v =$ $0.45m$)	127
6.3.3.4	Poids propre du voile séparateur d'épaisseur $h_v = 0.45$ m	128
6.3.3.5	Poids des poteaux	128
6.3.3.6	Poids des poutres	128
6.3.3.7	Poids de l'eau emmagasinée	129
6.3.3.8	Poids des terres au-dessus du débord du radier	129
6.3.3.9	Poids propre du radier	129
6.3.3.10	Poids de la surcharge d'exploitation	130
6.4	Calcul des sollicitations	130
6.4.1	Efforts normaux sollicitant le radier	130
6.4.2	Combinaison des charges	131
6.5	Combinaison à satisfaire pour la surface du radier	131
6.6	Calcul des contraintes	132
6.6.1	Réservoir vide ($Pe=0$) ($M_{rev}=0$)	132
6.6.2	Réservoir plein ($Pe \neq 0$) ($M_{ren} = 0$) :	133
6.7	Vérification au renversement	134
6.8	Ferrailage du radier	134
6.9	Détermination des efforts	137
6.9.1	Effort de la contrainte	137
6.9.2	Calcul des moments	138
6.9.2.1	Schémas statique	138
6.9.2.2	Détermination des moments	139
6.10	Tracé des diagrammes	140
6.11	Répartition des moments sur les demi-bandes	141
6.11.1	Calcul des moments de répartition	142
6.11.1.1	Suivant X-X	142
6.11.1.2	Suivant Y-Y	144
6.11.2	Ferrailage	145
6.11.3	Espacement max des armatures	147

TABLE DES MATIÈRES

6.12 Schéma de ferrailage	147
Conclusion générale	150
Annexe	152
.1 Annexe A Dalles rectangulaires unifomément chargées articulées sur leur contour	152
Bibliographie	153

Table des figures

1.1	Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.	9
1.2	Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.	10
1.3	Diagramme contrainte déformation.	12
2.1	La surface de chargement verticale transmis au poteau le plus sollicité.	20
2.2	Détail d'un escaliers.	25
2.3	Escalier droit.	25
2.4	Premier escalier.	26
2.5	Dalle sur 1 seul.	27
2.6	Deuxième escalier.	28
3.1	Schéma de la dalle la plus sollicité.	35
3.2	Schéma de ferrailage de la dalle (vue de face).	37
3.3	Schéma de ferrailage de la dalle (vue de coté).	37
3.4	Schéma de l'acrotère.	40
3.5	Schéma de ferrailage de l'acrotère.	43
3.6	Vue en plan de l'escalier.	43
3.7	Schéma de chargement sur l'escalier.	44
3.8	Section de la volée à ferrillé.	45
3.9	Schéma de Ferrailage de l'escalier.	48
4.1	Vue en 3D de la modélisation par ROBOT 20012.	49
4.2	Equivalent mécanique des pressions d'impulsion.	51
4.3	Equivalent mécanique des pressions d'oscillation. (Action sur paroi). . .	52
4.4	Equivalent mécanique des pressions d'oscillation (Action sur les parois et sur la base)	52
5.1	Répartition des charges selon la méthode de ligne de rupture.	64
5.2	Schéma statique suivant le sens de la longueur à l'ELU.	66
5.3	Diagramme des moments du schéma statique suivant le sens de la longueur ELU.	66
5.4	Diagramme des $V(x)$ du schéma statique suivant le sens de la longueur.	68
5.5	Ferrailage des poutres principales.	70
5.6	Schéma statique suivant le sens de la largeur du réservoir à l'ELU. . . .	72

TABLE DES FIGURES

5.7	Diagramme des moments du schéma statique suivant le sens de la largeur al'ELU.	72
5.8	Diagramme des $V(x)$ du schéma statique suivant le sens de la largeur.	74
5.9	Ferraillage des poutres secondaires.	76
5.10	La zone nodale.	78
5.11	Section d'un poteau.	85
5.12	Schéma de ferraillage des poteaux coupe (E-E).	87
5.13	Schéma du ferraillage du poteau.	87
5.14	Cartographie des moments selon l'axe XX (Sans poussées des terres à l'ELU).	90
5.15	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Sans poussées des terres à l'ELU).	90
5.16	Cartographie des moments selon l'axe YY (Sans poussées des terres à l'ELU).	91
5.17	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Sans poussées des terres à l'ELU).	91
5.18	Cartographie des moments selon l'axe XX (Sans poussées des terres à l'ELS).	92
5.19	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Sans poussées des terres à l'ELS).	92
5.20	Cartographie des moments selon l'axe YY (Sans poussées des terres à l'ELS).	93
5.21	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Sans poussées des terres à l'ELS).	93
5.22	Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).	94
5.23	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).	95
5.24	Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).	95
5.25	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).	96
5.26	Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).	96
5.27	cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).	97
5.28	Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).	97
5.29	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).	98
5.30	Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir plein à l'ELU).	98
5.31	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir plein à l'ELU).	99
5.32	Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir plein à l'ELU).	99

TABLE DES FIGURES

5.33	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Réservoir plein à l'ELU). . .	100
5.34	Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir plein à l'ELS). . .	100
5.35	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir plein à l'ELS). . .	101
5.36	Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir plein à l'ELS). . .	101
5.37	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (Réservoir plein à l'ELS). . .	102
5.38	Cartographie des moments selon l'axe XX (ELA).	102
5.39	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (ELA).	103
5.40	Cartographie des moments selon l'axe YY (ELA).	103
5.41	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} (ELA).	104
5.42	Cartographie des moments selon l'axe XX Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELU).	105
5.43	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELU).	105
5.44	Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELU).	106
5.45	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELU).	106
5.46	Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).	107
5.47	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).	107
5.48	Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).	108
5.49	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).	108
5.50	Cartographies des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).	109
5.51	Cartographies des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).	109
5.52	Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).	110
5.53	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).	110
5.54	Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).	111
5.55	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).	111
5.56	Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).	112
5.57	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).	112
5.58	Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).	113

TABLE DES FIGURES

5.59	Cartographie des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).	113
5.60	Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).	114
5.61	Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).	114
5.62	Cartographie des efforts tranchants selon l'axe XX	118
5.63	Cartographie des efforts tranchants selon l'axe YY	118
5.64	Ferraillage des voiles extérieurs aux appuis.	119
5.65	Ferraillage des voiles extérieurs aux appuis coupe ($Y-Y'$).	120
5.66	Ferraillage des voiles extérieurs en travée coupe ($Z-Z'$).	120
5.67	Ferraillage des voiles extérieurs en travée coupe ($Y-Y'$).	121
5.68	Ferraillage des voiles extérieurs coupe ($X-Y$).	121
5.69	Ferraillage des voiles extérieurs en travée coupe ($Z-Z'$).	122
6.1	Etude géotechnique.	126
6.2	La méthode de demi-bande.	135
6.3	Diagramme les moments sur appuis suivant $X-X$	140
6.4	Diagramme les moments sur appuis suivant $X-X$	141
6.5	Schéma de ferraillage du radier suivant $X-X$ (appui-travée).	148
6.6	Schéma de ferraillage du radier suivant $Y-Y$ (appui-travée).	149

Liste des tableaux

1.1	Les nuances d'aciers.	12
2.1	Dimensions de la 1 ^{ère} partie de l'escalier.	28
2.2	Dimensions de la 2 ^{ème} partie l'escalier.	30
2.3	Charges sur les paliers des escaliers.	30
2.4	Charges sur les volées.	31
2.5	Dimensions des éléments porteurs du réservoir.. . . .	33
3.1	Les résultats obtenus pour le calcul des dalles.	36
3.2	Récapitulatif des résultats des contraintes dans les dalles.	39
3.3	Récapitulatif de ferrailage d'escaliers.	45
3.4	Résumé des vérifications des contraintes.	47
4.1	Valeurs de $\xi(\%)$ (RPA 2003).	54
4.2	Valeurs des pénalités P_q	55
4.3	Récapitulatif de l'étude hydrodynamique.	61
5.1	Résumé de ferrailage longitudinal des poutres principales.	67
5.2	Résumé de ferrailage longitudinal pour les poutres secondaires.	73
5.3	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	79
5.4	Sollicitations dans les poteaux.	80
5.5	Ferrailage longitudinal des poteaux.	82
5.6	Armatures transversales des poteaux.	83
5.7	Vérification des contraintes dans le béton.	85
5.8	Vérification des contraintes tangentielles.	86
5.9	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELU).	91
5.10	Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELU).	92
5.11	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELS).	93
5.12	Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELS).	94
5.13	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELU).	95

LISTE DES TABLEAUX

5.14	Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELU).	96
5.15	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELS).	97
5.16	Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELS).	98
5.17	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELU).	99
5.18	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELU).	100
5.19	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELS).	101
5.20	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELS).	102
5.21	Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Quatrième cas à l'ELA).	103
5.22	Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Quatrième cas à l'ELA).	104
5.23	Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l'ELU).	105
5.24	Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l'ELU).	106
5.25	Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l'ELS).	107
5.26	Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l'ELU).	108
5.27	Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELU).	110
5.28	Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELU).	111
5.29	Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELS).	112
5.30	Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire.	113
5.31	Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Troisième cas à l'ELA).	114
5.32	Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Troisième cas à l'ELA).	115
5.33	Récapitulatif du ferrailage des voiles extérieurs selon l'axe XX	115
5.34	Récapitulatif du ferrailage des voiles extérieurs selon l'axe YY	116
5.35	Récapitulatif du ferrailage de voile intermédiaire selon l'axe XX	116
5.36	Récapitulatif du ferrailage de voile intermédiaire selon l'axe YY	117
5.37	Vérification de l'effort tranchant selon l'axe XX.	118
5.38	Vérification de l'effort tranchant selon l'axe YY.	119

LISTE DES TABLEAUX

6.1	Tableau récapitulative suivant X.	136
6.2	tableau récapitulative suivant Y.	137
6.3	Les moments sur appuis suivant XX.	139
6.4	Les moments sur travées suivant XX.	139
6.5	Les moments sur appuis suivant YY.	140
6.6	Les moments sur travées suivant YY.	140
6.8	Les résultats de ferrailages des demi-bandes suivant XX	145
6.9	Les résultats de ferrailages des demi-bandes suivant YY	146
6.10	Conclusion de ferrailages des demi-bandes suivant X et Y.	146

Introduction générale

L'eau est la principale ressource naturelle qui affecte la vie humaine, le développement économique, le maintien et la promotion de l'environnement.

L'eau est indispensable pour l'utilisation domestique, et d'une importance vitale dans le développement de l'agriculture et des industries. Il existe en grandes quantités d'eaux superficielles qui peuvent être utilisées dans la génération de l'énergie.

La démographie constamment en augmentation, la détérioration du climat, les différents facteurs négatifs engendrés par l'être humain nous obligent à concevoir et à construire différents types de complexes hydrauliques, tels que les barrages, les châteaux d'eau, les réservoirs. Ces complexes deviennent indispensables à la distribution et la consommation d'eau et surtout ils permettent de mieux rationaliser l'eau.

Les réservoirs sont présents partout dans les réseaux d'adduction (et d'assainissement). Ils constituent les organes de stockage, et des régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production. En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.

Ces réservoirs requièrent des études de stabilité vis-à-vis des charges sismiques et dynamiques de plus en plus approfondies, les éléments de ces derniers doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation, et tout ça dans le but de garantir une sécurité aux vies humaines et aux biens matériels.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un réservoir rectangulaire semi-enterré de capacité 5000 m³, situés a M'CHEDALLAH.

Pour bien mené l'étude, nous avons élaboré le plan de travaille suivant :

Chapitre I : nous allons voir la présentation de l'ouvrage et les généralités sur le les règles de BAEL et les caractéristiques des matériaux.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments qui constituent notre réservoir

Chapitre III : étude des éléments secondaires : on va déterminer les armatures des éléments secondaires tel que : Dalles pleines, acrotère, l'escalier.

Chapitre IV : étude hydrodynamique : on déterminera le moment fléchissant et l'effort tranchant due au mouvement de l'eau, et l'effet des vagues sur les voiles et la dalle.

Chapitre V : études des éléments structuraux : on va déterminer les armatures ces éléments tel que : poteaux, poutres et voiles.

Chapitre VI : étude de l'infrastructure : on dimensionne et on calcul la quantité d'acier dans le radier générale.

L'étude se terminera par une conclusion générale.

Caractéristiques des matériaux

Introduction

Les ouvrages en béton armé et les éléments qui les constituent, doivent être conçus de manière à résister avec une sécurité appropriée, à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation.

1.1 États limites

Les états limites se classent en deux catégories :

1.1.1 États limites ultime (ELU)

Les limites considérées sont :

- L'ouvrage doit être en équilibre statique, il ne faut pas qu'il subisse un basculement.
- La rupture des matériaux utilisés n'est pas admise.
- La stabilité de forme des éléments de la construction (flambement).

1.1.2 États limites de service (ELS)

On tient compte des conditions d'exploitation et de durabilité les limites considérées sont :

- La compression du béton.
- Les fissures.
- Les déformations (la flèche).

1.1.3 Les principales caractéristiques de notre réservoir sont :

- **Les caractéristiques sont :**
 - La capacité est de $5000 m^3$.
 - La longueur totale en plan : $32,91 m$.
 - La largeur totale en plan : $24,6 m$.
 - Hauteur utile d'eau : $7,00 m$.
 - Hauteur d'ouvrage : $8,50 m$.
 - Profondeur d'ancrage en sol : $2,50 m$.
- **L'ouvrage est composé de :**
 - Radier en béton armé.
 - Voiles en béton armé.
 - Poutres et poteaux en béton armé.
 - Une dalle pleine.

1.2 Rappels sur les réservoirs

1.2.1 Définition

On appelle réservoir une capacité destinée à contenir un liquide ; l'eau pour notre cas. On distingue trois types de réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés ou château d'eau.

Ces réservoirs peuvent être construits découverts ou au contraire munis d'une Couverture en coupole ou en dalle plate. Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés de plusieurs cellules mêmes superposées.

La forme en plan peut être quelconque. Cependant la plupart du temps, les petits réservoirs se font carrés ou rectangulaires, mais la forme circulaire est moins coûteuse. Et lorsque que les moyens d'exécution le permettent, on réalise des réservoirs de forme tronconique et cylindro-tronconique à la place des réservoirs cylindriques de grand volume.

Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités ; mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint. ces types des réservoirs sont classés selon ces critères.

1.2.2 Caractéristiques physiques

- Profondeur maximale ;
- Zone inondée ;
- Le volume d'eau à plein remplissage.

1.2.3 La nature des liquides contenus

- Réservoir à eau ;
- Réservoir à hydrocarbures (pétrole, essence, huile) ;
- Réservoirs à produits noirs (bitume).

1.2.4 L'usage

- Bassins de traitement (pour le malaxage des produits, l'épuration des eaux usées) ;
- Cuve à gazomètre ;
- Réservoirs de stockage pour divers liquides ;
- Bassins sportifs (piscines).

1.2.5 L'architecture de la cuve

- Réservoirs rectangulaires ;
- Réservoirs circulaires ;
- Réservoirs carrés ;
- Réservoirs de forme diverse.

Le choix de la forme à adapter se fait selon la nature du produit à stocker.

1.2.6 Nature des matériaux utilisés

- Réservoirs en béton armé ;
- Réservoirs métalliques ;
- Réservoirs en maçonnerie ;
- Réservoirs en béton précontraint.

1.2.7 La complexité de l'édifice

- Réservoirs simples ;
- Réservoirs multiples ;
- Réservoirs superposés ;
- Réservoirs superposés multiples.[1]

1.3 Le béton armé

Le béton utilisé dans notre étude est conforme aux règles du B.A.E.L 91 , puisque on va batisr une construction hydraulique on doit utiliser :

- Un béton étanche, pour les éléments qui seront en contacte avec l'eau leur dosage sera de 400 kg/m^3 avec CPA425.
- Un béton dosé de 350 kg/m^3 avec CPA425 pour le reste des éléments du réservoir.

Le béton est un matériau hétérogène c'est-à-dire un mélange du ciment, sable, gravier et de l'eau dosés convenablement, pour obtenir au moment du coulage une pâte consistante qui va avoir après durcissement les qualités suivantes :

- Une bonne résistance mécanique ;
- Une bonne résistance aux agents agressifs ;
- Une indéfectibilité instantanée et différée.

Du point vue mécanique le béton est défini par sa résistance caractéristique en compression f_{c28} , elle est mesurée généralement à 28 jours par des essais d'écrasement en compression centrée sur des éprouvettes normalisées de forme cylindriques, leurs hauteur est de 32 cm et leurs diamètre est de 16 cm , aussi par sa résistance caractéristique en traction f_{t28} qui est déterminée par l'essai de traction par flexion ou essais par fendage (essais brésilien).

1.3.1 Les résistances caractéristiques du béton

1.3.1.1 La résistance caractéristique à la compression

D'après le *BAEL91* la résistance caractéristique à la traction du béton est donnée par les formules suivantes qui sont données en fonction du temps (jours) :

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$$

- Pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression au $j^{\text{ème}}$ jour.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au 28^{ème} jour.

1.3.1.2 La résistance caractéristique à la traction

D'après le *BAEL91* la résistance caractéristique à la traction du béton est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times 25 \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

1.3.2 Contraintes limites ou admissibles en compression

1.3.2.1 Contrainte de calcul à l'état limite ultime (ELU)

C'est la contrainte limite qu'il ne faut pas dépasser, elle est donnée, d'après le règlement B. A.E.L 91, par la formule qui suit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h ;
- $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h ;
- $\theta = 0,85$ si non.

γ_b : Coefficient de sécurité partiel qui tient compte de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés.

$g_b = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales

$g_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

1.3.2.2 Contrainte de calcul à l'état limite de service (ELS)

Le règlement B. A.E.L 91 fixe la contrainte de compression du béton comme suite :
 $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}(MPa)$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

1.3.2.3 Diagrammes contrainte-déformation

- A l'ELU nous adoptons un diagramme parabole-rectangle :

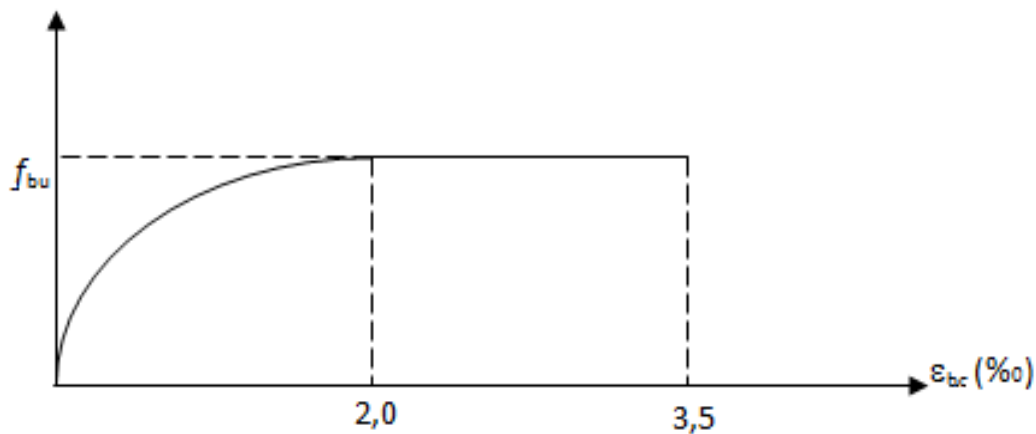


FIGURE 1.1 – Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

- A l'ELS : le béton doit travailler à l'état élastique, le diagramme est donc linéaire.

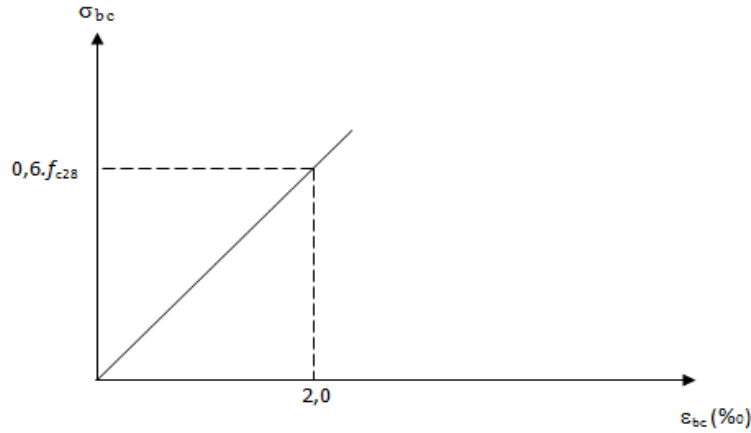


FIGURE 1.2 – Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

1.3.2.4 Contrainte de cisaillement

Cette contrainte est limitée, selon le type de fissuration, pour des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

- Fissuration peu préjudiciable F.P.P :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right]$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable F.P et F.P.P :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$$

1.3.3 Déformation longitudinale du béton

1.3.3.1 Module de déformation instantanée E_{ij}

Pour une durée d'application de la charge inférieure à 24h

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{\frac{1}{3}} (MPa)$$

1.3.3.2 Module de déformation différée E_{uj}

$$E_{uj} = E_{ij}/3(MPa)$$

1.3.4 Coefficient de Poisson

Pour le béton, le coefficient de Poisson à les valeurs suivantes :

$$ELU \rightarrow \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations.}$$

$$ELS \rightarrow \nu = 0,20 \text{ pour le calcul des déformations.}$$

1.4 Les aciers

1.4.1 Classification

Il y'a deux critères de classification pour les aciers, selon la forme de leurs surfaces et de leurs nuances. Le tableau 2.1 représente les différents types d'acier avec leurs nuances :

Type D'aciers	Nuance	Limite élastique (Mpa)	Contrainte de rupture	Allongement
Rond lisse (R.L)	FeE 22	215	330 à 490	22
	FeE 24	235	410 à 490	25
Haute adhérence(H.A)	FeE 40	400	480	14
	FeE 50	500	550 à 490	12

TABLE 1.1: Les nuances d'aciers.

1.4.2 Module d'élasticité

L'expérience a montré que la valeur du module élastique (E_s) est pratiquement constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa$$

1.4.2.1 Diagramme contraintes déformations

➤ A l'ELU

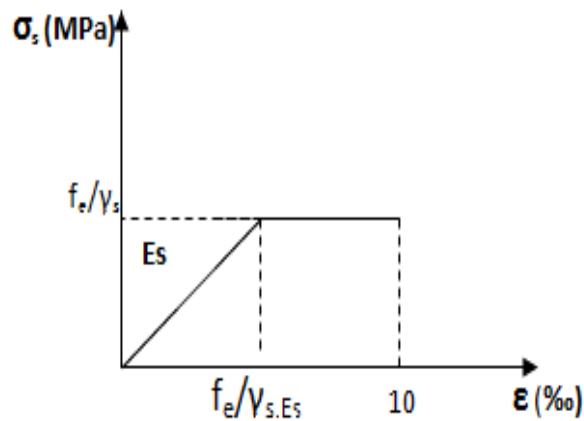


FIGURE 1.3 – Diagramme contrainte déformation.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ 1 & \text{En situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

La contrainte limite de traction dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

➤ A l'ELS

La contrainte limite des aciers tendus est selon le type de fissuration :

– Fissurations peu nuisible (FPN) :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

– Fissurations peu préjudiciable (FP) :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)$$

– Fissurations très préjudiciables (FTP) :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{3}f_e; 90\sqrt{n \times f_{tj}}\right)$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton au $j^{\text{ème}}$ jour en MPa.

$$n = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers R. A (Rond lisse).} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers H. A (Haute adhérence).} \end{cases}$$

1.5 Actions et sollicitations

1.5.1 Actions

Ce sont les forces et les couples exercés directement sur la structure ou résultants de déformations imposés à la construction (effets thermiques, hygrométriques, tassement différentielle d'appuis, etc).

On distingue trois types d'actions :

A) **Actions permanentes :**

Notées **G** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ; tel que le poids propre, les revêtements...

B) **Actions variables :**

Notées **Q** dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps tel que :

- Les charges d'exploitations ;
- Les surcharges climatiques : neige, vent, effets des températures ;
- L'intensité du retrait et de fluage.

C) **Actions accidentelles :**

Notées **FA** qui sont des actions rares et de courte durée tel que : le séisme, explosions, incendies.

1.5.2 Les combinaisons d'action

1.5.2.1 Combinaison de calcul à l'ELU

a) **Situation durable ou transitoire (SDT)**

Ce sont des situations où sont appliquées seulement les actions permanentes et les actions variables, sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i \neq 1}^n 1,3 \times \psi_{0i} \times Q_i$$

b) **Situation accidentelle (SA)**

C'est les actions accidentelles (séisme, choc...etc.) qui viennent s'ajouter aux actions permanentes et les actions variables. Elles sont données par les combinaisons suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + FA + \psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i \neq 1}^n 1,3 \times \psi_{2i} \times Q_i$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle (action de base).

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i : Action variable d'accompagnement.

ψ_{11} : Coefficient de valeur fréquente d'une action variable.

ψ_{2i} : Coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable (R.P.A).

$\psi_{0i} : \psi_{11}; \psi_{2i}$: Définis dans l'annexe du BAEL 91.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération qui dépend de Q_1 ET Q_i

$$\gamma = \begin{cases} 1,50 & \text{dans le cas général} \\ 1,35 & \text{dans le cas de température.} \\ 1,20 & \text{dans le cas du vent.} \end{cases}$$

1.5.2.2 Combinaison de calcul à l'ELS

Dans le cas général, la combinaison d'action est donnée par :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i \neq 1}^n 1,3 \times \psi_{0i} \times Q_i$$

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré dimensionnement des éléments de l'ouvrage se fait en respectant les règlements suivants :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).
- Le règlement de béton arme aux états limites (BAEL 91).
- Les règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA).

2.1 Pré dimensionnement des éléments

2.1.1 Pré-dimensionnement des dalles

L'épaisseur de la dalle sera déterminée à partir des conditions suivantes :

A) **Détermination du sens de travail de la dalle :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,8}{5,5} = 0.872 > 0.4$$

Donc le panneau de notre dalle porte dans les deux sens.

Et comme on a des panneaux continus donc :

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{4,8}{40} = 0,12m = 12cm$$

B) Condition de sécurité à l'incendie :

L'épaisseur de la dalle dépend de la durée de coup feu :

- Pour une heure de coup de feu $e = 7cm$.
- Pour deux heures de coup de feu $e = 11cm$.

C) Condition de résistance en flexion :

Pour une dalle qui repose sur 3 à 4 appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \\ \frac{5,5}{50} \leq e \leq \frac{5,5}{40} \\ 11cm \leq e \leq 13,75cm \end{array} \right. \quad \text{Avec : } L = 5,5m \text{ (portée porteuse).}$$

On doit vérifier la condition de la flèche : (*Article du B.A.E.LB.6.5.3 valeurs limites des flèches*) :

$$F_{max} \leq F_{calculée}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} f \leq \frac{1}{500} & \text{si } l \leq 5m. \\ f \leq 0,5cm + \frac{1}{1000} & \text{si } l \geq 5m. \\ f \leq \frac{1}{250} & \text{pour les consoles } l \leq 2m. \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $F_{cal} = \frac{1}{500}$ et $F_{max} = \frac{5 \times G_t \times l^4}{384 \times EI}$

1 Calcul de E_{ij}

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195Mpa$$

2 Calcul du moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times e^3}{12} \Rightarrow I = \frac{e^3}{12}$$

Après calcul on aura : $e = 20cm$

3 Charges permanentes :

$$G_t = \sum ei \times \gamma_i$$

e_i : Épaisseur de la couche (i).

Béton de pente (8 cm) $\Rightarrow 22 \times 0,08 = 1,76kN/m^2$

Isolation thermique (liège) (4 cm) $\Rightarrow 4 \times 0,04 = 0,16kN/m^2$

Étanchéité multicouche (2 cm) $\Rightarrow 6 \times 0,02 = 0,12kN/m^2$

Protection en gravillon (2 cm) $\Rightarrow 16 \times 0,02 = 0,32kN/m^2$

Dalle pleine (20 cm) $\Rightarrow 25 \times 0,2 = 5kN/m^2$

$$\sum G = 7,36kN/m^2$$

2.1.2 Charges d'exploitation

La terrasse est non accessible d'après le (BAEL 91) $Q = 1kN/m^2$

Donc $G_{tot} = \sum charge\ permanente + \sum charge\ d'exploitation$

$$G_{tot} = 8,36kN/m^2$$

2.2 Pré dimensionnement des poutre

Les poutres sont pré dimensionnées selon le règlement (BAEL 91) et les prescriptions proposées par le (RPA 99).

L : longueur de la poutre.

H : hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

2.2.1 Hauteur et largeur des poutres

Il faut vérifier la condition suivante :

- Suivant Le sens x- x :

$$\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10}$$

$$L_x = 4,80m \begin{cases} \frac{4,80}{15} \leq h \leq \frac{4,80}{10} & \Leftrightarrow 32cm \leq h \leq 48cm \\ 0,3h \leq b \leq 0,8h & \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 32 \end{cases}$$

Donc on prend : **h=40cm et b= 30cm**

- Suivant Le sens y- y :

$$\frac{L_y}{15} \leq h \leq \frac{L_y}{10}$$

$$L_y = 5,50m \begin{cases} \frac{5,50}{15} \leq h \leq \frac{5,50}{10} & \Leftrightarrow 36cm \leq h \leq 55cm \\ 0,3h \leq b \leq 0,8h & \Leftrightarrow 15 \leq b \leq 40 \end{cases}$$

On prend : **h = 50cm et b= 40 cm**

Vérification des dimensions d'après le (R.P.A 99) :

L'article 7.5.1 du règlement prescrit les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} h \leq 30cm \\ b \leq 20cm \\ \frac{h}{b} = 1,25 < 4 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées. On prend :

$$\text{Sens secondaire x-x : } (b \times h) = (30 \times 40)cm^2$$

$$\text{Sens principale y- y : } (b \times h) = (40 \times 50)cm^2$$

2.3 Pré-dimensionnement des poteaux

Notre réservoir contient 16 poteaux et la figure ci-dessous montre la surface du chargement vertical transmis au poteau le plus sollicité :

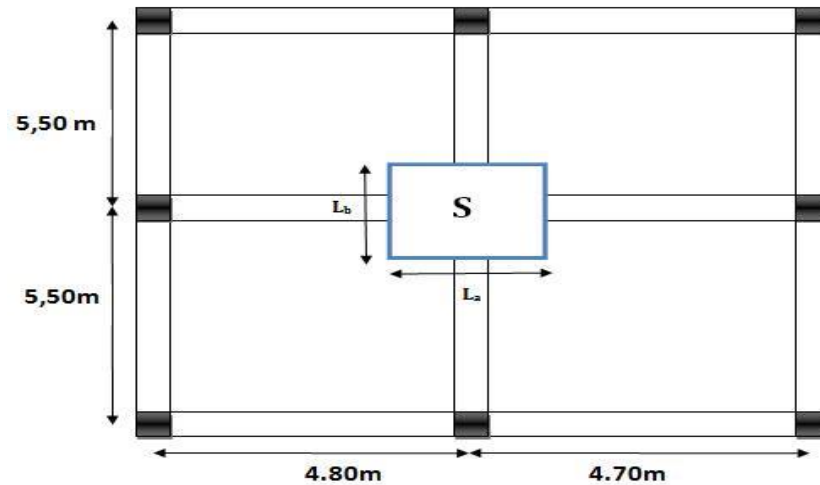


FIGURE 2.1 – La surface de chargement verticale transmis au poteau le plus sollicité.

Les poteaux à dimensionner sont de section carrée et doivent respecter les conditions suivantes :

- A) **L'effort normal appliqué doit être inférieur à l'effort résistant (BAEL 91) :**

$$N_u \leq N_{res}$$

N_u : est l'effort normal appliqué dans le poteau : $N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q$

$$G = 25 \times h + 2,36 = 7,36 \text{ KN/m}^2$$

$$N_G = N_{dalle} + N_{poutre}$$

$$N_{dalle} = G_d \times S = 7,36 \times (4,75 \times 5,5) = 192,28 \text{ KN}$$

$$N_{poutre} = b \times L \times \gamma_{bet} = 0,4 \times 0,5 \times 5,5 \times 25 = 27,5 \text{ KN}$$

$$N_G = 219,78 \text{ KN}$$

$$N_Q = Q \times S = 1 \times 5,5 \times 4,75 = 26,125 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 337,953KN$$

N_{res} : est l'effort normal résistant :

$$N_{res} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Af_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

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

$$N_u \leq N_{res} \Rightarrow N_u \leq \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Af_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots(1)$$

N_{res} : est l'effort normal résistant.

$$NU < \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s + f_e}{\gamma_s} \right)$$

Le réservoir se trouve dans la zone I Ia d'après le R.P.A 99 :

$$\frac{A}{B_r} = \frac{8}{1000}$$

Donc l'équation (1) nous donne :

$$B_r \geq N_u/\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{8f_e}{1000\gamma_s} \right)$$

On pose $\lambda = 35$ pour tenir compte de tous les aciers $\Rightarrow \alpha = 0,708$

AN :

$$F_{C28} = 25MPa \quad \gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15 \quad F_e = 400MPa$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{15,08} \quad B_r \geq 0,0246m^2$$

Pour un poteau carré : $B_r = (\alpha - 0,02)^2$

B_r sera majorée de 20% pour tenir compte de l'effet des charges horizontales (séisme).

$\rightarrow \alpha \geq \sqrt{1,2B_r + 0,02}$ On pose $\lambda = 35$ pour tenir compte de tous les aciers
 $B_r = (\alpha - 0,02)^2$, d'où : $\alpha \geq 19,18cm^2$

B) Les poteaux doivent vérifier la condition du flambement : $\lambda \leq 50$

avec λ : l'élançement géométrique des poteaux.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Pour notre cas le poteau est considéré comme articulé à une extrémité et encasté à l'autre donc la longueur du flambement $l_f = l_o/\sqrt{2}$

avec : l_f la longueur du flambement : $l_f = 0,707 \times l_o$

- La surface de la section transversale :

$$B = \alpha \times \alpha \Rightarrow B = \alpha^2$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{a \times \alpha^3}{12} \Rightarrow I = \frac{\alpha^4}{12}$$

- Le rayon de gyration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\alpha^4/12}{\alpha^2}} \Rightarrow i = \frac{\alpha}{\sqrt{12}}$$

- Le calcul de l'élançement mécanique :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Pour $\lambda \leq 50$ on prend $\lambda = 40$:

$$\lambda = \frac{0,707 \times l_o \times \alpha}{\sqrt{12}} \Rightarrow \alpha \geq \frac{0,707 \times \sqrt{12} \times l_o}{40} \Rightarrow \alpha \geq \frac{0,707 \times \sqrt{12} \times 5,20}{40}$$

$$\alpha \geq 0,477m$$

Donc on choisit : $\alpha = 50cm$ une section $(50 \times 50)cm^2$

➤ Vérification selon l'article 7.4.1 du R.P.A99

Les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions suivantes :

- $Min(a, b) \geq 30cm$
- $Min(a, b) \geq h_e/20 = 8,50/20 = 42,5cm$
- $1/4 < \frac{b}{a} = 1 < 4$ La section du poteau étant carrée, la condition est donc vérifiée

Pour satisfaire ces conditions, on prend $a = b = 50cm$

➤ Vérification de l'élanement

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{5,51 \sqrt{12}}{0,5} = 38,17 \leq 50 \Rightarrow \text{l'élanement est vérifié.}$$

Donc la section des poteaux choisie est :

$$a \times b = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

2.4 Pré-dimensionnement des parois

Pour le dimensionnement des parois, le R.P.A 99 prévoit les conditions suivantes :

- $e \geq 15cm$
- $e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}\right)$

AN : $h_e = 8,50m$ donc $e \geq \max(42,4; 38,63) \Rightarrow e \geq 42,4cm$

➤ **Conclusion**

L'épaisseur des parois choisies est :

$$e = 45cm$$

➤ **Vérification**

Selon le BAEL 91, on ne considère des voiles de contreventement que si : $L \geq 5e$

L : Longueur du voile.

$L = 32,91m$ $e = 0,45m$ d'ou $32,91 > 2,25$ la condition est vérifiées

$L = 24,60m$ $e = 0,45 m$ d'ou $24,60 > 2.25$ la condition est vérifiée.

2.5 Pré-dimensionnement des escaliers

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, composé de :

- Giron (g) : largeur de la marche.
- Contremarche (h) : hauteur de la marche.
- Emmarchement (l) : longueur de la marche.
- Ligne de foulée : projection en plan du chemin suivi pour emprunter les escaliers, elle est tracée à 50 cm du jour.
- Paillasse : la dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.
- Palier : la dalle horizontale d'accès, de repos ou d'arrivée.
- Volée : succession de marches entre deux paliers.
- Pente : l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

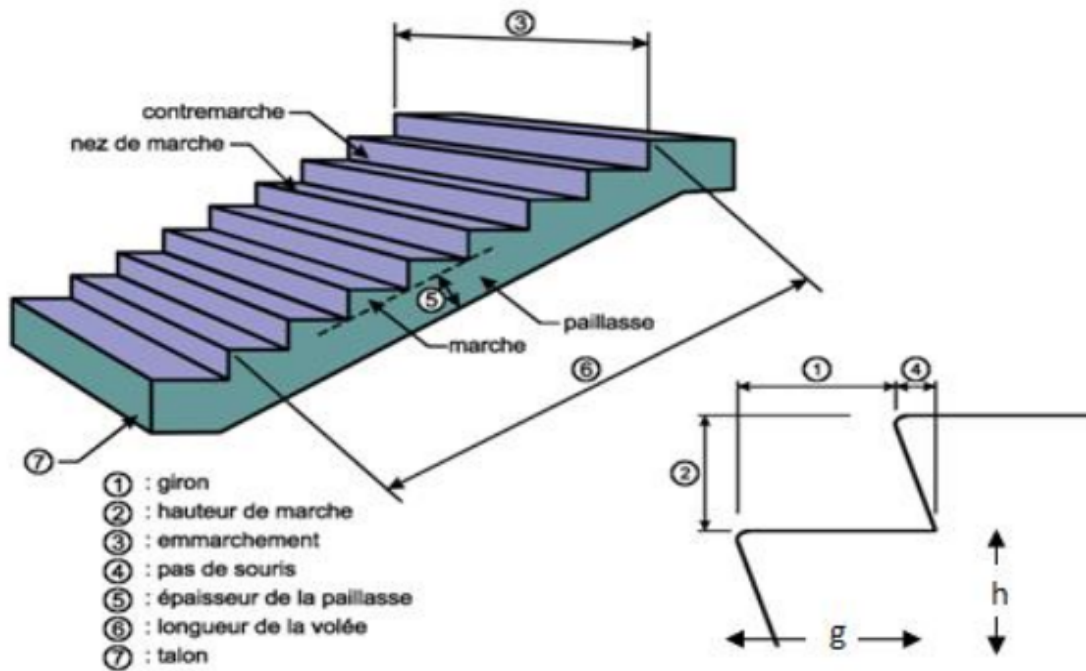


FIGURE 2.2 – Détail d'un escaliers.

Les escaliers sont du type escalier droit (figure 2.3) qu'est constitué de deux volées et deux paliers de repos dont toutes les marches sont de forme rectangulaire.

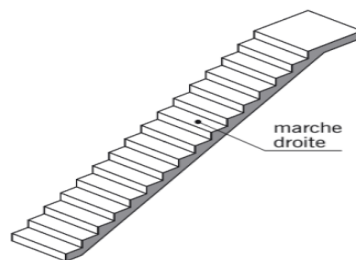


FIGURE 2.3 – Escalier droit.

Caractéristiques techniques

a) Pour la première partie de l'escalier

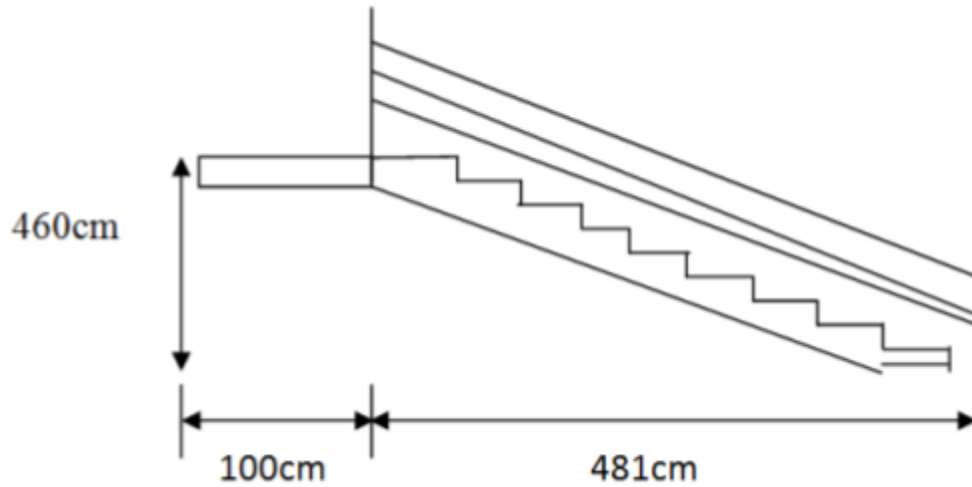


FIGURE 2.4 – Premier escalier.

La hauteur $H_1 = 4,6m$

La longueur $L_1 = 4,81m$

- Détermination de g et h

Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64cm$

$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contremarche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18cm$

on prends $h = 17cm$

g : giron de la marche avec $g \geq 23cm$.

En utilisant la condition de blondel on trouve $g = 30cm$

Notre escalier est composé de 2 volées et 2 paliers de repos

- Calcul de la première volée

N : nombre de contremarche.

$$N = \frac{460}{17} = 27$$

Avec sa largeur est égale $a : 1m$

Le nombre de marche est : $N - 1 = 27 - 1 = 26$

- Vérification

$$h = \frac{H_1}{N - 1} = \frac{460}{26} = 17,69cm$$

$16cm \leq 17.69 \leq 18cm \Rightarrow$ vérifiée

$$g = \frac{L'}{N-1}$$

$$L' = \frac{H_1}{\sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{H_1}{L} = \frac{4,6}{4,81} \Rightarrow \alpha = 44^\circ$$

$$L' = \frac{4,6}{\sin 44} = 6.62m$$

$$g = \frac{662}{26} = 25.46cm$$

$g = 25,46 > 23cm \rightarrow$ vérifiée

On a :

$$2h + g = 2 \times (17,69) + 25,46 = 60,84; \quad 59cm \leq 60.84cm \leq 64cm \rightarrow$$
 vérifiée

Donc on prend : $h = 17cm$ et $g = 30cm$

- Épaisseur de la pailasse

L'épaisseur de la pailasse doit vérifiée la condition suivante :

Notre escalier travaille comme une dalle sur un seul appui donc :

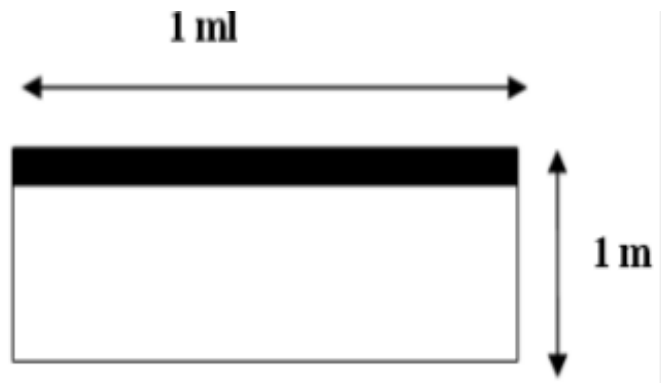


FIGURE 2.5 – Dalle sur 1 seul.

$$Lx = 1m$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \rightarrow e \geq \frac{100}{20} = 5cm$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est $e = 14cm$
(pour 2 heures de résistance au feu)

L1(m)	H1(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\alpha(^{\circ})$	L'(m)	e(cm)
4,18	4,6	27	17	30	44	6,62	14

TABLE 2.1: Dimensions de la 1^{ère} partie de l'escalier.

b) Pour la deuxième partie de l'escalier

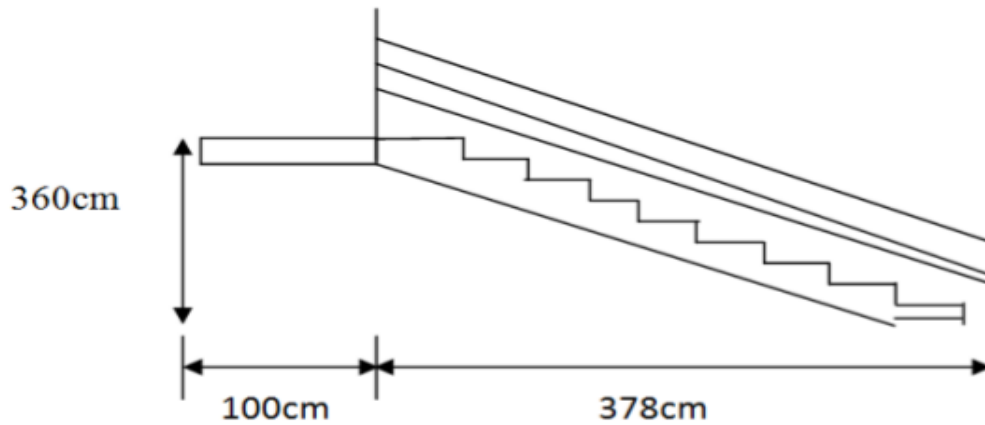


FIGURE 2.6 – Deuxième escalier.

La hauteur $H_2 = 3,6m$

La longueur $L_2 = 3,78m$

- Détermination de g et h

Condition de BLONDEL : $59 \leq 2h + g \leq 64cm$

$$h_{contremarches} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18cm$

on prends $h = 17cm$

g : giron de la marche avec $g \leq 23cm$.

En utilisant la condition de blondel on trouve $g = 30cm$

- Calcul de la deuxième volées

N : nombre de contremarche.

$$N = \frac{360}{17} = 21,17, \text{ on prend } N = 21$$

Avec sa largeur est égale à : 1 m

Le nombre de marche est : $N - 1 = 21 - 1 = 20$

- Vérification

$$h = \frac{H_2}{N - 1} = \frac{360}{20} = 18cm$$

$16cm \leq h = 18 \leq 18cm \rightarrow$ vérifiée

$$g = \frac{L'}{N-1}$$

$$L' = \frac{H_2}{\sin \beta}$$

$$\tan \beta = \frac{H_2}{L_2} = \frac{3,6}{3,78} = 0.016 \rightarrow \beta = 44^\circ$$

$$L' = \frac{3,6}{\sin 44} = 5.18m$$

$$g = \frac{518}{20} = 25,9cm$$

$g = 25,9 > 23cm \rightarrow$ vérifiée

On a :

$$2h + g = 2 \times (18) + 25,9 = 61,9cm; 59cm \leq 61,9cm \leq 64cm \rightarrow$$
 vérifiée

Donc on prend : $h = 17cm$ et $g = 30cm$

- Épaisseur de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse doit vérifiée la condition suivante :

Notre escalier travaille comme une dalle sur un seul appui donc :

$$Lx = 1m$$

$$e \geq \frac{Lx}{20} \Rightarrow e \geq \frac{100}{20} = 5cm$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est $e = 14\text{cm}$
(pour 2 heures de résistance au feu)

L1(m)	H1(m)	N	h(cm)	g(cm)	$\beta(^{\circ})$	L'(m)	e(cm)
3,78	3,60	21	17	30	44	5,18	14

TABLE 2.2: Dimensions de la 2^{ème} partie l'escalier.

c) Charges sur l'escalier

➤ Sur le palier

Désignation	Densité (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,02	0,36
Dalle en BA	25	0,14	3,50
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente	$G = 4.86KN/m^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5KN/m^2$ (DTRB.C.2.2)		

TABLE 2.3: Charges sur les paliers des escaliers.

➤ Sur la volée

Désignation	Densité (KN/m^3)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement horizontale	20	0,02	0,4
Revêtement vertical	20	0.013	0,26
Mortier de pose	20	0.02	0,40
Sable fin	18	0,02	0,36
Marche	22	$0,17 \times (1/2)$	1,87
Paillasse	25	0,14	3,5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente	$G = 7KN/m^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2.5KN/m^2$ (DTRB.C.2.2)		

TABLE 2.4: Charges sur les volées.

➤ La charge des volées

– Poids de la paillasse

$$G_{paillasse} = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,14}{\cos 44} = 4.86KN/m^2$$

– Poids des marches

$$G_{marche} = \frac{\gamma_m \times h}{2} = \frac{25 \times 0,17}{2} = 2.125KN/m^2$$

– Revêtement horizontale

$$G_{rev} = \gamma_{rev} \times e = 20 \times 0,02 = 0,4KN/m^2$$

– Revêtement verticale

$$G_{rev} = \frac{\gamma_{rev} \times e \times h}{g} = \frac{20 \times 0,02 \times 0,17}{0,3} = 0.23KN/m^2$$

- Poids d'enduit en mortier

$$D_{end} = \frac{\gamma_{end} \times e}{\cos \alpha} = \frac{10 \times 0,02}{\cos 44} = 0,27 \text{KN/m}^2$$

- Charge des volées

$$G_{volée} = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} + \frac{\gamma_m \times h}{2} + (\gamma_{rev} \times e) + \frac{\gamma_{end} \times e}{\cos \alpha}$$

$$G_{volée} = 7,89 \text{KN/m}^2$$

➤ Charge des paliers

- Palier

$$G = \gamma_b \times e = 25 \times 0,14 = 3,5 \text{KN/m}^2$$

- Mortier de pose

$$G = \gamma_m \times e = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{KN/m}^2$$

- Revêtement carrelage

$$G = \gamma_c \times e = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{KN/m}^2$$

- Enduit

$$G = \gamma_e \times e = 10 \times 0,02 = 0,2 \text{KN/m}^2$$

- Palier

$$G_{palier} = 4,5 \text{KN/m}^2$$

- La surcharge d'exploitation

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2$$

Conclusion

Les dimensions choisies pour les éléments porteurs du réservoir sont présentées dans le tableau 2.5 :

Éléments	Dimensions
Dalle pleine	$e = 20cm$
Poutres	$40 \times 50cm^2$ (sens-Y) $30 \times 40cm^2$ (sens X)
Poteaux	$50 \times 50cm^2$
Parois	$e = 45cm$
Acrotère	$h = 60cm$ (sens-Y) $e = 10cm$ (sens X)

TABLE 2.5: Dimensions des éléments porteurs du réservoir..

Etude des éléments secondaires

Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

3.1 Etude des dalles pleines

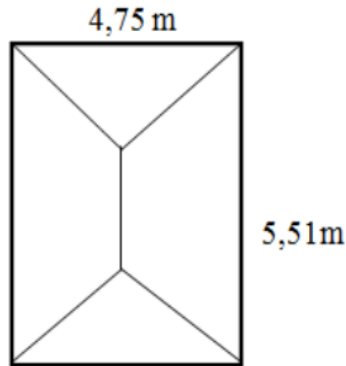


FIGURE 3.1 – Schéma de la dalle la plus sollicitée.

3.1.1 Dalle sur 04 appuis

$\rho = Lx/Ly = 4,8/5,51 = 0,87 > 0,4 \Leftrightarrow$ Dalle travaille dans les deux sens.

3.1.1.1 Calcul à l'ELU

1. Les moments max

$$M_0^x = \mu_x q l_x^2 \quad M_0^y = \mu_y M_0^x$$

Charge totale sur la dalle

$$G_d = \mu \times e \Rightarrow G_d = 25 \times 0,2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{on a : } \mu_x = 0,0486 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,7244$$

$$M_0^x = 0,0486 \times 8,25 \times 4,82 \Rightarrow M_0^x = 9,24 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^y = 0,7244 \times 9,24 \Rightarrow M_0^y = 6,69 \text{ KN/m}^2$$

2. Les moment corrigés

a. Moments en travée

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 0,85 \times 9,24 = 7,85KN/m$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 0,85 \times 6,69 = 5,69KN/m$$

b. Moment aux appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_a^x = M_a^y = -0,5M_0^x = -4,62KN/m$$

- Appuis de rive

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_{0x} = -2,77KN/m$$

c. Ferrailage

En travée							
Axes	μ	α	z(m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{opt} (cm^2/ml)	S_t (cm)
Sens X	0,019	0,024	0,1486	1,07	1,7	4HA8	25
Sens Y	0,013	0,016	0,1688	1,77	1,06	4HA8	30
Aux appuis							
Sens X =Sens Y	0,011	0,013	0,169	0,63	1,64	4HA8	30

TABLE 3.1: Les résultats obtenus pour le calcul des dalles.

NB : La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on ferraille avec A_{min} .

- Les schemas ferrailages
 - Vue de face

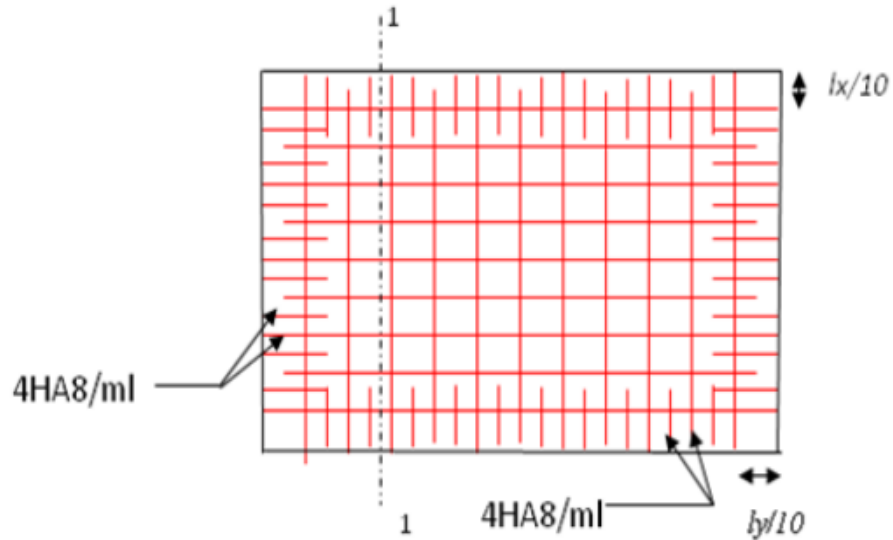


FIGURE 3.2 – Schéma de ferrailage de la dalle (vue de face).

- Vue de coté

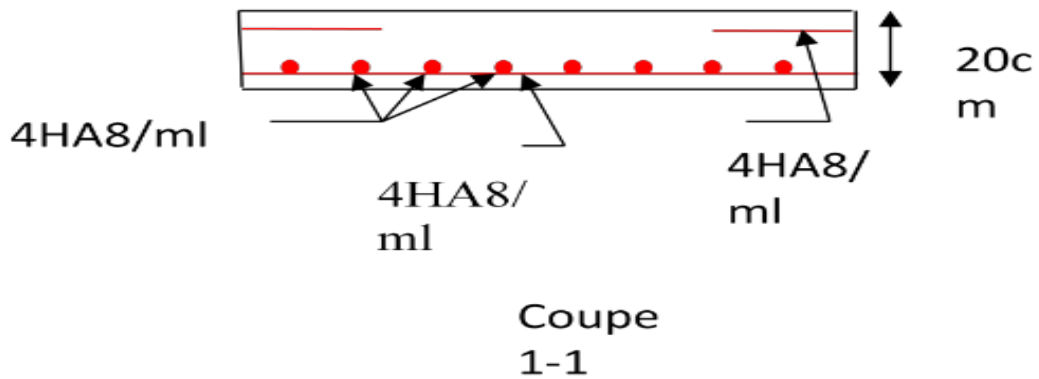


FIGURE 3.3 – Schéma de ferrailage de la dalle (vue de coté).

3. Vérifications des armatures secondaires

$$A_y^t \geq A_x^t/4$$

4. Vérification aux cisaillements

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d)$$

$$\tau \leq 0,07f_{c28}/\gamma_b \text{ (pas besoin d'armature transversale)}.$$

$$\tau_u = V_u / (b_0 \times d)$$

5. Calcul de l'effort tranchant V_u

$$V_u = \left(P_u \times \left(\frac{L_x}{2} \right) \right) \times \left(\frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} \right) = 8,25 \times \left(\frac{4,8}{2} \right) \times \left(\frac{5,51^4}{4,84} + 5,51^4 \right) = 12,56KN$$

$$\tau_u = (12,56 \times 10^3)/(1000 \times 170) = 0,074MPA.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07}{1,5} \times 25 = 1,16MPA.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{pas d'armatures transversales}$$

6. Vérifications des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \gamma_s \times V/f_e$$

$$D'o\grave{u} : 2.01cm^2 > 0,2cm^2 \rightarrow \text{v\acute{e}rifi\acute{e}.$$

7. Vérifications des espacements

- Sens X

$$S_t \leq \min(3e; 33cm) = 33cm > 25cm \rightarrow \text{v\acute{e}rifi\acute{e}e.}$$

- Sens Y

$$S_t \leq \min(4e; 45cm) = 45cm > 30cm \rightarrow \text{v\acute{e}rifi\acute{e}e}$$

3.1.1.2 Calcul à l'ELS

$$q_s = 6KN/ml$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = M_{ser}/Iy \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$v = 0,2\mu_x = 0,0556 \quad \mu_y = 0,8074$$

$$(b/2).y^2 + 15A.y - 15Ad_x = 0$$

$$I = (b/3).y^3 + 15A.(d_y - y) = 0$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau 3.2 :

Localisation	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	$A(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm)$	$\sigma_{bc}(MPA)$
Travée	XX	8,98	2,01	3,18	8635,8	3,31
	YY	7,25	2,01	3,18	8635,8	2,67
appuis	/	3,17	2,01	3,18	8635,8	1,16

TABLE 3.2: Récapitulatif des résultats des contraintes dans les dalles.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6.25 = 15MPA$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La contrainte est vérifiée.}$$

➤ Les flèche sens x-x

- $h_t/L_x = 870/480 = 1,81 > 1/16 = 0,0625$
- $h_t/L_x = 1,81 > M_t/(10.M0) = 0,0849$
- $A_s/(b.d) < 4,2/f_e = 0,0084$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

➤ Les flèche sens y-y

- $h_t/L_y = 870/551 = 1.57 > 1/16 = 0,0625$
- $h_t/L_y = 1.57 > M_t/(10.M_0) = 0,085$
- $A_s/(b \times d) = 0,0011 < 4,2/f_e = 0,0084$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

3.2 Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle de garde corps, il est exposé aux intempéries et on l'assimile à une console encastrée au niveau de la base du plancher.

Il est soumis à une charge permanente G due à son poids propre, et une surcharge Q due à la main courante, engendrant un moment de renversement M et un effort tranchant V . L'acrotère est sollicité à la flexion composé.

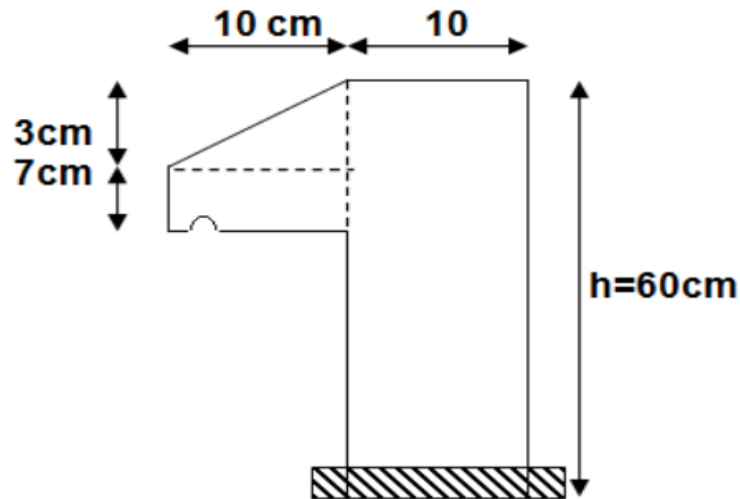


FIGURE 3.4 – Schéma de l'acrotère.

$$S_{acr} = (3.10) + (7.20) + (10.50) = 670\text{cm}^2 = 0.067\text{m}^2$$

$$\text{Son poids propre : } p_p = \gamma_{bet} \times S_{acr} = 2500 \times 0,067 = 167,5\text{kg/ml}$$

3.2.1 Charge sismique (horizontale)

D'après le « RPA 99V03 » (art : 6. 2 .3), les éléments secondaires doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4AC_p w_p$$

A : coefficient d'accélération de zone (Table 4.2) $\rightarrow A = 0,2$ (groupe d'usage 1B).

C_p : facteur des forces horizontales (tableau 6-1) $\rightarrow C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère sur une longueur de $1m \rightarrow W_p = 167,5kg/ml$

Donc : $F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 167,5 = 107,2kg/ml$

3.2.2 Ferrailage de l'acrotère

➤ Armatures longitudinales

$$A_{min} = \begin{cases} 4u \\ (0,2 \times B) / 100 \end{cases} \quad (cm^2/ml)$$

avec :

U : périmètre de la section du béton.

B : la section du béton.

$$A_{min} = \begin{cases} 4 \times 1,474cm^2/ml \\ 0,25 \times 670/100cm^2/ml \end{cases} \Rightarrow A_{min} = \begin{cases} 5,89cm^2/ml \\ 1,67cm^2/ml \end{cases}$$

Tel que :

$$U = 60 + 10 + \sqrt{3^2 + 10^2} + 7 + 10 + 50 = 147,44cm = 1,474m$$

$$A_{min} = 5,89cm^2/ml$$

Section choisit : $4T14 = 6,16cm^2$

➤ Armatures de répartition

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4}$$

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{rép} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow (4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

Avec un espacement : S_t

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

3.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}, \quad \begin{cases} b_0 = 0,6 \text{ m} \\ h = 0,1 \text{ m} \\ d = 0,1 - 0,03 = 0,07 \text{ m} \end{cases}$$

$$V_u = F_p + Q = 107,2 + 100 = 207,2 \text{ kg/ml} = 2,072 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{2,072}{0,6 \times 0,07} \times 10^{-3} = 0,0493 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \mapsto \text{c'est vérifié}$$

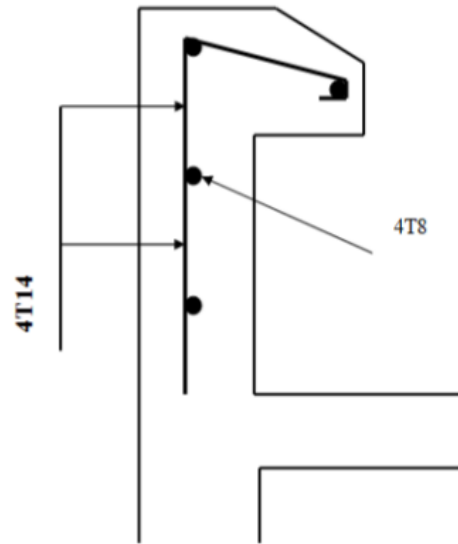


FIGURE 3.5 – Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3.3 Étude des escaliers

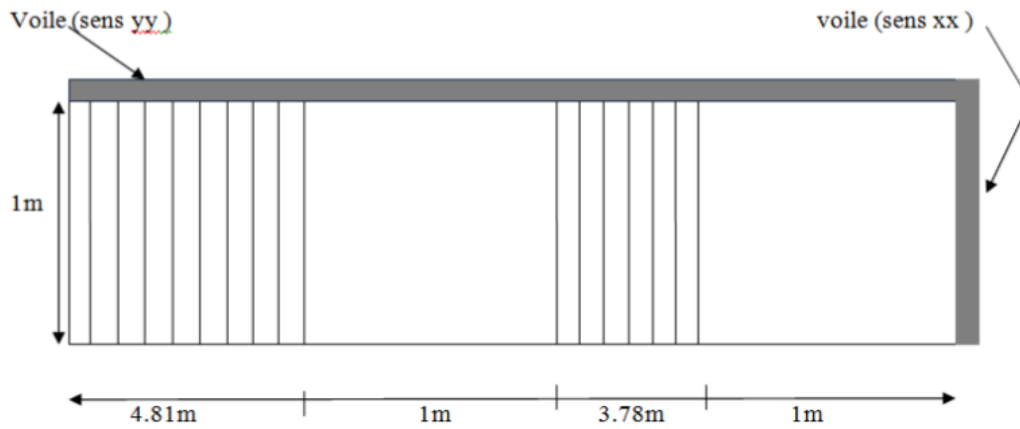


FIGURE 3.6 – Vue en plan de l'escalier.

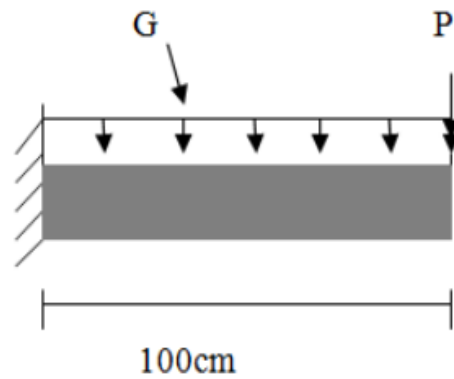


FIGURE 3.7 – Schéma de chargement sur l'escalier.

Épaisseur de la paillasse :	$e = 14cm$
Charge permanente sur la volée :	$G_v = 7,89KN/m$
Charge permanente sur le palier :	$G_p = 4,5KN/m$
Charge d'exploitation :	$Q_{v,p} = 2.5KN/m^2$

3.3.1 Calcul à l'ELU

$$q_v = 1,35G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 7,89 + 1,5 \times 2,5 = 14,40KN/ml$$

$$q_p = 1,35G_p + 1,5Q_p = 1,35 \times 4,5 + 1,5 \times 2,5 = 9,82KN/ml$$

$$P = 1KN \text{ qui est le poids du garde corps. (DTR B-C 2-2)}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35KN$$

1. Les sollicitations

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivant :

On prend le cas le plus défavorable c-à-d : $G_u = q_v = 14,40KN/ml$

$$\begin{cases} Mu = -8,55KN \\ Vu = 15,75KN \end{cases}$$

2. Ferrailage

a . Armatures principale

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml, comme une dalle sur un seul appui.

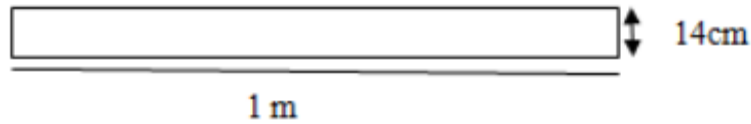


FIGURE 3.8 – Section de la volée à ferrillé.

b . Les armatures de répartition

$$A_r = A/4 = 0,57cm^2$$

$$\text{Soit : } 3HA8 = 1,51cm^2$$

$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$z(m)$	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{padoptée}$ (cm^2)	A_r (cm^2)	Ar adop (cm^2)
-8,55	0,05	0,06	0,1	2,29	1,33	3H10 = 2,36	0,57	3HA8= 1,51

TABLE 3.3: Récapitulatif de ferrailage d'escaliers.

3.3.2 Vérification à l'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23bd \times \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,11 \times \frac{2,1}{400} = 1,33 \times 10^{-4}m^2$$

$$A = 2.29cm^2 > A_{min} = 1,33cm^2$$

2) Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 15,75KN$$

$$\tau_u = \frac{15,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,14MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa \text{ donc c'est vérifié}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5,75 \times 10^3}{1 \times 0,11} = 0,14MPa \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25MPa$$

⇒ pas d'armature transversale

3) Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{1,15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_1 = 2,36cm^2$$

$$A_1 = 2,36cm^2 \geq (1,15 \times 15,75 \times 10^{-3})/400 = 0,45cm^2 \quad \text{vérifiée}$$

4) Espacement des armatures

- Armatures longitudinales

$$S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$$

- Armatures transversales

5) Vérification des contraintes dans le béton

$$S_t = 25cm \leq \min(4e; 45cm) = 45cm$$

La fissuration est très nuisible donc la vérification à faire est à l'ELS.

3.3.3 Vérification à l'ELS

$$q_v = G_v + Q_v = 10,39 \text{KN/ml}$$

$$q_p = G_p + Q_p = 7 \text{KN/m}$$

$$P = 1 \text{KN/m}$$

1) Les sollicitations

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM, les résultats trouvés sont les suivant :

$$\begin{cases} M_s = -6,2 \text{KN.m} \\ V_s = 11,39 \text{KN} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \times \frac{d-y}{y} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \frac{f_{t28}}{f_e}}\right)$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
-6,2	14700	5,5	2,31	15

TABLE 3.4: Résumé des vérifications des contraintes.

2) Vérification de la flèche : (CBA93.art(B.6.5.3))

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{17}{100} = 0,17 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{17}{100} = 0,17 > 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} = 0,002 < \frac{4,2}{f_e} = 0,01 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases} \implies \text{La flèche est vérifiée.}$$

3.4 Schéma de ferrailage

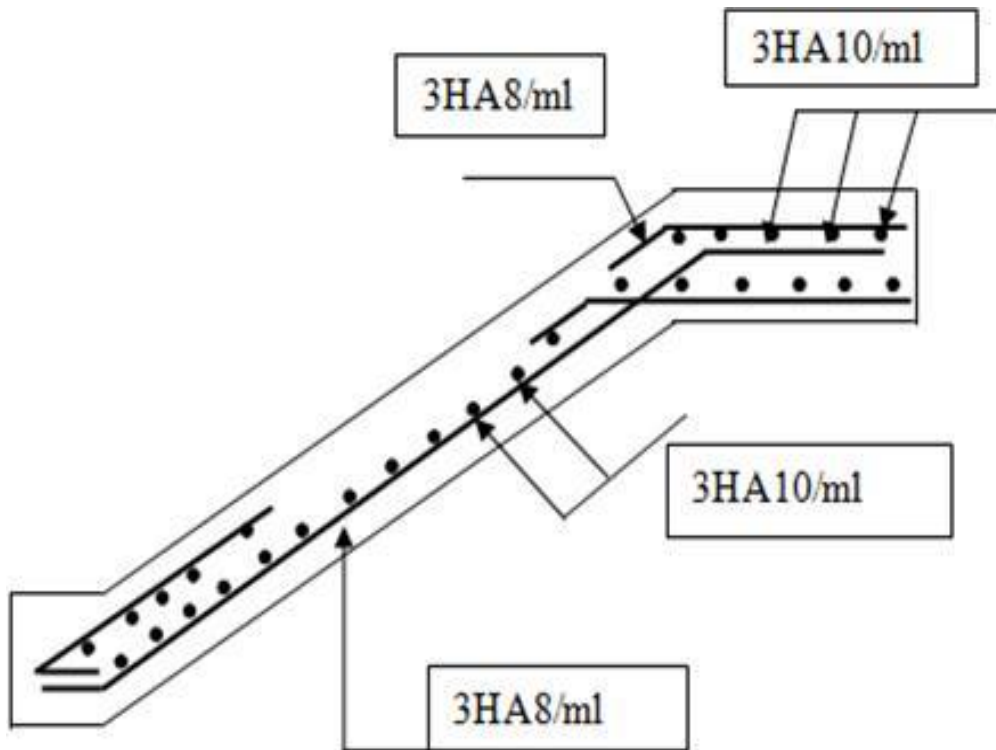


FIGURE 3.9 – Schéma de Ferrailage de l'escalier.

Etude hydrodynamique

Introduction

L'étude hydrodynamique consiste à prendre en compte les sollicitations exercées sur les parois par le séisme, car lorsqu'un réservoir partiellement rempli est soumis à l'action sismique le fluide se mettra en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

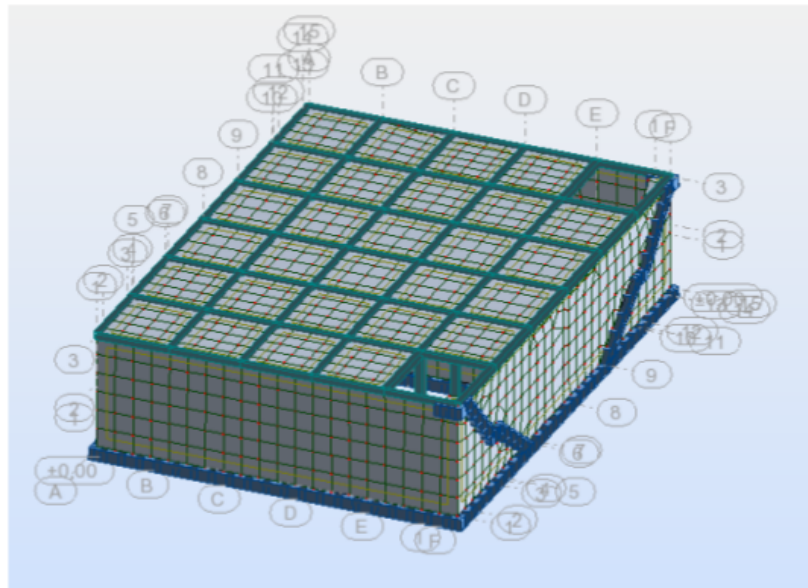


FIGURE 4.1 – Vue en 3D de la modélisation par ROBOT 20012.

4.1 But de l'étude hydrodynamique

L'étude à pour but de déterminer la hauteur maximale des vagues dans un réservoir partiellement remplis ainsi que les moments créés par l'éclatement de celle-ci sur les parois ce qui nous permet de prévoir une couverture suffisamment haute pour quelle ne soit pas atteinte par les vagues.

4.2 Justification du choix de la méthode

Il existe plusieurs méthodes de calcul, on distingue :

- La méthode de « JACOBSEN et AYRE » dans laquelle les sollicitations produites par les vagues d'eau sont négligées pour ne prendre n'en compte que les efforts d'impulsion.
- La méthode de « HUNT et PREISTLEY » : cette méthode s'apparente à celle de HOUZNER en ce sens qu'elle établit les deux des formules de calculs simples appliquées pour deux types de réservoirs à savoir :
 - Réservoir peu profond dont le taux de remplissage $h/H < 1,5$;
 - Réservoir profond dont le taux de remplissage $h/H > 1,5$.

Les deux méthodes aboutissent à des résultats comparables, cependant des études antérieures ont prouvé qu'il est préférable d'utiliser la méthode de HOUZNER lorsque $H/R < 1,5$ car l'autre méthode conduit à des expressions des efforts souvent complexes.

Toutefois, pour les réservoirs ayant un $h/H > 1,5$, la méthode de HOUZNER donne des résultats approchés à 10%, par conséquent ; il est commode dans ce cas d'utiliser la méthode de HUNT et PREISTLEY qui est plus exacte.

Dans notre cas, le taux de remplissage est de :

$$\begin{cases} h = 7m \\ H = 8,5m \end{cases} \implies h/H = 0,82 < 1,5$$

Donc, nous allons utiliser la méthode de HOUZNER.

4.3 Hypothèses de la méthode de *Houzner*

- Le réservoir est lié rigidement à son sol de fondation ;
- Le liquide dans le réservoir est considéré comme incompressible ;
- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir est négligée.

4.4 Modélisation selon *Houzner*

HOUZNER a proposé une modélisation avec un oscillateur à deux degrés de liberté qui représente le fluide avec ses masses.

- Masse passive M_i provoquant des efforts d'impulsion dus à la partie du fluide par inertie à la translation des parois et qui sont proportionnels à l'accélération horizontale du sol.
- Masse active M_o provoquant des efforts d'oscillation du fluide.

L'équivalent mécanique du fluide en mouvement peut être modélisé par la masse passive liée rigidement au réservoir et la masse active par un ressort de raideur K .

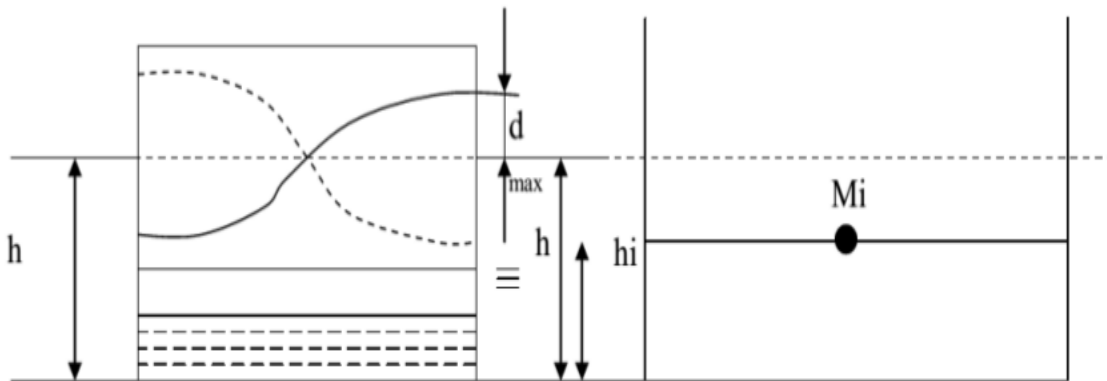


FIGURE 4.2 – Equivalent mécanique des pressions d'impulsion.

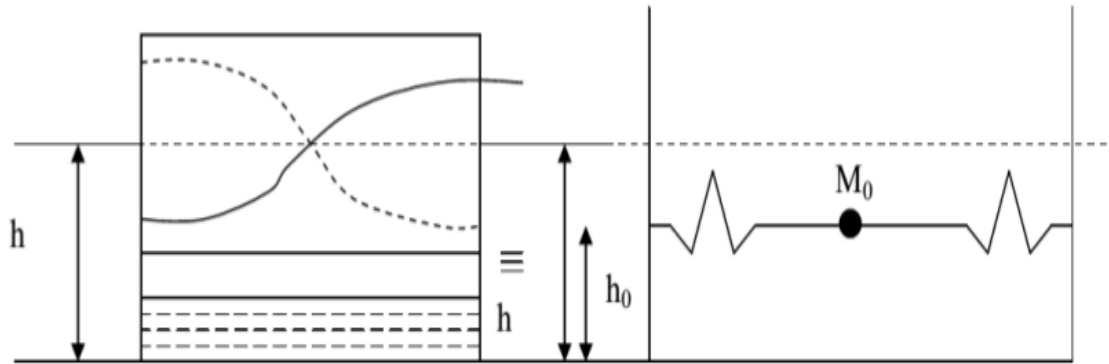


FIGURE 4.3 – Equivalent mécanique des pressions d’oscillation. (Action sur paroi).

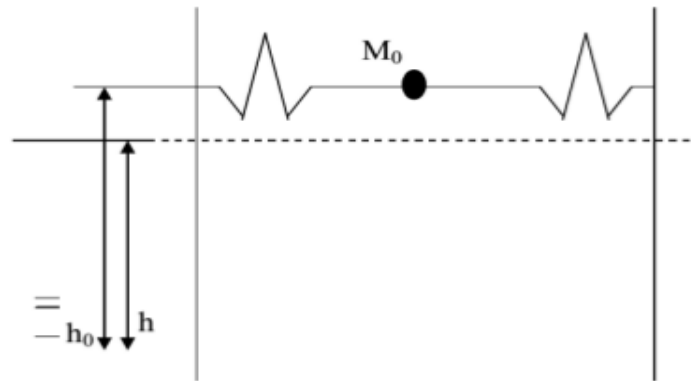


FIGURE 4.4 – Equivalent mécanique des pressions d’oscillation (Action sur les parois et sur la base)

4.5 Étapes et applications de la méthode

4.5.1 Calcul de la résultante des pressions impulsives

La résultante des pressions impulsives est donnée par la relation suivante[6] :

$$P_i = M_i \cdot a_m$$

où : a_m est l'accélération maximale du sol. Elle est donnée par le RPA 99 comme suit ;

$$a_m = A.B.D.Q.g = A.D.Q.g/R$$

Et où :

A : est le coefficient d'accélération de zone, Il est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour le projet et d'après le RPA 99 /version 2003, on considère la zone IIa (moyenne sismicité) avec le groupe de l'usage 1B (ouvrages de grande importance), par conséquent on prend ;

$$A = 0,20$$

D : est le facteur d'amplification dynamique moyen donné par le spectre de réponse au séisme. Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3} \times (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site.

D'après l'étude géotechnique concernant le site du projet, ce dernier est classé dans la catégorie S3 des sols meuble d'après la classification des sites (Art 3.3.1 du RPA 99), d'où la valeur de $T_2 = 0,50s$ (tab 4.7 Art 4.3.3).

T : est la période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D_n}$$

où :

D_n est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_N est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 8,5m, D_n = 31,91m \text{ d'où : } T = 0,13s$$

Donc ; on a $0 \leq T \leq T_2$, alors $D = 2,5\eta$

η est le facteur de correction d'amortissement donné par la formule ;

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour le projet, on fixe $\xi = 10\%$.

	Portique		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

TABLE 4.1: Valeurs de $\xi(\%)$ (RPA 2003).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \quad \text{Vérfiée}$$

Par conséquent, on trouve que $D = 1,9$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$h_n = 50.00m$: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0,050$: Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T = 0,050 \times 8,5^{3/4} = 0,249s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 24,6m \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,154s$$

$$D_y = 31,91m \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,135s$$

$$T_{x,y} = \min(T_x; T_y; T) = 0,135s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_s = 1,3 \times 0,135 = 0,175s$$

Q est le facteur de qualité de la structure, il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure ;
- La régularité en plan et en élévation ;
- La qualité du contrôle de la construction.

En général, Q est donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq_i$$

Critère q	Observé	Non observé
1.Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0,05
2.Redondance en plan	O	0
3.Régularité en plan	O	0
4.Régularité en élévation	O	0
5.Contrôle de qualité des matériaux	O	0
6.Contrôles d'exécution	O	0
Valeurs des pénalités Pq		$\Sigma = 0,05$

TABLE 4.2: Valeurs des pénalités Pq.

Où :

P_{qi} est la pénalité dépendant de l'observation et non de la qualité.

$$Q = 1 + (0,05) = 1,05 \qquad Q = 1,05$$

R : est le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée d'après le RPA99V03, $R = 3,5$ (cas des voiles porteurs).

- Calcul de l'accélération a_m :

$$a_m = 0,20 \times 1,9 \times 1,05 \times (9,81/3,5) = 1.12m/s^2$$

- Calcul de la masse d'inertie M_i

$$M_i = M_e \frac{th\sqrt{3^{L/h}}}{\sqrt{3^{L/h}}}$$

Où :

M_e : est la masse d'eau dans le réservoir

$$M_e = 1000.8,5 \times 34,3 \times 24,6 = 7172,31t \qquad M_e = 7172.31t$$

$$M_i = 7172.31 \times \frac{th\sqrt{3^{24,6/7}}}{\sqrt{3^{24,6/7}}} = 1179.74t \qquad M_i = 1179.74t$$

D'où

$$P_i = 1179,74 \times 1,12 = 1321,13KN \qquad P_i = 1321,13KN$$

4.5.2 Calcul du moment de flexion de la force d'impulsion

$$M_{fi} = P_i \times h_i$$

$$O_{na} : \quad h_i = 3/8(h) = 3/8(7) = 2,625m \qquad h_i = 2.625m$$

d'où :

$$M_{fi} = 1321,13 \times 2,625 = 3467,97KN.m \qquad M_{fi} = 3467.97KN.m$$

4.5.3 Calcul du moment de renversement de la force d'impulsion

$$Mri = Pi \times hi^*$$

$$hi^* = \frac{3}{8}h \left(1 + \frac{3}{4} \left(\frac{\sqrt{3}L}{th\sqrt{3}h} - 1 \right) \right) = 20.43m \quad Mri = 26989,95KN.m$$

4.5.4 Calcul de la résultante des pressions oscillatoires

Elle est donnée par la formule :

$$P0 = 1,2 \times M0 \times g \times \Phi0$$

Où :

$M0$: est la masse d'oscillation exprimée telle suit ;

$$M0 = Me \times 0.318x(L/h) \times th(1.84h/L) \quad M0 = 3851.03t$$

$\Phi0$: est l'angle maximal d'oscillation et est donné par la relation

$$\Phi0 = \frac{0.83Sa}{g}$$

où ;

Sa : est le spectre d'accélération,

$$Sa = \omega0.Sv$$

$\omega0$: est la pulsation fondamentale de vibration du liquide ;

$$\omega0^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{L} th\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}\right)$$

$$\omega0^2 = 1,58 \times \frac{9,81}{24,6} th\left(1,58 \times \frac{7}{24,6}\right) \quad \omega0 = 0,515rad/s$$

$$S_{a/g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A \frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

On a :

$$T = 2\pi/\omega_0 = \pi/0,515 = 12,18s \quad T = 12,18s$$

Avec : T est la période fondamentale de vibration du liquide.

Donc ; $T > 3s$

$$S_{a/g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}$$

$$\eta = 0,76 \quad A = 0,2 \quad T_2 = 0,5s \quad T = 12,18s \quad Q = 1,05 \quad R = 3,5$$

Qui donne :

$$S_{a/g} = 0,00417$$

$$\Phi_0 = 0,83 \times 0,00417 = 0,0034667rad$$

$$P_0 = 157,16Kn$$

4.5.5 Calcul du moment de flexion dû à la force d'oscillation

$$Mf_0 = P_0 \times h_0$$

On a :

$$h_0 = h \times \left[1 - \frac{1}{\left(1,58 \frac{h}{L}\right) th \left(1,58 \frac{h}{L}\right)} + \frac{1}{sh \left(1,58 \frac{h}{L}\right) \left(1,58 \frac{h}{L}\right)} \right]$$

$$h_0 = 15,01m$$

$$\text{Donc : } MF_0 = 2358,97Kn.m$$

4.5.6 Calcul du moment de renversement dû à P0

$$MR0 = P0 \times h0^*$$

On a :

$$h0^* = h \times \left[1 - \frac{ch \left(1,58 \frac{h}{L} \right) - 2}{\left(1,58 \frac{h}{L} \right) sh \left(1,58 \frac{h}{L} \right)} \right] \quad h0^* = 37,05m$$

Donc : $MR0 = 157,16 \times 37,05 = 5822,778Kn.m$

4.5.7 Moment de flexion résultant

1) Le moment de flexion résultante

$$MF = Mfi + Mf0$$

$$MF = 3467,97 + 2358,97 = 5826,94Kn.m$$

$$MF = 5826,94Kn.m$$

2) Le moment de renversement résultante

$$MR = MRI + MR0$$

$$MR = 26989,95 + 5822,778 = 32812,73Kn.m$$

$$MR = 32812,73Kn.m$$

3) L'effort tranchant résultant

$$P = Pi + P0$$

$$P = 1321,13 + 157,16 = 1478,29Kn$$

$$P = 1478,29Kn$$

4.5.8 Calcul de la hauteur maximale de la vague

$$d_{max} = \frac{0,527L}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \Phi_0 L} - 1 \right) th 1,58 \frac{h}{L}} \quad d_{max} = 0,071m$$

$d_{max} = 0,071m < 8,5 - 7 = 1,5m \Rightarrow$ la vague n'atteint pas la dalle du réservoir

[6]

4.6 Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique

4.6.1 La stabilité au renversement

Si

$$K = \frac{\text{MOMENT STABILISANT}}{\text{MOMENT RENVERSANT}} > 1,5 \implies \text{l'ouvrage est dit stable}$$

Moment stabilisant est donné par :

$$M_{st} = Pt.L$$

Avec :

- $L = 24.6m$
- Pt : est le poids du réservoir vide + poids de l'eau

$$Pt = Wi = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le « tableau 4,5 du RPA99/2003 ». $\beta = 1$

$$Pt = G + Q + W = 24225,09 + 727,07 + 50000 = 74952,16Kn = 74952,16t$$

$$M_{st} = 1843823,13Kn.m$$

$$K = \frac{1843823,13}{32812,73} = 56,19 > 1.5 \implies \text{l'ouvrage est dit stable}$$

On en déduit la valeur de $k = 56,19 \implies$ le réservoir est stable au renversement vis-à-vis de l'effort du séisme.

La masse d'eau dans le réservoir Me	7172,31t
Calcul de la masse d'inertie Mi	1179.74t
Moment de flexion de la force d'impulsion Mfi	3467,97KN.m
Moment de renversement de la force d'impulsion Mri	26989,95KN.m
Résultante des pressions oscillatoires $P0$	157,16KN
Moment de renversement résultant MR	32812,73KN.m
Moment stabilisant Mst	1843823,13KN.m
Hauteur maximale de la vague d_{max}	0,071m
moment de flexion résultant MF	5826,94KN.m

TABLE 4.3: Récapitulatif de l'étude hydrodynamique.

4.6.2 Vérification de la section d'encastrement

D'après le « RPA99 », cette vérification consiste en la satisfaction de la Condition ci-après :

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} < \bar{\tau}$$

- $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b \quad \text{avec } f_{c28} = 25MPa \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,15 (\text{situation accidentelle})$$

$$\bar{\tau}_u = 1,52MPa$$

- $\tau_{statique}$

$$\tau_{statique} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{1,5Q}{b_0 d}$$

Où ; Q est la poussée des terres maximale à la base du réservoir

$$Q = 44,33Kn \quad b_0 = 1ml \quad d = 40cm$$

$$\tau_{statique} = 0,189MPa$$

- $\tau_{hydrodynamique}$

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{Pi + P0}{S} = \frac{1,47829}{24,6 \times 0,4} \frac{1,47829}{9,84} = 0,150MP$$

$$\tau_{hydrodynamique} = 0,150MPa$$

$$\tau_u = 0,34MPa < \bar{\tau}_u = 1,52MPa$$

Conclusion

On déduit que notre ouvrage est stable, la contrainte de cisaillement est vérifiée et par conséquent ; la section d'encastrement résiste à l'effort tranchant.

Étude des éléments structuraux

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du réservoir, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

5.1 Études des poutres

Les poutres sont des pièces unidimensionnelles en béton armé qui transmettent les charges aux poteaux, elles peuvent être préfabriquées ou coulées sur place. Les poutres les plus sollicitées sont les poutres intermédiaires. Celles ci sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions transversales, les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une section donnée.

5.1.1 Descente de charge

Poids propre de la poutre :

$$G_P = \gamma_{bet} \times b' \times h = 25 \times 0,35 \times 0,5 = 4,375 G_P = 5 \text{KN/ml}$$

Schéma représentant la transmission des charges des dalles aux poutres :

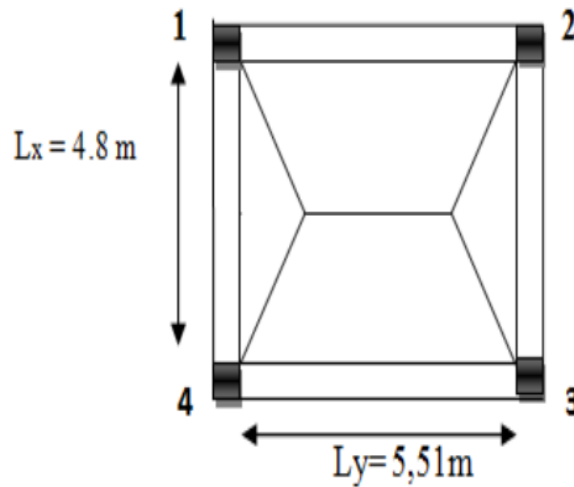


FIGURE 5.1 – Répartition des charges selon la méthode de ligne de rupture.

$$S_{trapez} = \frac{[(2L_y - L_x) \times L_x]}{4}$$

$$S_{Triangle} = \frac{L_y \times L_x}{4}$$

$$G_i = \frac{q \times S}{L_y} \times Q_i = \frac{q \times S}{L_y}$$

Les poutres les plus sollicitées sont :

Du poteau (1) Jusqu'à (2) selon le sens de la longueur du réservoir.

Du poteau (1) Jusqu'à (4) selon le sens de la Largeur du réservoir.

5.1.1.1 Suivant le sens de la longueur

La poutre 1-2 (poutre principale) voir la figure 5.1

- Charge permanente :(Poids du plancher sur la poutre)

$$G_{1-2} = \frac{g_{pl} \times S_{1-2}}{L_y}$$

$$G_{pl} = 8,25kN/m^2$$

$$S_{1-2} = S_{trap1-2} + S_{trap1-2} = 2 \times \frac{[(2L_y - L_x) \times L_x]}{4}$$

$$S_{1-2} = 2 \times \frac{[(2 \times 5,51 - 4,8) \times 4,8]}{4} = 14,93m^2 \quad S_{1-2} = 14,93m^2$$

$$G_{1-2} = \frac{8,25 \times 14,93}{5,51} = 22,35KN/ml \quad G_{1-2} = 22,35KN/ml$$

- Charge d'exploitation :

$$q = 1KN/m^2$$

$$Q_{1-2} = \frac{q \times S_{1-2}}{L_y} = \frac{1 \times 14,93}{5,51} = 2,71KN/ml \quad Q_{1-2} = 2,71KN/ml$$

- Les combinaisons d'actions

$$Q_{ser_{1-2}} = 1,35 \times (G_P + G_{1-2}) + 1,5 \times Q_{1-2}$$

$$Q_{ser_{1-2}} = 1,35 \times (5 + 22,35) + 1,5 \times 2,71 = 40,99KN/ml$$

- Le schéma statique :

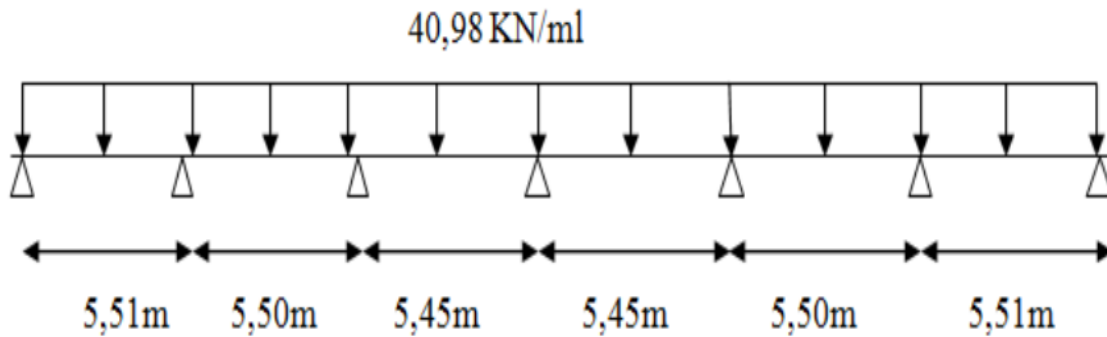


FIGURE 5.2 – Schéma statique suivant le sens de la longueur à l'ELU.

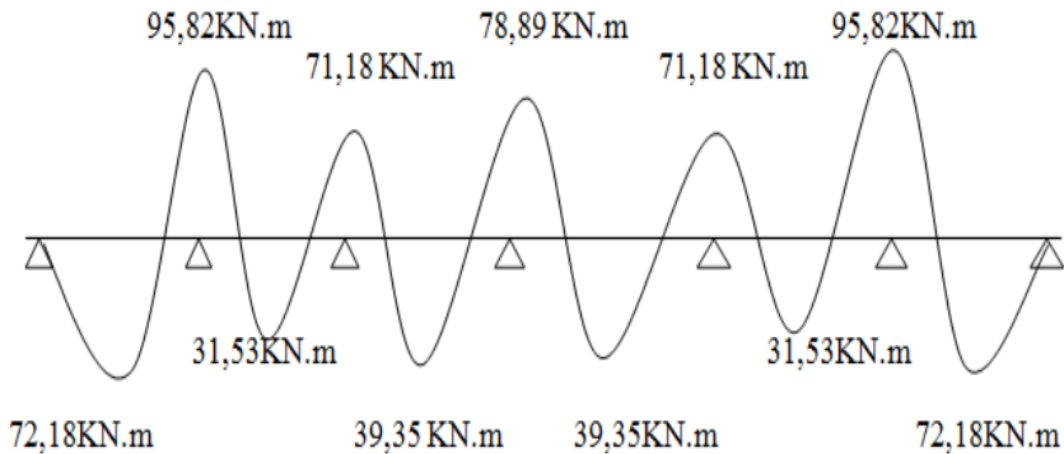


FIGURE 5.3 – Diagramme des moments du schéma statique suivant le sens de la longueur ELU.

5.1.1.1.1 Ferrailage :

La fissuration étant très préjudiciable le calcul se fait à L'ELU.

A) Ferrailage longitudinale

Largeur de la poutre $b = 0,40m$

Hauteur de la poutre $h = 0,50m$

Calcul de la position du centre de gravité des aciers par rapport à la fibre la plus comprimé

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \qquad d = 0,45m$$

Le moment Max en appuis = $95,82KN.m$

Le moment Max en travée = $72,18KN.m$

Flexion simple	Appuis	Travées
$M_{ser}(MN.m)$	0,09582	0,07218
$\sigma = \text{Min} \left(\frac{F_e}{2}; 90\sqrt{n.F_{t28}} \right) Mpa$	164,97	164,97
$\alpha_{rb} = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$	0,563	0,563
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right)$	0,229	0,229
$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}(MN.m)$	0,2628	0,2628
$M_{rb} > M_{ser}$	$As' = 0$	
$Z_r = d \times \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right)(m)$	0,365	0,365
$A_{ser} = M_{ser} / (\sigma_{st} \times Z_r)(cm^2)$	7,54	5,68
$A_{min} = 0,5\%B(cm^2)$	10	10
Les barres	3T16 fill + 3T16 chapeaux= $12,06cm^2$	3T16 fill + 3T16 chapeaux= $12,06cm^2$

TABLE 5.1: Résumé de ferrailage longitudinal des poutres principales.

B) Ferrailage transversale

Pour déterminer les efforts tranchants on doit déterminer le diagramme des moments à l'ELU.

On utilise la formule des trois moments :

$$M_{ti}(x) = \mu(x) + \frac{(M_b - M_a)x}{l_i} + M_a$$

$$T(x) = \frac{dM_{ti}(x)}{dx}$$

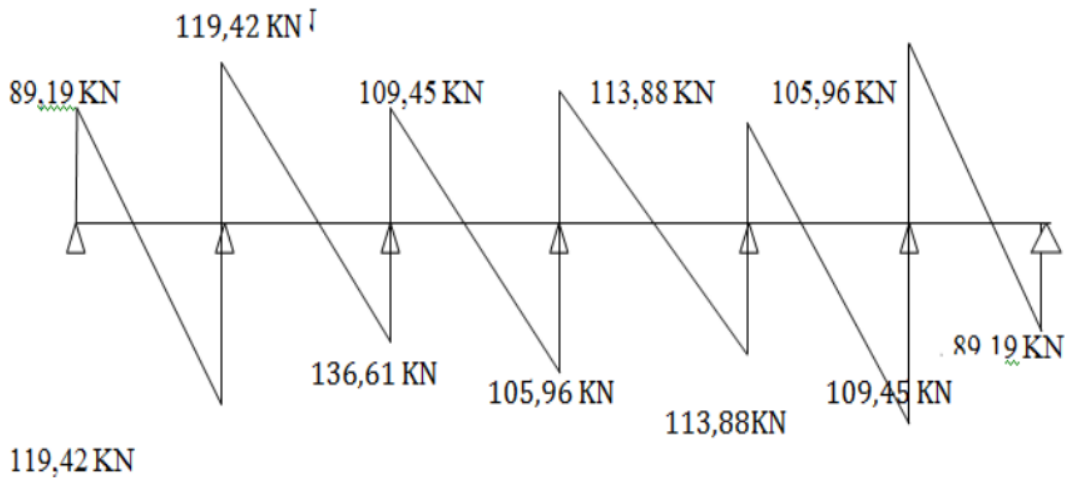


FIGURE 5.4 – Diagramme des $V(x)$ du schéma statique suivant le sens de la longueur.

$$V_u^{max} = 136,61KN$$

$$\zeta_U^t = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4Mpa\right) = 2,5Mpa$$

$$\zeta_U^{max} = \frac{V_U^{max}}{b_d0} = \frac{136,61 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,45} = 0,758Mpa \quad \zeta_U^{max} = 0,758Mpa$$

$$\zeta_U^{max} = 0,758Mpa < \zeta_U^t = 2,5Mpa \Rightarrow$$

La condition de l'efforttranchant est verifiée

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1\right) = \min\left(\frac{50}{35}; \frac{40}{10}; 1,4\right) = 1,42 \quad \phi_t \leq 1,4cm$$

Donc on prend : $\phi_t = 8mm$ ferrailage adopté est 4T8

$$A_t = 2,01cm^2$$

- Calcul des espacements :

D'après le B.E.A.L :

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{et} \quad k = 0(F.T.P)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times 0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{(\tau_u - 0,3k \times f_{t28}) \times b_0 \times \gamma_s} = \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 500 \times 0,9 \times (\sin 90 + \cos 90)}{0,758 \times 0,40 \times 1,15}$$

$$S_t \leq 25,94cm$$

- Espacement maximal :

$$S_{t_{max}} \leq \min(40cm; 0,9d; 15\phi_1) = \min(40cm; 0,9 \times 45; 0)\phi_1 = 0 \text{ pas d'acier comprimée}$$

$$S_{t_{max}} \leq 40cm$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_0} \geq 0,4MPa \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} = \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 500}{0,4 \times 0,40} \Rightarrow S_t \leq 0,558cm$$

$$S_t = \text{Min}(\text{des trois vérifications}) \Rightarrow S_t \leq 25,94cm$$

Selon RPA99 les armatures $A'_s = 0$ (ne sont pas nécessaires)

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right) = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 0,8; 30\right) \Rightarrow S_t \leq 9,6cm \Rightarrow s_t = 9cm$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow S_t \leq 25cm \Rightarrow S_t = 25cm$$

5.1.1.1.2 Schéma de ferrailage

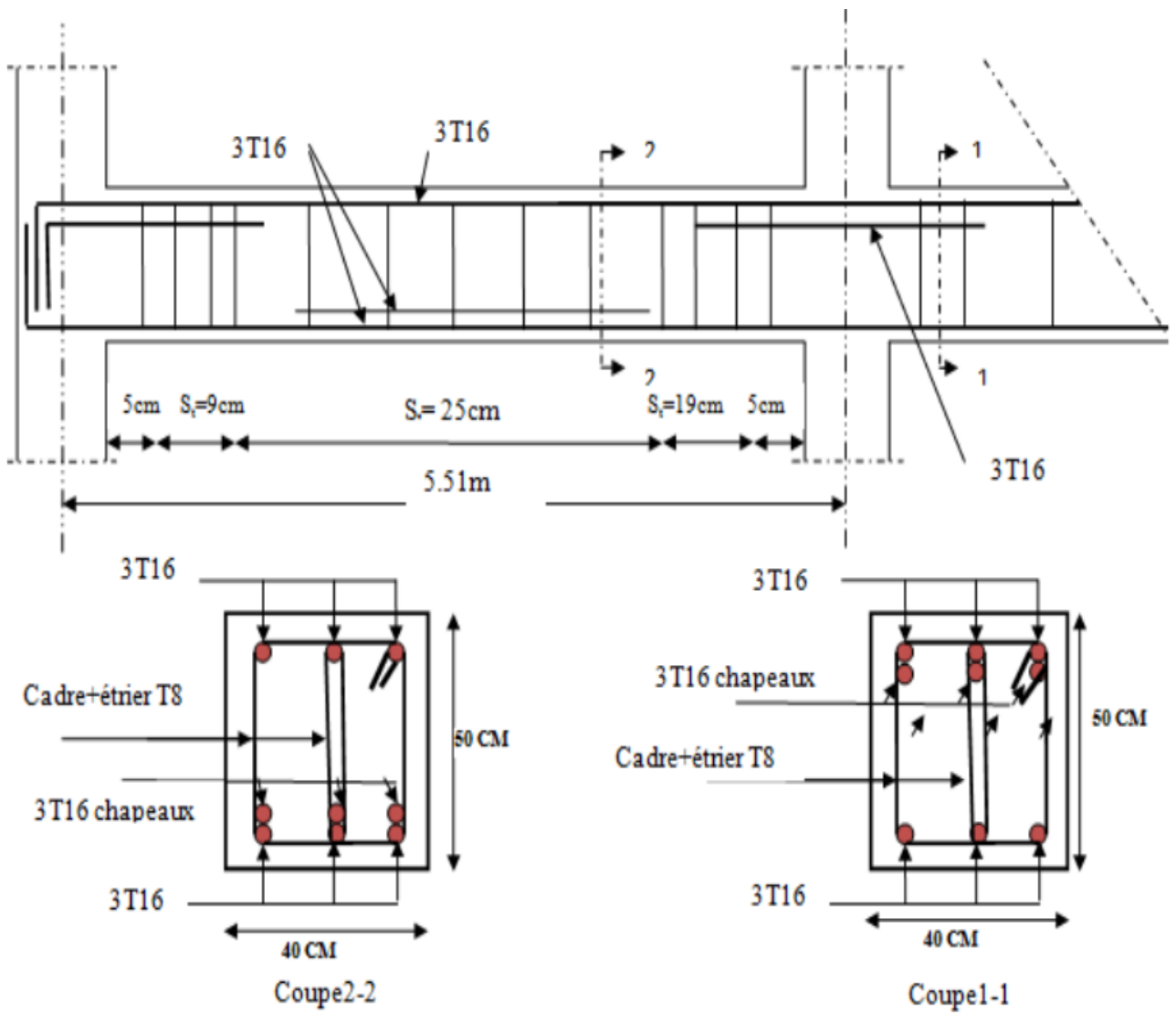


FIGURE 5.5 – Ferrailage des poutres principales.

5.1.1.2 Suivant le sens de la largeur

La poutre 1-4 : (poutre secondaire)

- Charges permanentes :(Poids du plancher sur la poutre)

$$G_{1-4} = \frac{(G_{pl} \times S1) - 4}{L_y} \quad \text{avec : } G_{pl} = 8,25 \text{KN/m}^2$$

$$S_{1-4} = S_{tri_{1-4}} + S_{tri_{1-4}} = 2 \times \left(\frac{L_y \cdot L_x}{4} \right)$$

$$S_{1-4} = 2 \times (5,51 \times 4,8) / 4 = 13,224 \text{m}^2 \quad S_{1-4} = 13,224 \text{m}^2$$

$$G_{1-4} = \frac{8,25 \times 13,224}{5,51} = 19,8 \text{KN/ml} \quad G_{1-4} = 19,8 \text{KN/ml}$$

- Charge d'exploitation :

$$q = 1 \text{KN/m}^2$$

$$Q_{1-4} = \frac{q \times S_{h-g}}{L_y}$$

$$Q_{1-4} = \frac{1 \times 13,224}{5,51} = 2,4 \text{KN/ml} \quad Q_{1-4} = 2,4 \text{KN/ml}$$

- Les combinaisons d'actions :

$$Q_{ser_{1-4}} = 1,35 (G_p + G_{1-4}) + 1,5 \times Q_{1-4} = 1,35 \times (3 + 19,8) + 1,5 \times 2,4 = 34,38 \text{KN/ml}$$

$$Q_{ser_{1-4}} = 34,38 \text{KN/ml}$$

- Schéma statique :

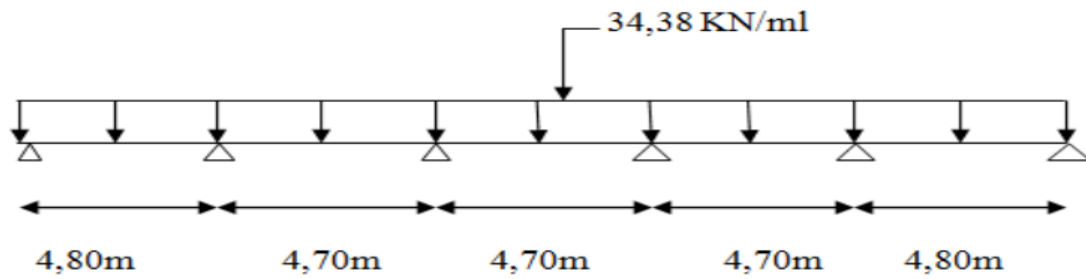


FIGURE 5.6 – Schéma statique suivant le sens de la largeur du réservoir à l'ELU.

- Diagramme des moments :

On utilise la méthode des trois moments :

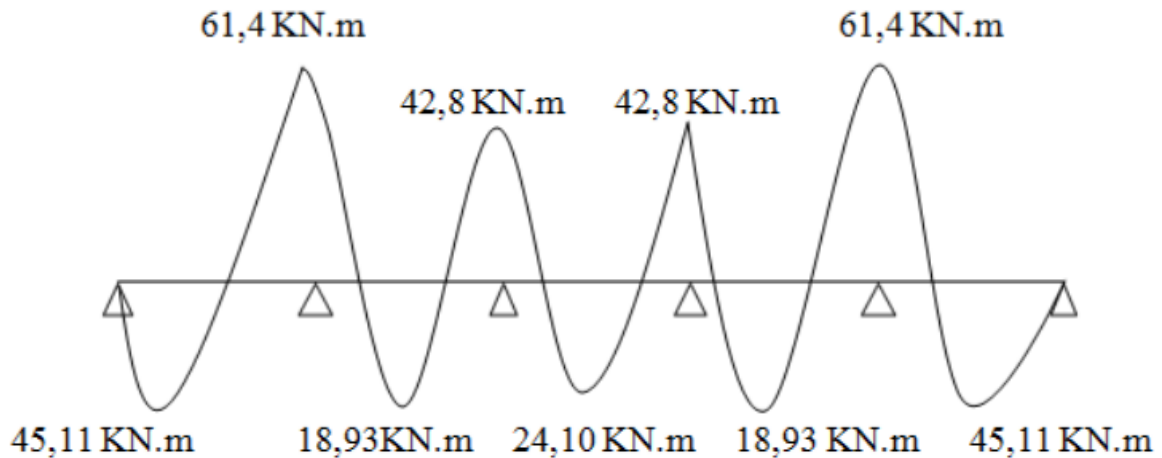


FIGURE 5.7 – Diagramme des moments du schéma statique suivant le sens de la largeur al'ELU.

5.1.1.2.1 Ferrailage :

La fissuration étant très préjudiciable le calcul se fait à L'ELU.

A) Ferrailage longitudinale

Largeur de la poutre $b = 0,30m$

Hauteur de la poutre $h = 0,40m$

Calcul de la position du centre de gravité des aciers par rapport à la fibre la plus comprimé

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,40 \Rightarrow d = 0,36m$$

Le moment Max en appuis = $61,46KN.m$

Le moment Max en travée = $45,11KN.m$

Flexion simple	Appuis	Travées
$M_{ser}(MN.m)$	0,0614	0,04511
$\sigma = \text{Min} \left(\frac{F_e}{2}; 90\sqrt{n.F_{t28}} \right) Mpa$	164,97	164,97
$\alpha_{rb} = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$	0,563	0,563
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right)$	0,229	0,229
$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}(MN.m)$	0,126	0,126
$M_{rb} > M_{ser}$	$As' = 0$	
$Z_r = d \times \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right)(m)$	0,2924	0,2924
$A_{ser} = M_{ser} / (\sigma_{st} \times Z_r)(cm^2)$	6,03	4,43
$A_{min} = 0,5\%B(cm^2)$	6	6
Les barres	3T16 = $6,03cm^2$	3T16 = $6,03cm^2$

TABLE 5.2: Résumé de ferrailage longitudinal pour les poutres secondaires.

B) Ferrailage transversale

Pour déterminer les efforts tranchants on doit déterminer le diagramme des moments à l'ELU.

On utilise la formule des trois moments :

$$M_{ti}(x) = \mu(x) + \frac{(M_b - M_a)x}{l_i} + M_a$$

$$T(x) = \frac{dM_{ti}(x)}{dx}$$

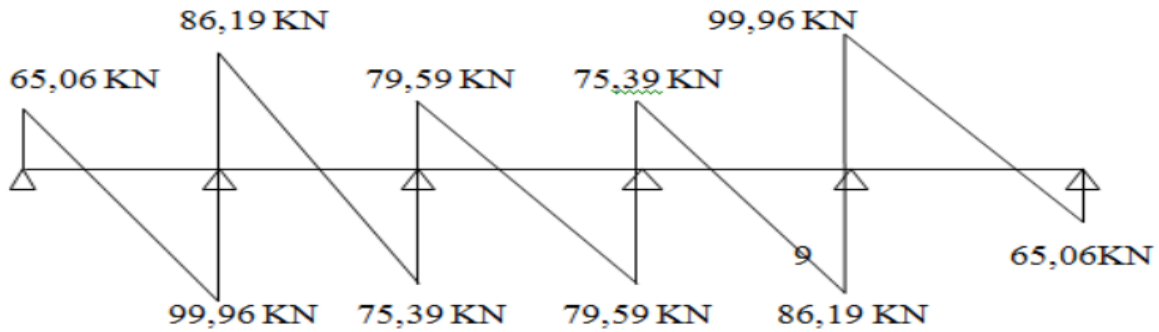


FIGURE 5.8 – Diagramme des $V(x)$ du schéma statique suivant le sens de la largeur.

5.1.1.2.2 Vérification au cisaillement

$$V_u^{max} = 99,96KN$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4Mpa\right) = \min(2,5; 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau}_U = 2,5Mpa$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{99,96 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,36} = 0,925Mpa \quad \tau_u^{max} = 0,925Mpa$$

$\tau_u^{max} = 0,925Mpa < \bar{\tau}_U = 2,5Mpa \Rightarrow$ la condition sur l'effort tranchant est vérifiée

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1,14cm$$

Donc on prend : $\phi_t = 8mm$ le ferrailage adopté est $4T8 \Rightarrow A_t = 2,01cm^2$

- Calcul des espacements :

D'après le B.E.A.L :

$$\alpha = 90^\circ \text{ et } k = 0(F.T.P)$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times \check{N}_e \times 0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{(\tau_u - 0,3k \times f_{t28}) \times b_0 \times \gamma_s} = \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 500 \times 0,9 \times (\sin 90 + \cos 90)}{0,925 \times 0,30 \times 1,15}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 28,83cm$$

- Espacement maximal :

$$S_{t_{max}} \leq \min(40cm; 0,9d; 15\phi_1) = \min(40cm; 0,9 \times 45; 0)$$

$$S_{t_{max}} \leq 32,4cm$$

- Pourcentage minimal d'armature :

$$\frac{A_t f_e}{S_t b_0} \geq 0,4Mpa \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} = \frac{2,01 \times 10^{-4} \times 500}{0,324 \times 0,30}$$

$$S_t \leq 86,16cm$$

$S_t = \text{Min}(\text{des trois vérifications}) \Rightarrow S_t \leq 28,83cm$

Selon RPA99 : Les armatures $A'_s = 0$ ne sont pas nécessaires :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 0,8; 30\right) \Rightarrow S_t \leq 9,6\text{cm} \Rightarrow S_t = 9\text{cm}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

5.1.1.2.3 Schéma de ferrailage :

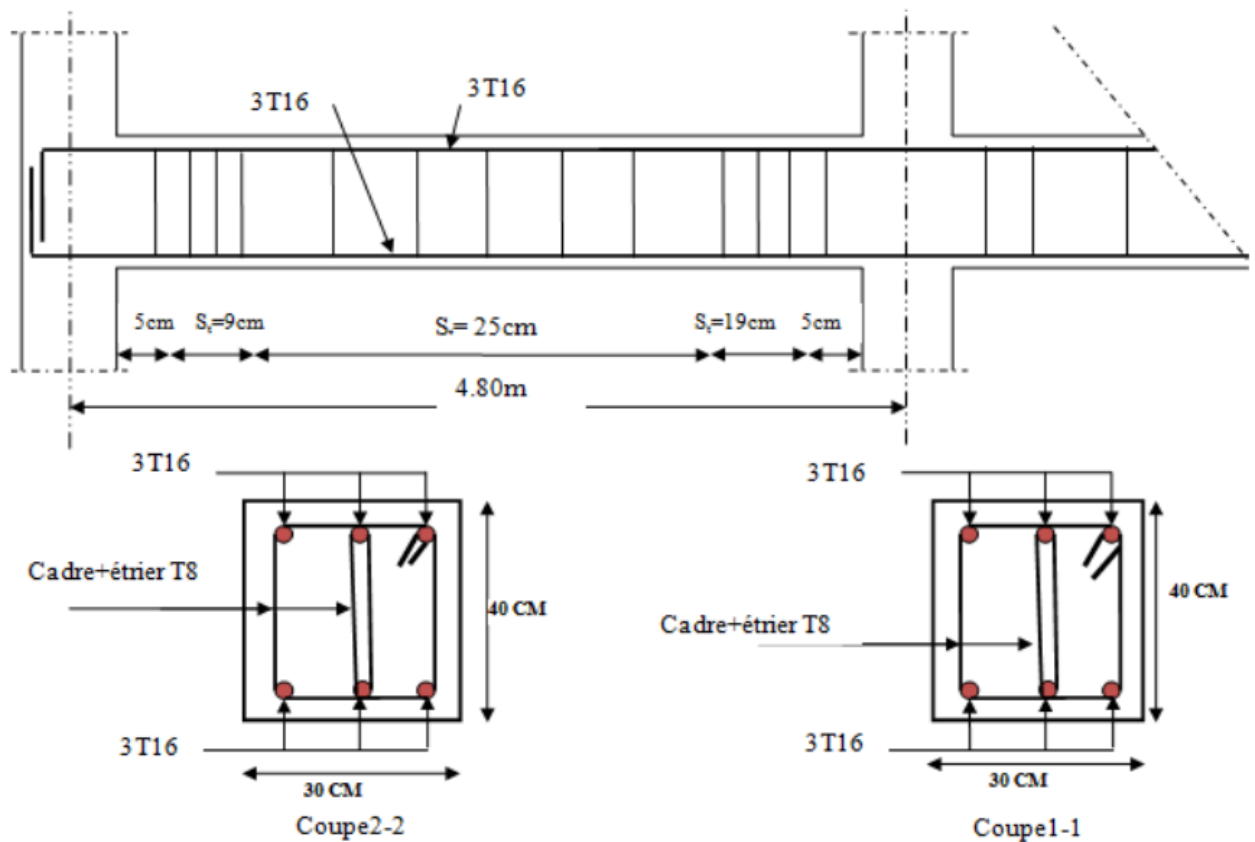


FIGURE 5.9 – Ferrailage des poutres secondaires.

5.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du ROBOT2012 :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0,8G + E$
- $0,8G - E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant ;
- L'effort normal minimal et le moment correspondant ;
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

5.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003)

A) armatures longitudinales : RPA99/2003(Art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.[3]

- $A_{min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa) ;
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante) ;

- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement) ;
- $\Phi_{min} = 12mm$ diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales ;
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser $25cm$ (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h \quad h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

h_e : hauteur d'étage.

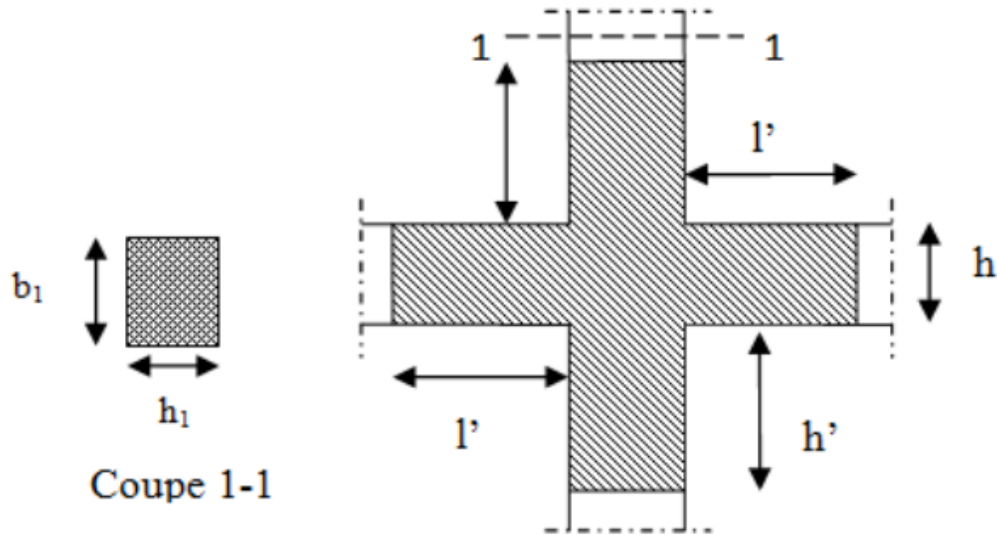


FIGURE 5.10 – La zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau 5.3 :

Section du poteau (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$ zone courante	$A_{max}(cm^2)$ zone de recouvrement
50×50	20	100	150

TABLE 5.3: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

B) armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :[3]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots (I) \quad \text{RPA99/verssion2003(art.7.4.2.2)}$$

tel que :

V_u est l'effort tranchant de calcul ;

h_1 hauteur totale de la section brute ;

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales ;

ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad \lambda_g : \text{l'élancement géométrique.}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l^{min}$ en zone IIa

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{si } \lambda_g \geq 5 & 0,3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 & 0,8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

5.2.2 Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel *ROBOT*2012, les résultats sont résumés dans le tableau 5.4 :

$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
N(KN)	M (KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN)
656,89	2,77	33,33	463,87	104,37	3,87

TABLE 5.4: Sollicitations dans les poteaux.

5.2.3 Calcul du ferrailage

A) Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau qu'est le plus sollicité.

Exemple de calcul : Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du réservoir, avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{ll} -N_{max} = 656,89KN & M_{cor} = 2,77KN.m \\ -M_{max} = 33,33kN.m & N_{cor} = 463,87KN \\ -N_{min} = 104,37KN & M_{cor} = 3,87KN.m \end{array}$$

- Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$$d = 0,45m; \quad d_0 = 0,05m$$

$$N = 656,89KN(\text{de compression})$$

$$M = 2,77KN.m \Rightarrow e_G = M/N = 0,004m$$

$e_G < h/2 = 0,5/2 = 0,25m \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \geq (0,337h - 0,81d_0)b \times h \times f_{bu} \dots \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 2,77 + 656,89 \times (0,45 - \frac{0,5}{2}) = 179,264KN.m$$

$$(I) \Rightarrow 656,89 \times 10^{-3} \times (0,45 - 0,05) - 179,264 \times 10^{-3} \geq (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,5^2 \times 14,2$$

$$0,172 \geq 0,45 \quad \text{non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{179,264 \times 10^3}{0,5 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,124$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$z = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,173$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,24$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 0,011$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$A1 = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{179,264 \times 10^3}{0,42 \times 348} = 12,26cm^2$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha_1) = 0,42$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0,166$$

$$A = A1 - \frac{N}{f_{st}} = -12,99cm^2$$

- Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M = 33,33KN.m, \quad N = 463,87KN \Rightarrow e_G = 0,043m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

(I) $\Rightarrow 0,09 \geq 0,45$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0,136MN \Rightarrow \mu_{bu} = 0,095 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,125 \Rightarrow z = 0,427m \Rightarrow A_1 = 9,15cm^2 \Rightarrow A = -6,99cm^2 \leq 0$$

- Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$M = 3,87KN.m, \quad N = 104,37KN \Rightarrow e_G = 0,05m$$

(I) $\Rightarrow 0,04 \geq 0,45$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0,0663MN \Rightarrow \mu_{bu} = 0,046 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,03 \Rightarrow z = 0,44m \Rightarrow A_1 = 4,33cm^2 \Rightarrow A = -3,26cm^2$$

M(KN.m)	N(KN)	A_{sup}	A_{inf}	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Barres
2,77	656,89	0,00	0,00	20	25,13	8T20
33,33	463,87	0,00	0,00			
3,87	104,37	0,00	0,00			

TABLE 5.5: Ferrailage longitudinal des poteaux.

B) Ferrailage transversale

Le tableau 5.3 résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les poteaux.

-

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0,707 \times 180}{50} = 11,03 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

D'où :

$$A_t = \frac{2,5 \times 4,68 \times 15 \times 10^{-3}}{50 \times 400} = 8,77 \times 10^{-3} cm^2$$

- Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{lmax} \Rightarrow L_r = 80cm$$

- Espacement

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15cm) = \min(20; 15) \Rightarrow t = 10cm$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 2 = 30cm \Rightarrow t = 15cm$$

ϕ_l^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u	l_r	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	$A_t(cm^2)$	A_t^{opt}	N^{bre} de barres
2,0	551,5	11,03	4,68	80	10	15	0,087	4,52	4HA8

TABLE 5.6: Armatures transversales des poteaux.

Conformément aux règles du RPA 99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

5.2.4 Vérifications

A) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93 [4] (Article B.8.4.1)}$$

Avec : α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement ($0,7 \times l_0$)

i : rayon de giration ; $i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = 0,144$

br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\lambda = 38,29 \quad \alpha = 0,685$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) = (50 - 2)(50) = 2304m^2 = 0,23cm^2$$

$$N_{ul} = 4494,11Kn$$

$$N_{u_{max}} = 879,12Kn < N_{ul} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

B) Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est très nuisible, on va entamer la vérification du poteau le plus sollicité, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{b} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d\right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0,9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

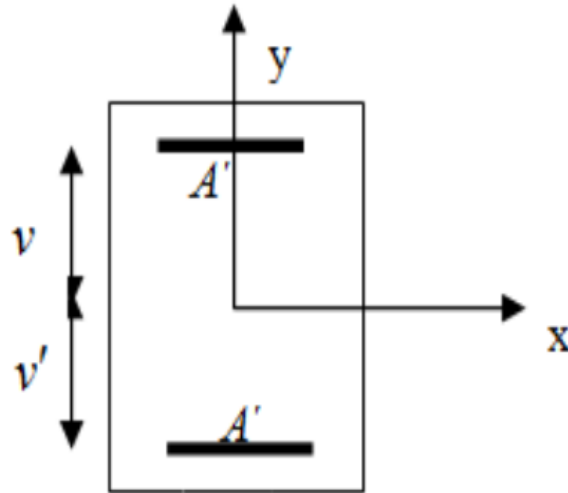


FIGURE 5.11 – Section d'un poteau.

d (cm)	A (cm^2)	V (cm)	V' (cm)	I_{gg} (m^4)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	Observation
45	28,65	27,62	22,38	0,0067	45,27	14,87	0,79	Vérifier

TABLE 5.7: Vérification des contraintes dans le béton.

C) Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau ?? :

section	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (m)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
50 × 50	5,51	11,03	0,075	0,45	6,42	0,028	1,87	Vérifier

TABLE 5.8: Vérification des contraintes tangentielles.

5.2.5 Disposition constructive des poteaux

A) Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

Avec :

$$H = \max\left(\frac{i_0}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

b_1, h_1 : les dimensions du poteau

h_e : Hauteur de réservoir.

$$H = \max(141, 66; 50; 50; 60cm) = 141, 66cm \quad H = 150cm$$

5.2.6 Le schéma de ferrailage des poteaux

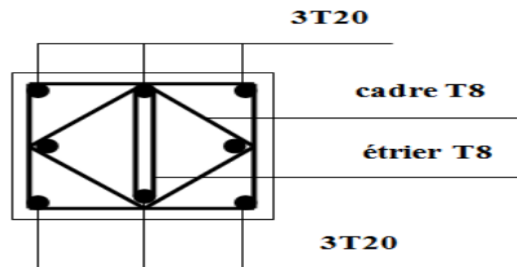


FIGURE 5.12 – Schéma de ferrailage des poteaux coupe (E-E).

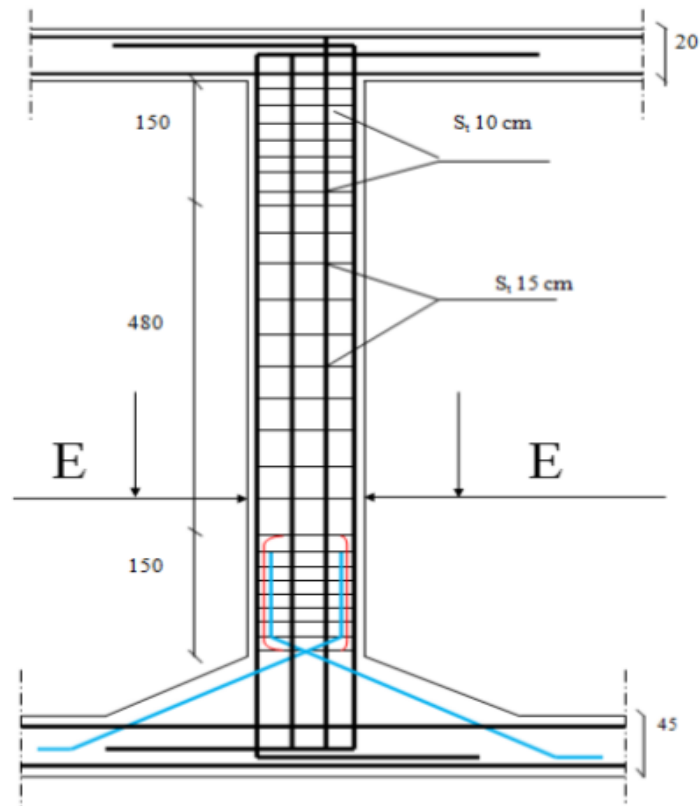


FIGURE 5.13 – Schéma du ferrailage du poteau.

5.3 ETUDE DES PAROIS

Les voiles sont des murs en béton armé qui forment avec la couverture et le radier une enveloppe étanche, les voiles sont soumises aux charges suivantes :

- La poussée de l'eau stockée agissant de l'intérieur vers l'extérieur ;
- L'effort normal transmit par la couverture et le poids propre de la paroi ;
- La poussée des terres agissent de l'extérieur vers l'intérieur.

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion ;
- Rupture en flexion par effort tranchant ;
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT autodesk2012 dans l'ordre suivant :

➤ **Pour voiles extérieurs**

- Réservoir vide sans poussées de terres
 - * $1,35G + 1,5Q$
 - * $G + Q$
- Réservoir vide avec poussées de terres
 - * $1,35 (G + Pt) + 1,5Q$
 - * $G + Pt + Q$
- Réservoir plein
 - * $1,35 G + Pt + 1,5 (Q + W)$
 - * $G + Pt + Q + W$

– Réservoir sous combinaisons accidentelles : (ELA)

* $G+Q+Ex$

* $G+Q+Ey$

* $0,8G+Ex$

* $0,8G+Ey$

* $0,8G-Ex$

* $0,8G-Ey$

➤ **Pour voile intermédiaire**

– Réservoir vide sans poussées de terres

* $1,35G+1,5Q$

* $G+Q$

– Réservoir plein (sans poussées des terres)

* $1,35 G + 1,5 (Q+W)$

* $G + Q + W$

– Réservoir sous combinaisons accidentelles : (ELA)

* $G+Q+Ex$

* $G+Q+Ey$

* $0,8G+Ex$

* $0,8G+Ey$

* $0,8G-Ex$

* $0,8G-Ey$

5.3.1 Détermination des sollicitations dans les voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir des résultats des cartographies pour chaque cas et combinaisons citer précédemment comme suit :

5.3.1.1 Voiles extérieurs

A) **Premier cas : (Réservoir vide sans poussées de terres) :**

détermination des sollicitations (M, N) :

Zone	Mx (KN.m)	Nx (KN)
0<X<1	-17,27	-58,24
1<X<H	22,15	-57,69

TABLE 5.9: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELU).

- Nape horizontale :

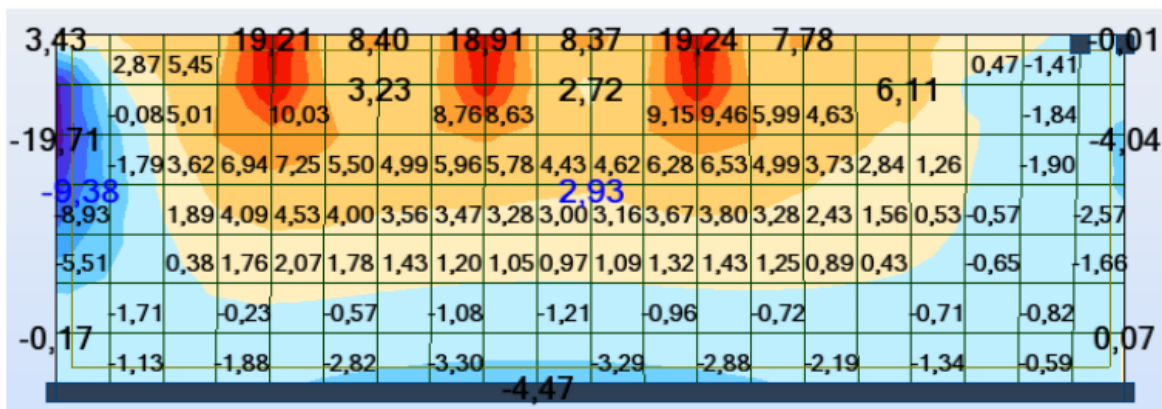


FIGURE 5.16 – Cartographie des moments selon l'axe YY (Sans poussées des terres à l'ELU).

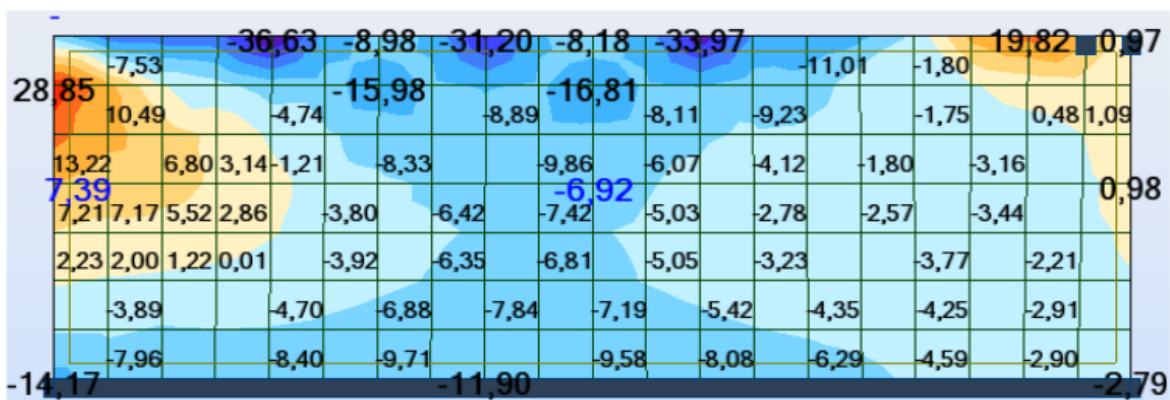


FIGURE 5.17 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Sans poussées des terres à l'ELU).

Zone	M _x (KN.m)	N _x (KN)
0<X<1	-12,3	-40,74
1<X<H	11,19	-41,47

TABLE 5.11: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELS).

- Nape horizontale :

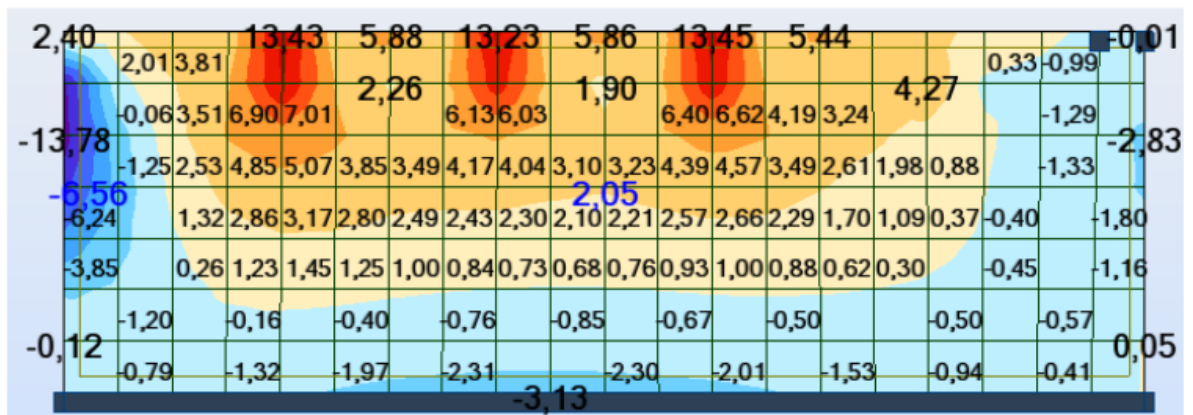


FIGURE 5.20 – Cartographie des moments selon l'axe YY (Sans poussées des terres à l'ELS).

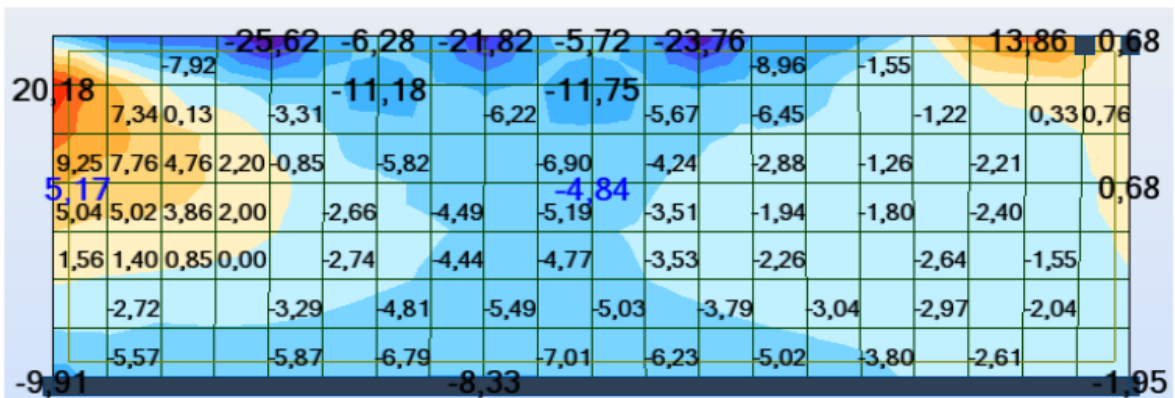


FIGURE 5.21 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Sans poussées des terres à l'ELS).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-6,56	5,17
1<Y<L-1	2,05	-4,84

TABLE 5.12: Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Premier cas à l'ELS).

B) Deuxième cas : (Réservoir vide avec poussées de terres) : détermination des sollicitations (M, N) :

(a) A l'ELU : $1.35 (G+Pt) + 1.5Q$

- Nappe verticale :

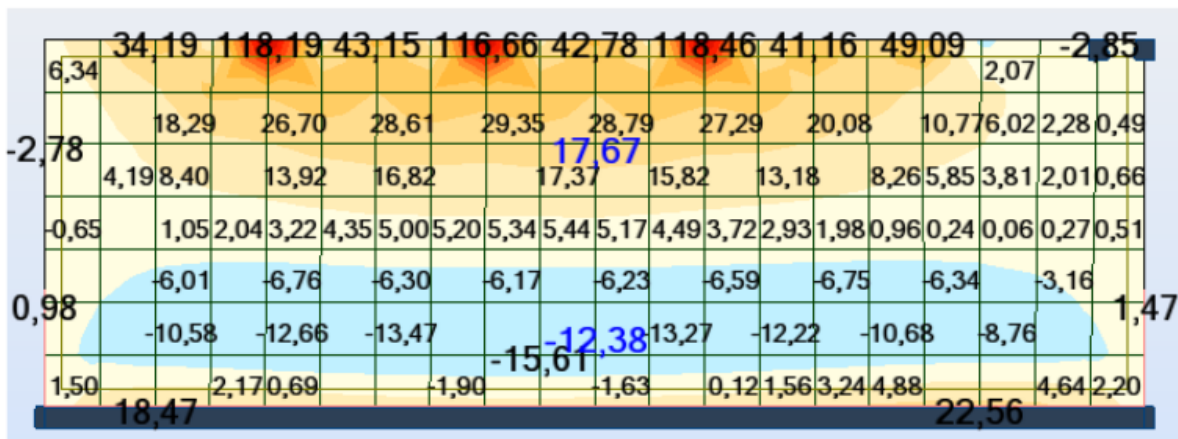


FIGURE 5.22 – Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).

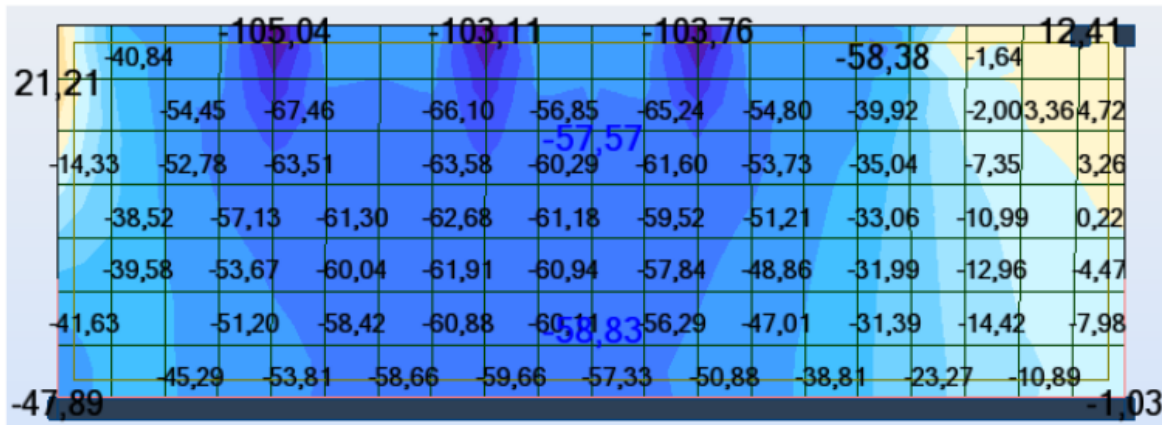


FIGURE 5.23 – Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).

Zone	M_x (KN.m)	N_x (KN)
$0 < X < 1$	-12,38	-58,83
$1 < X < H$	17,67	-57,57

TABLE 5.13: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELU).

- Nape horizontale :

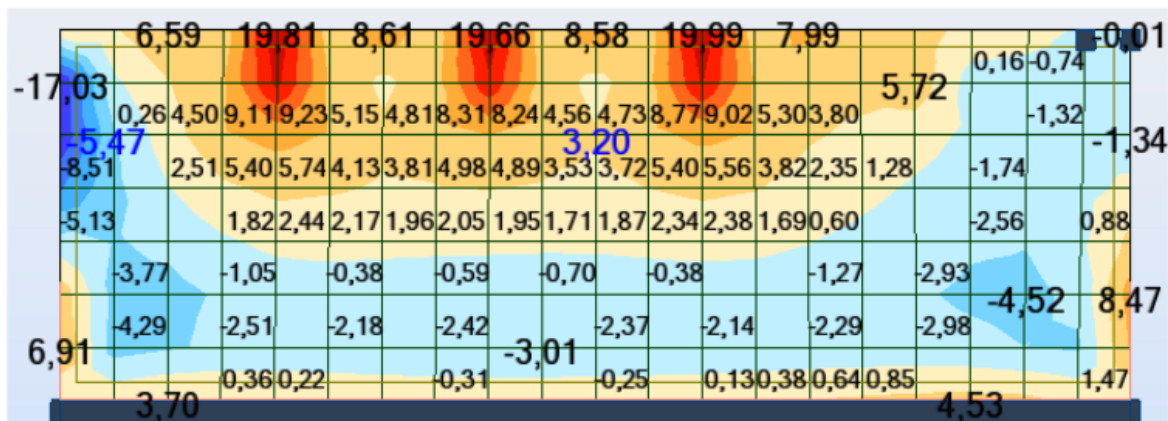


FIGURE 5.24 – Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).

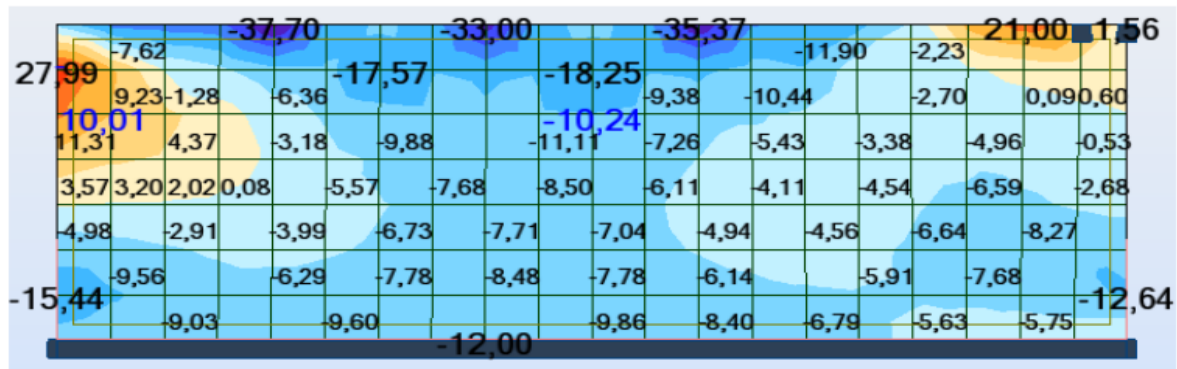


FIGURE 5.25 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELU).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
$0 < y < 1$	-5,47	10,01
$1 < Y < L-1$	3,20	-10,24

TABLE 5.14: Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELU).

(b) A l'ELS : $G + Pt + Q$

- Nappe verticale :

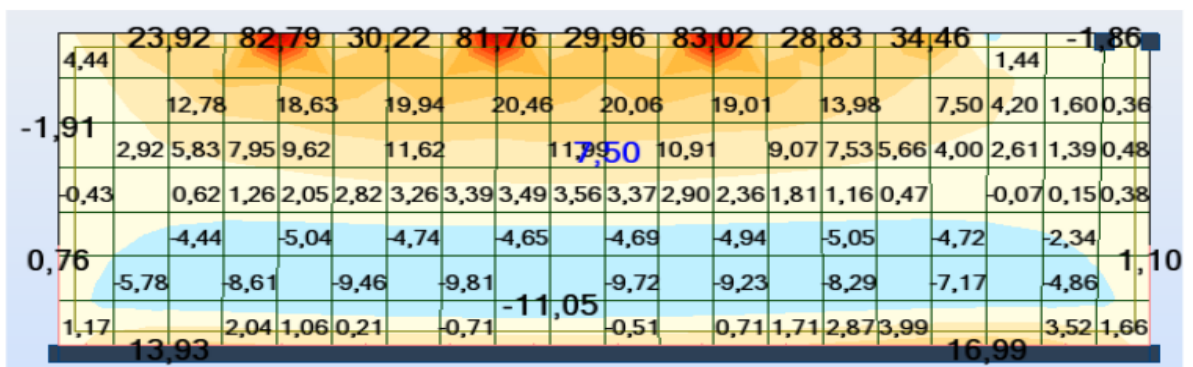


FIGURE 5.26 – Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).

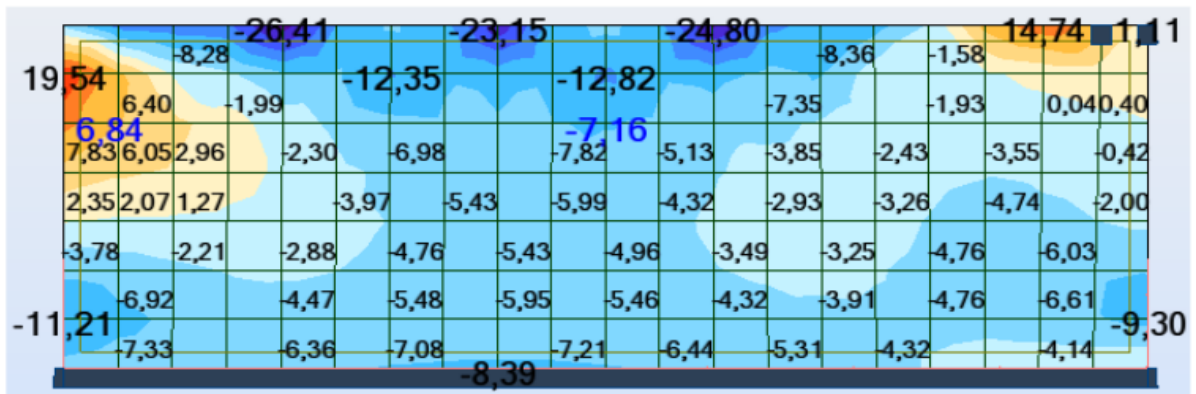


FIGURE 5.29 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Réservoir vide avec poussées de terres à l'ELS).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-3,75	6,84
1<Y<L-1	2,18	-7,16

TABLE 5.16: Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Deuxième cas à l'ELS).

C) Troisième cas : (Réservoir plein) : détermination des sollicitations (M, N) :

(a) A l'ELU : 1.35G+Pt+1.5 (Q+W)

- Nappe verticale :

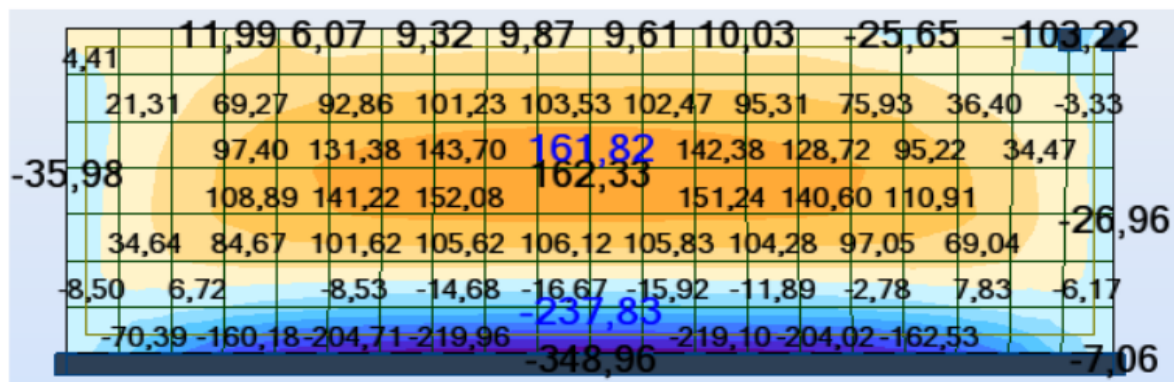


FIGURE 5.30 – Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir plein à l'ELU).

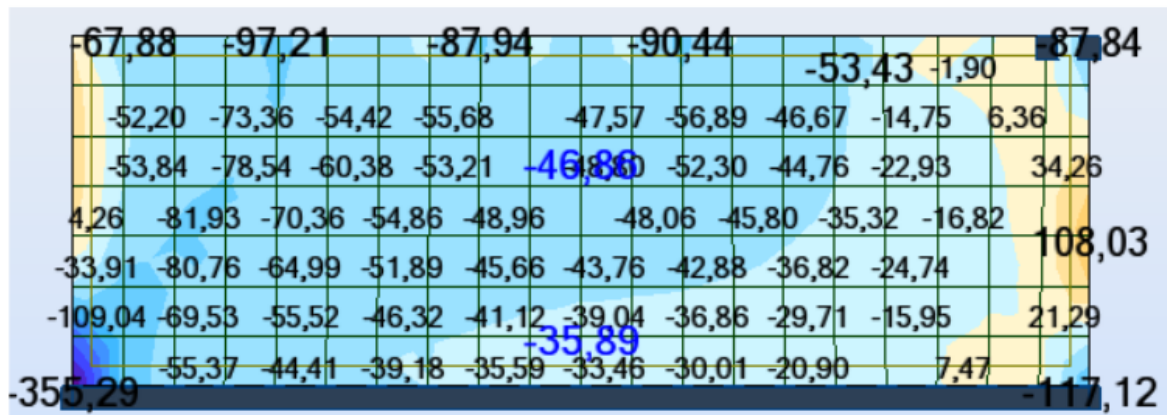


FIGURE 5.31 – Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir plein à l'ELU).

Zone	M_x (KN.m)	N_x (KN)
$0 < X < 1$	-237,83	-35,89
$1 < X < H$	161,82	-46,86

TABLE 5.17: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELU).

- Nape horizontale :

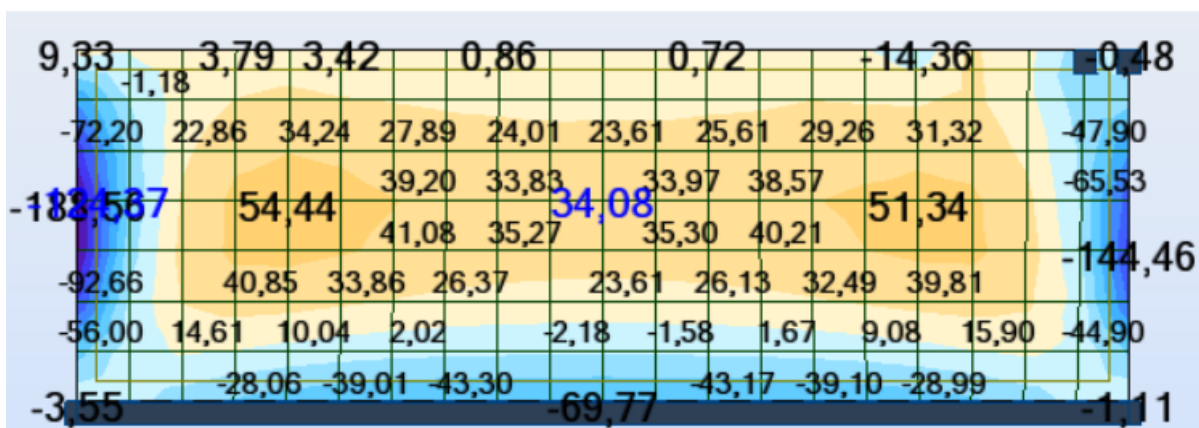


FIGURE 5.32 – Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir plein à l'ELU).

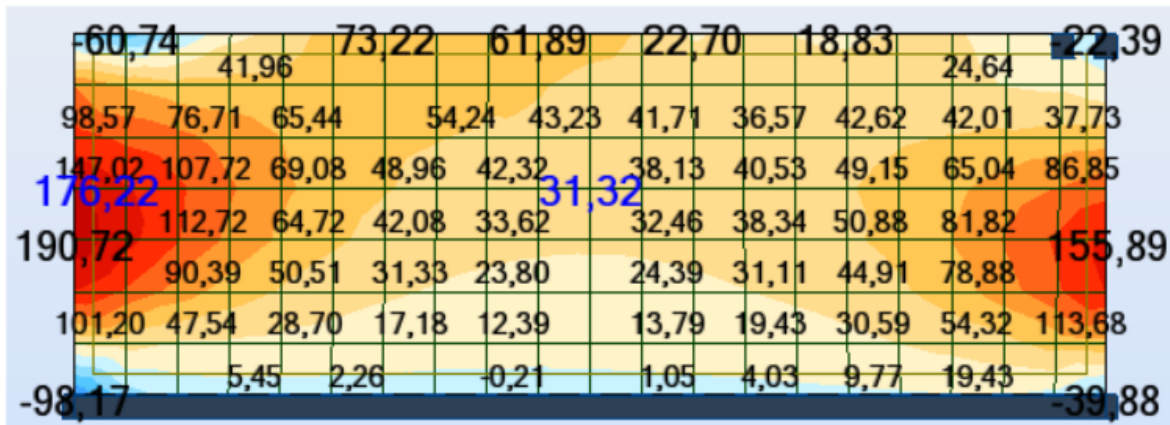


FIGURE 5.33 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Réservoir plein à l'ELU).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-124,37	176,22
1<Y<L-1	34,08	31,32

TABLE 5.18: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELU).

(b) A l'ELS : G+Pt+Q+W

- Nappe verticale :

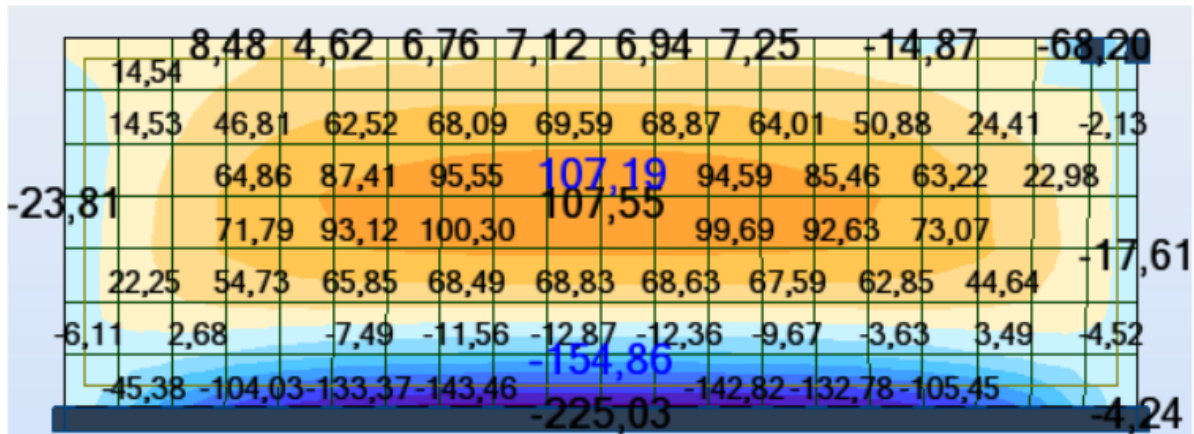


FIGURE 5.34 – Cartographie des moments selon l'axe XX (Réservoir plein à l'ELS).

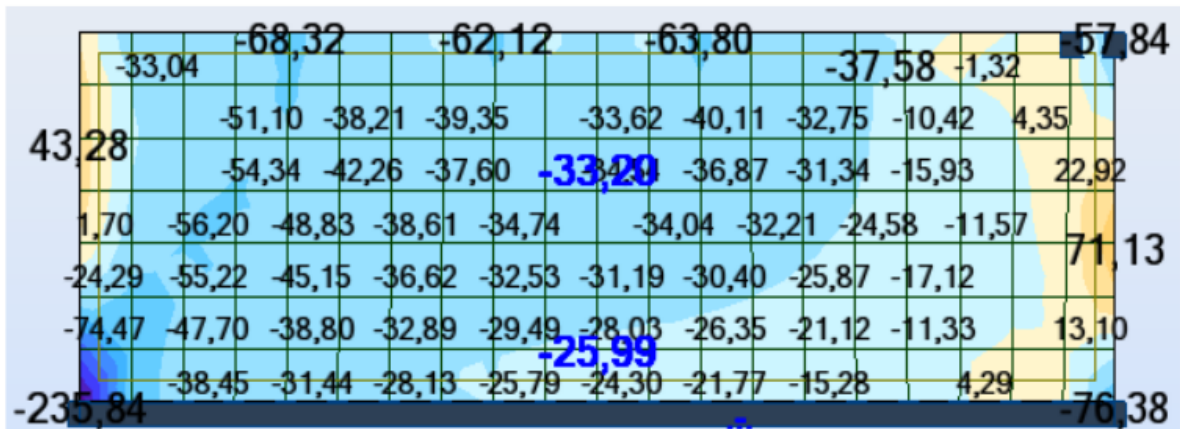


FIGURE 5.35 – Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (Réservoir plein à l'ELS).

Zone	M_x (KN.m)	N_x (KN)
$0 < X < 1$	-154,86	-25,99
$1 < X < H$	107,19	-33,20

TABLE 5.19: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELS).

- Nappe horizontale :

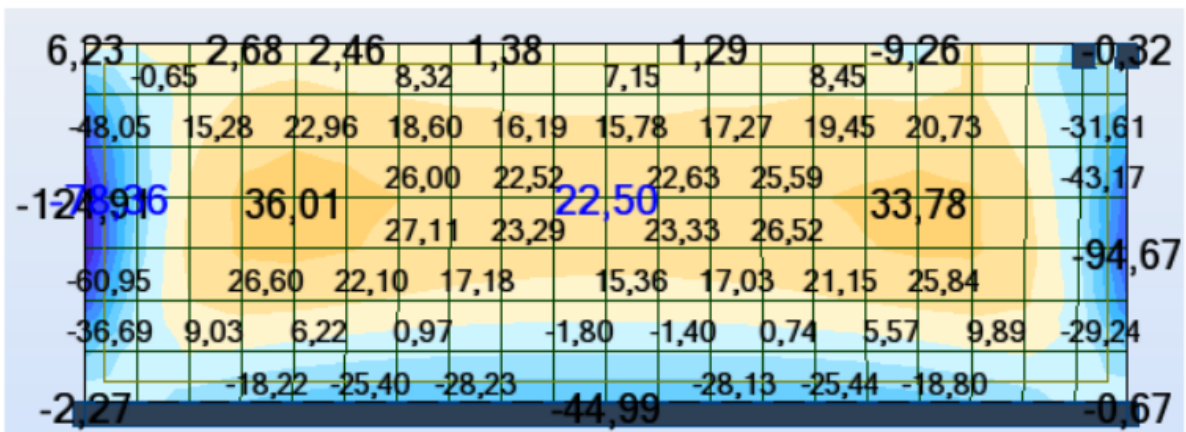


FIGURE 5.36 – Cartographie des moments selon l'axe YY (Réservoir plein à l'ELS).

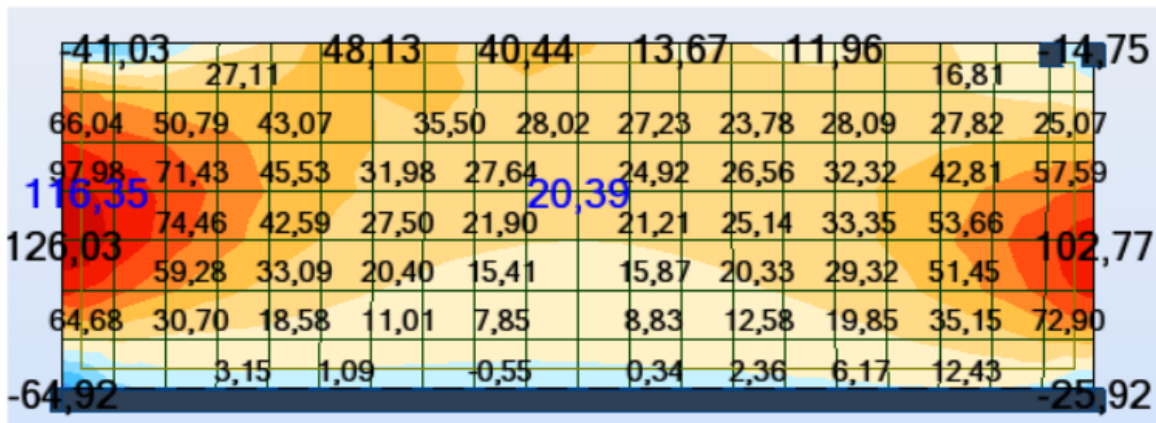


FIGURE 5.37 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (Réservoir plein à l'ELS).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-78,36	116,35
1<Y<L-1	22,50	20,39

TABLE 5.20: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Troisième cas à l'ELS).

D) **Quatrième cas : (ELA)** détermination des sollicitations (M, N) :

- Nappe verticale

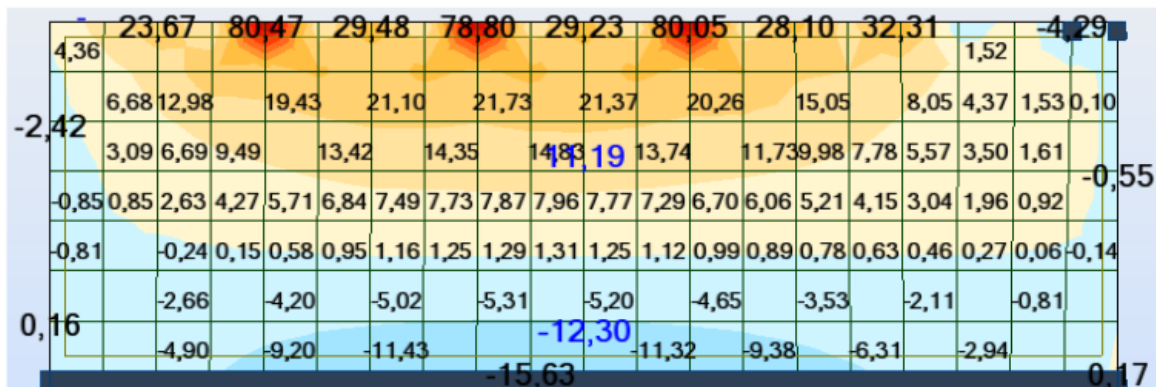


FIGURE 5.38 – Cartographie des moments selon l'axe XX (ELA).

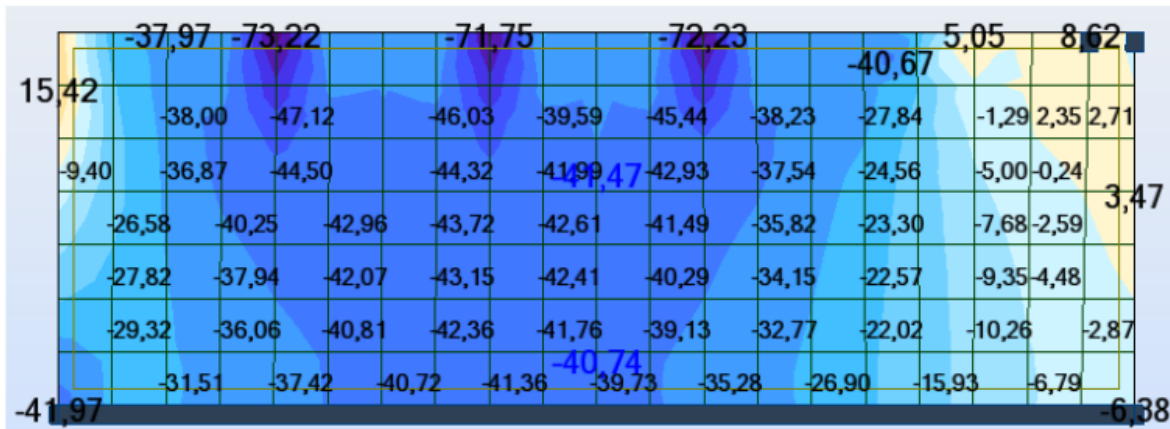


FIGURE 5.39 – Cartographie des efforts de membrane N_{xx} (ELA).

Zone	M_x (KN.m)	N_x (KN)
$0 < X < 1$	-12,30	-40,74
$1 < X < H$	11,19	-41,47

TABLE 5.21: Sollicitations dans la nappe verticale pour les voiles extérieurs (Quatrième cas à l'ELA).

- Nappe horizontale

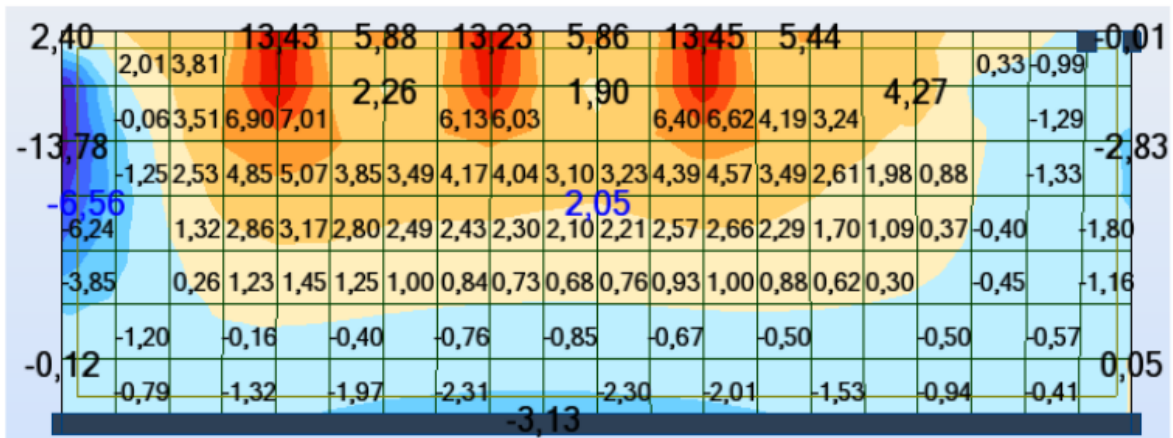


FIGURE 5.40 – Cartographie des moments selon l'axe YY (ELA).

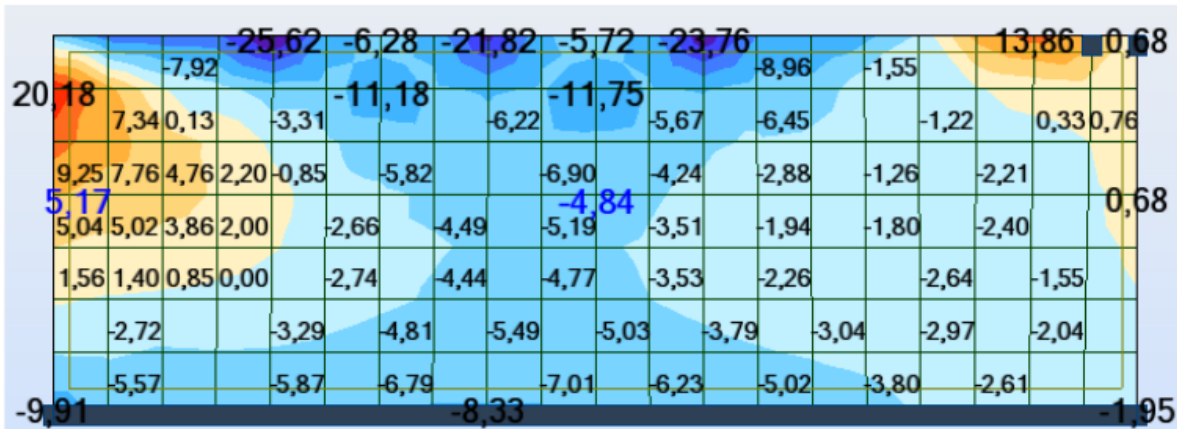


FIGURE 5.41 – Cartographie des efforts de membrane Nyy (ELA).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
$0 < Y < 1$	-6,56	5,17
$1 < Y < L-1$	2,05	-4,84

TABLE 5.22: Sollicitations dans la nappe horizontale pour les voiles extérieurs (Quatrième cas à l'ELA).

5.3.1.2 Voile intermédiaire (voile de séparation)

A) Premier cas : (Réservoir vide sans poussées de terres) : Détermination des sollicitations (M, N) :

1 A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$

- Nappe verticale

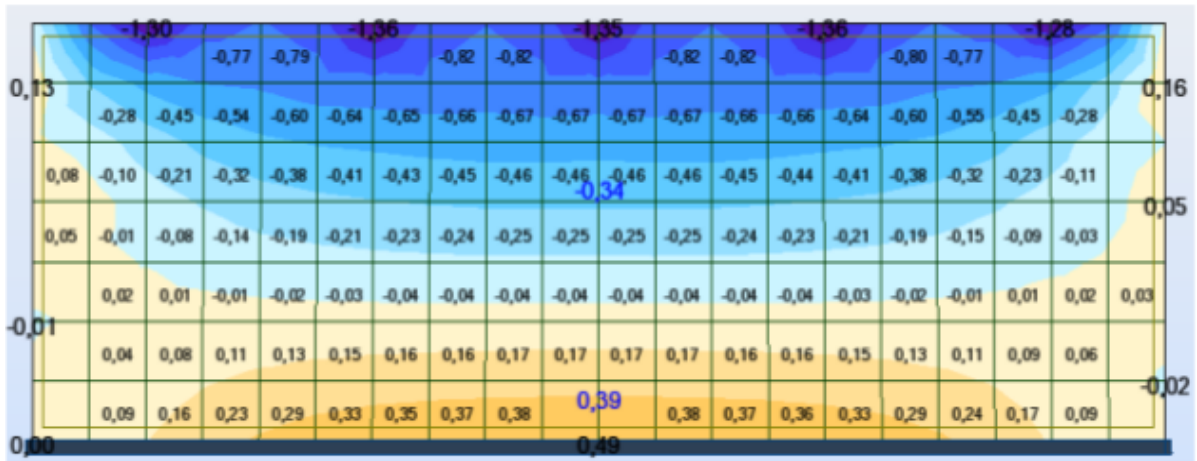


FIGURE 5.42 – Cartographie des moments selon l’axe XX Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELU).

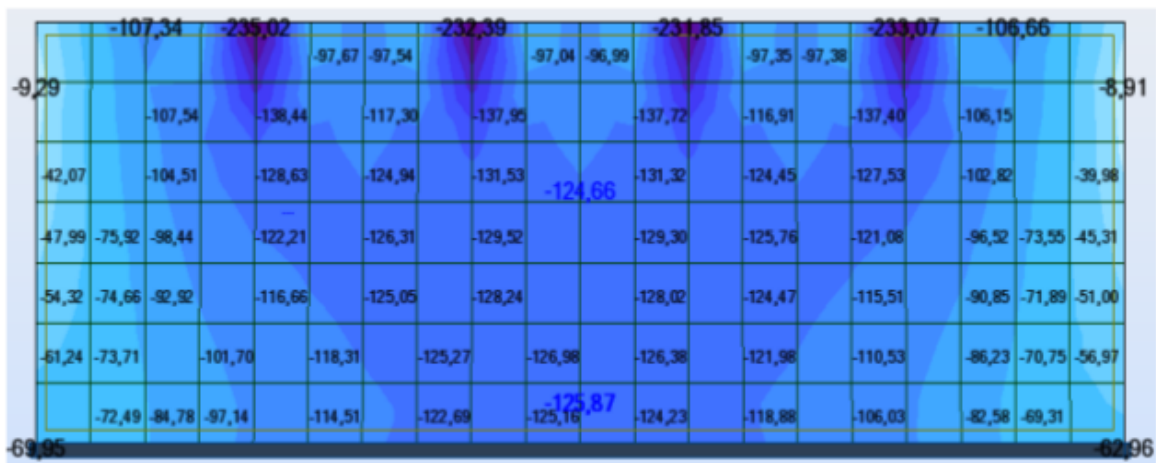


FIGURE 5.43 – Cartographie des efforts de membrane Nxx Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELU).

Zone	Mx (KN.m)	Nx (KN)
$0 < X < 1$	0,39	-125,87
$1 < X < H$	-0,34	-124,66

TABLE 5.23: Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l’ELU).

- Nappe horizontale

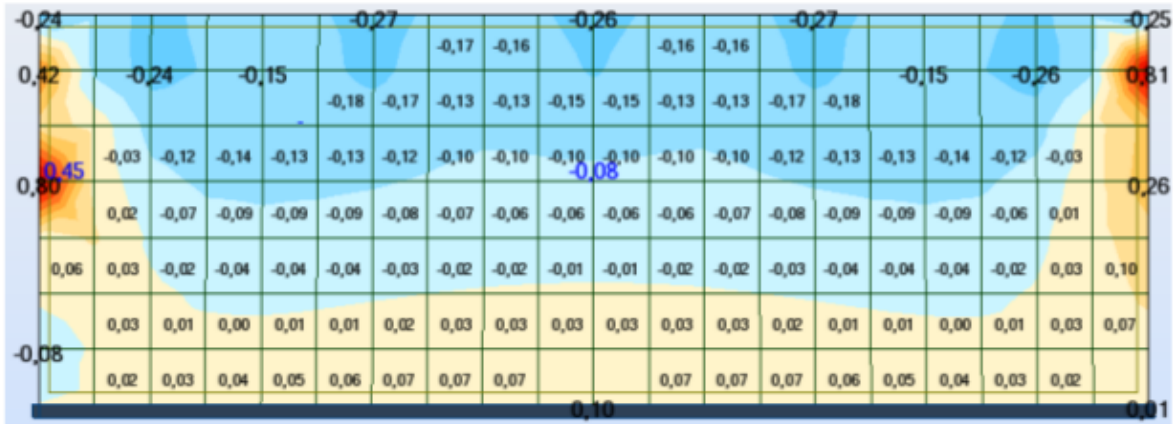


FIGURE 5.44 – Cartographie des moments selon l’axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELU).

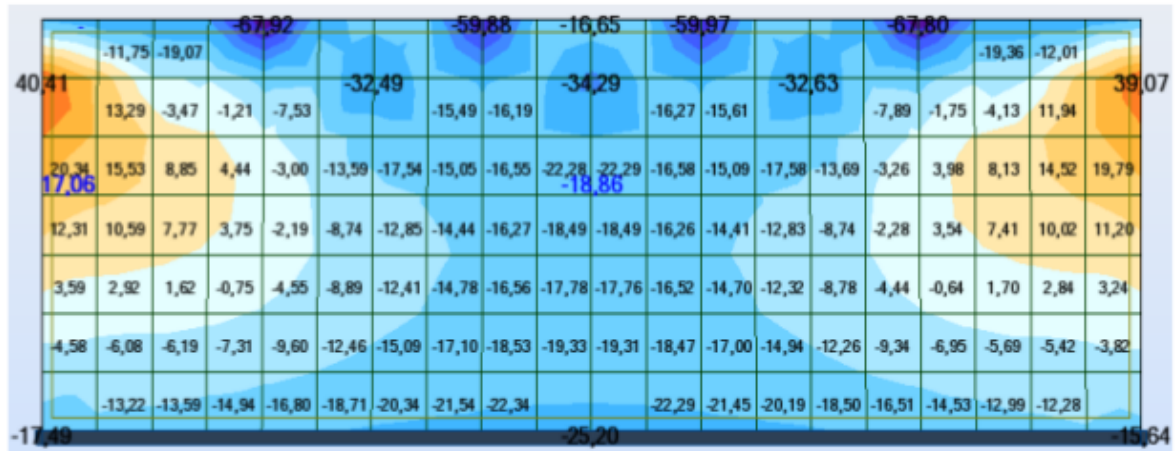


FIGURE 5.45 – Cartographie des efforts de membrane Nyy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELU).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
$0 < Y < 1$	0,1	17,06
$1 < Y < L-1$	-0,08	-18,86

TABLE 5.24: Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l’ELU).

2 A l'ELS : G+Q

- Nappe verticale



FIGURE 5.46 – Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).

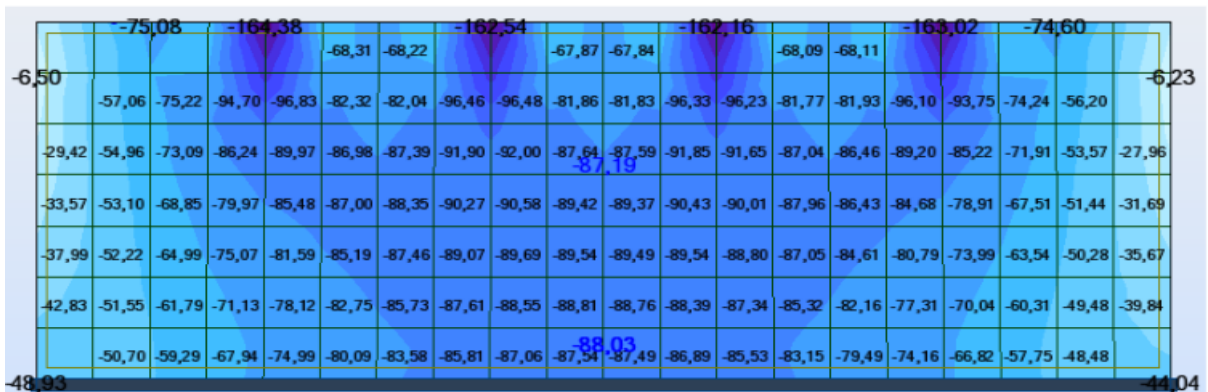


FIGURE 5.47 – Cartographie des efforts de membrane Nxx Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l'ELS).

Zone	Mx (KN.m)	Nx (KN)
$0 < X < 1$	0,27	-88,03
$1 < x < H$	-0,24	-87,19

TABLE 5.25: Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l'ELS).

- Nappe horizontale

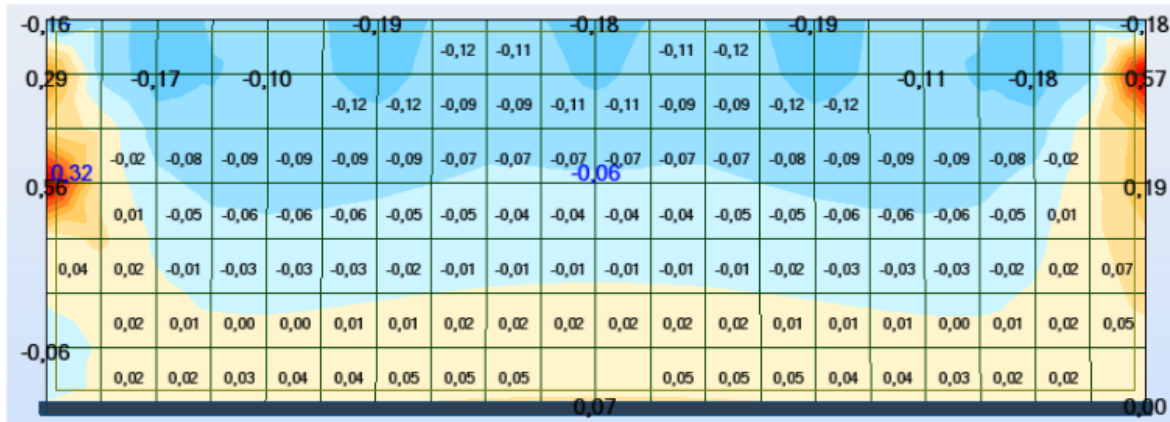


FIGURE 5.48 – Cartographie des moments selon l’axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELS).



FIGURE 5.49 – Cartographie des efforts de membrane Nyy Dans le voile intermédiaire (Réservoir vide sans poussées de terres à l’ELS).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
$0 < Y < 1$	0,32	-16,18
$1 < Y < L-1$	-0,06	-13,19

TABLE 5.26: Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Premier cas à l’ELU).

B) Deuxième cas : (Réservoir plein sans poussées de terres) : Détermination des sollicitations (M, N) :

1 A l'ELU : $1,35G+1,5 (Q+W)$

- Nappe verticale

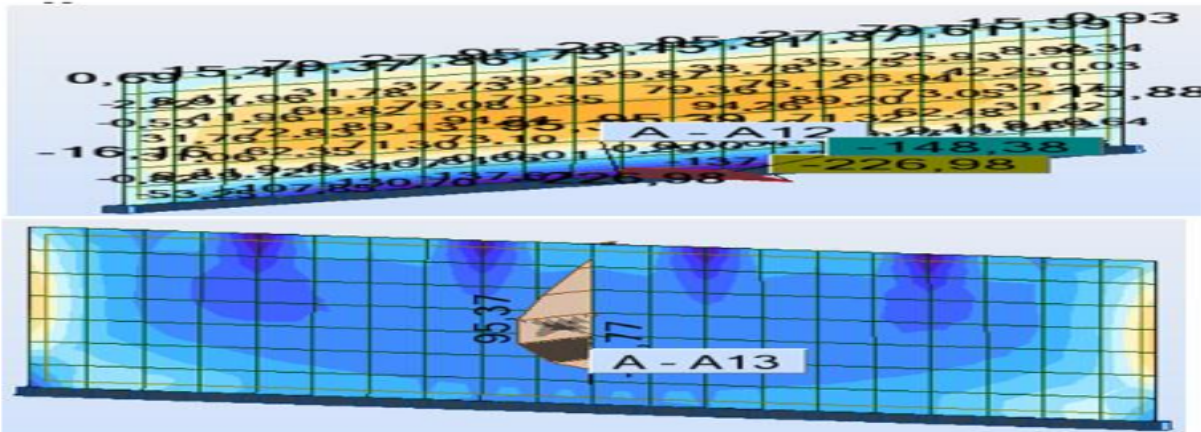


FIGURE 5.50 – Cartographies des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).

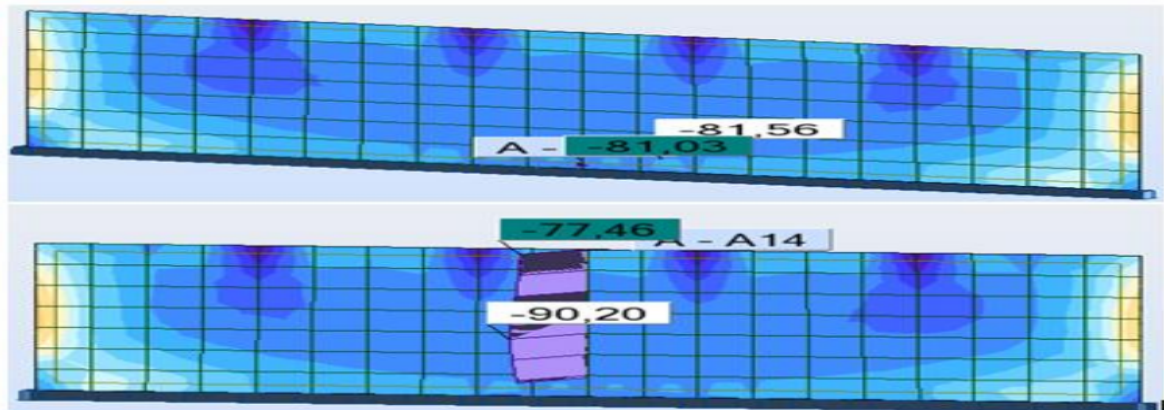


FIGURE 5.51 – Cartographies des efforts de membrane N_{xx} Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).

Zone	M _x (KN.m)	N _x (KN)
0<X<1	-226,98	-81,56
1<X<H	95,37	-90,20

TABLE 5.27: Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELU).

- Nappe horizontale

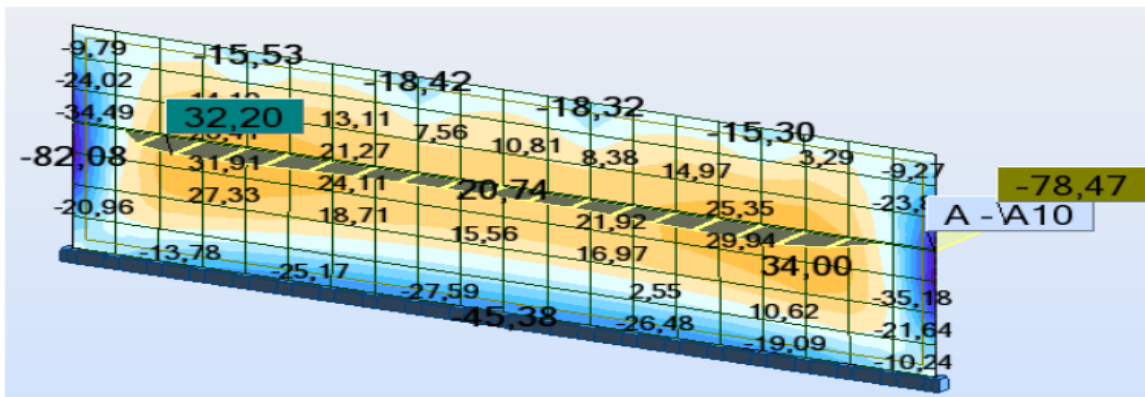


FIGURE 5.52 – Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).

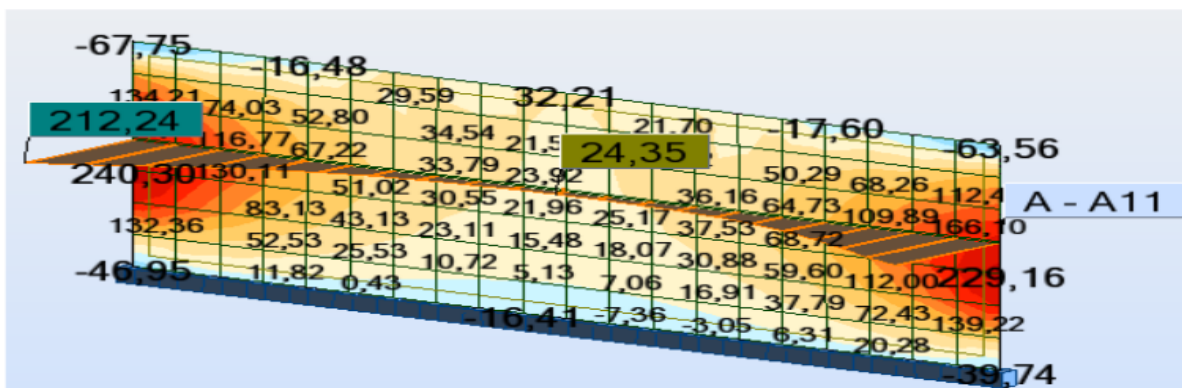


FIGURE 5.53 – Cartographie des efforts de membrane Nyy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELU).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-,78,47	212,24
1<Y<L-1	32,20	24,35

TABLE 5.28: Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELU).

2 A l'ELS : G+Q+W

- Nappe verticale

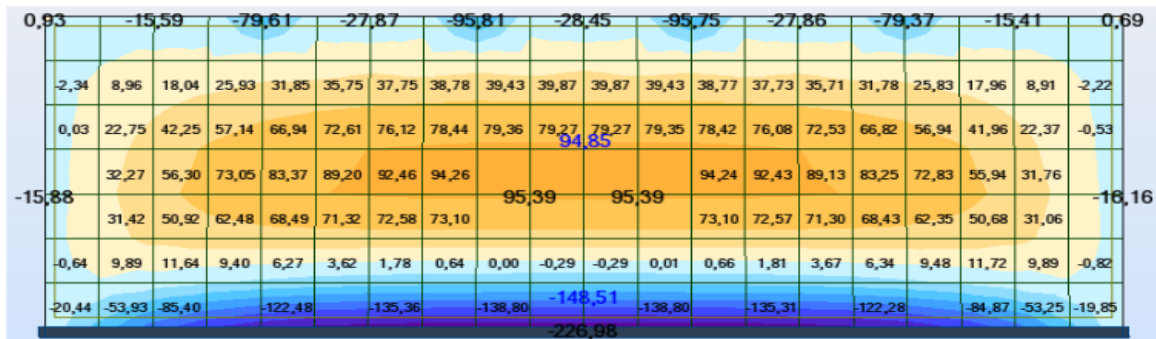


FIGURE 5.54 – Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).

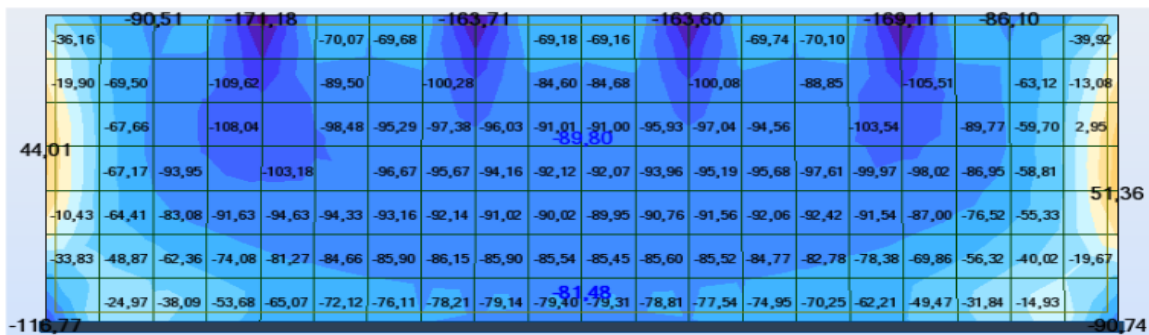


FIGURE 5.55 – Cartographie des efforts de membrane Nxx Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).

Zone	Mx (KN.m)	Nx (KN)
0<X<1	-148,51	-81,48
1<x<H	94,85	-89,90

TABLE 5.29: Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Deuxième cas à l'ELS).

- Nappe horizontale



FIGURE 5.56 – Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).



FIGURE 5.57 – Cartographie des efforts de membrane Nyy Dans le voile intermédiaire (Réservoir plein sans poussées de terres à l'ELS).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
0<Y<1	-45,74	200,15
1<Y<L-1	20,66	23,97

TABLE 5.30: Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire.

C) Troisième cas : (ELA) Détermination des sollicitations (M, N) :

- Nappe verticale

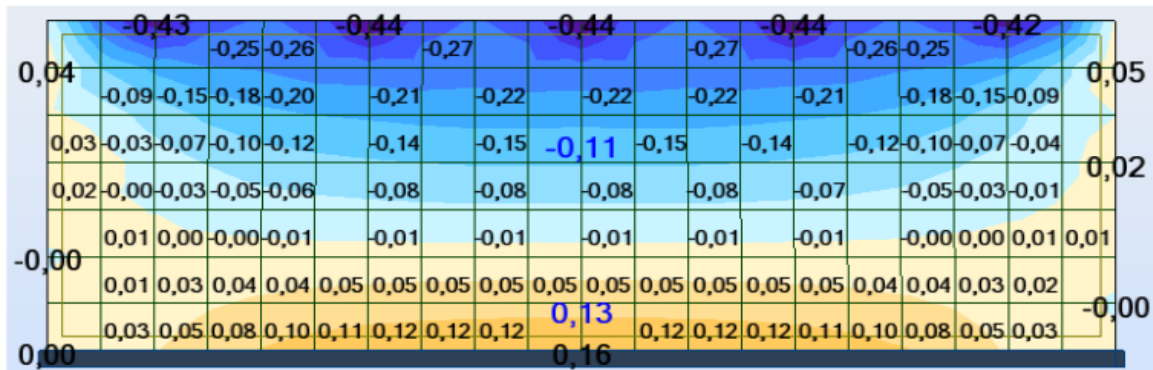


FIGURE 5.58 – Cartographie des moments selon l'axe xx Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).

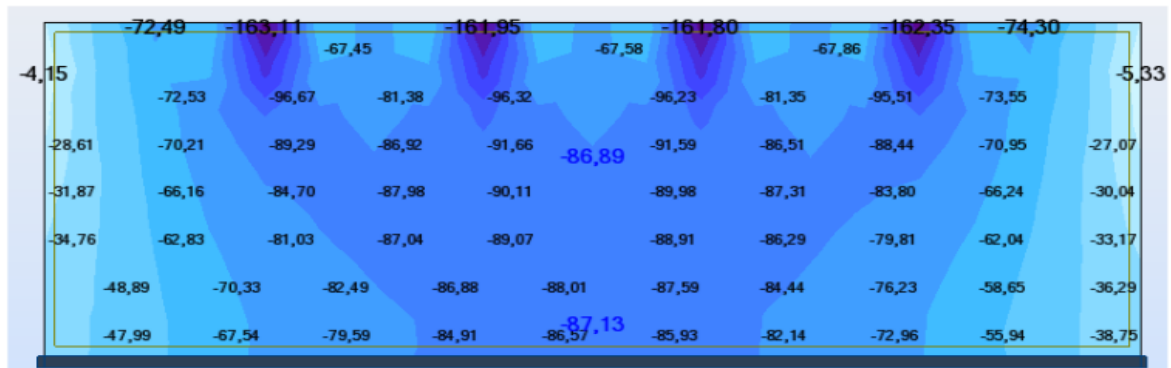


FIGURE 5.59 – Cartographie des efforts de membrane Nxx Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).

Zone	M _x (KN.m)	N _x (KN)
0<X<1	0.13	-87.13
1<X<H	-0,11	-86.89

TABLE 5.31: Sollicitations dans la nappe verticale pour le voile intermédiaire (Troisième cas à l'ELA).

- Nappe horizontale

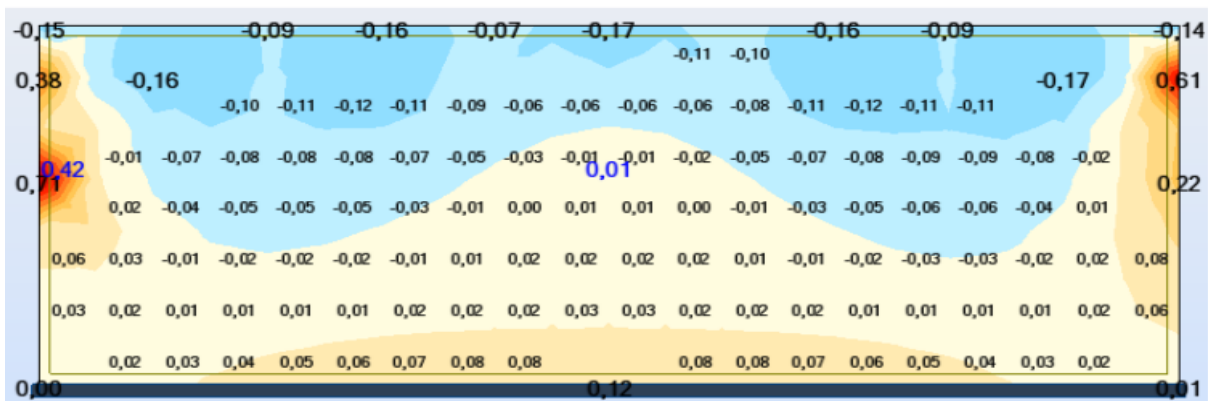


FIGURE 5.60 – Cartographie des moments selon l'axe yy Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).

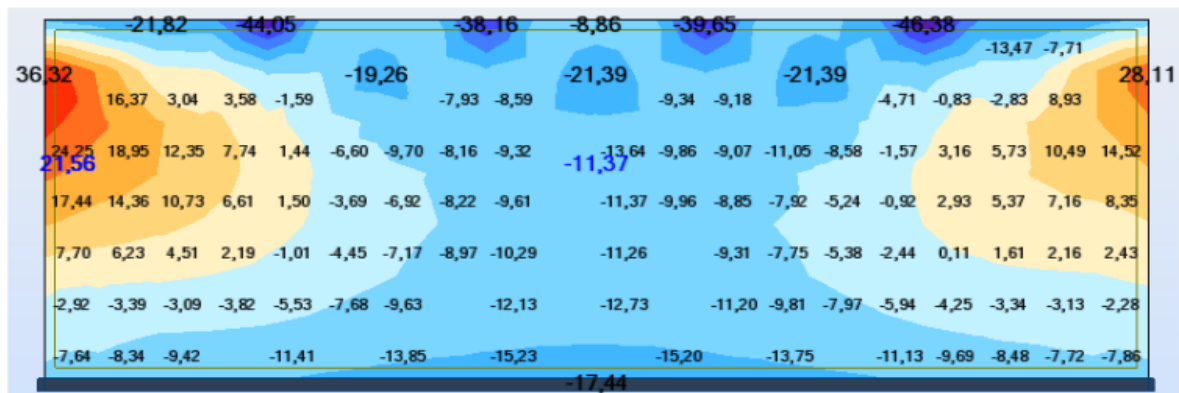


FIGURE 5.61 – Cartographie des efforts de membrane N_{yy} Dans le voile intermédiaire (à l'ELA).

Zone	My (KN.m)	Ny (KN)
$0 < Y < 1$	0,42	21.56
$1 < Y < L-1$	0,01	-11,37

TABLE 5.32: Sollicitations dans la nappe horizontale pour le voile intermédiaire (Troisième cas à l'ELA).

5.3.2 Ferrailage des voiles

5.3.2.1 Voiles extérieurs

Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues au troisième cas (Réservoir plein), et ce tableau récapitule le ferrailage à l'ELU des voiles extérieurs à la flexion composée à l'aide du logiciel ROBOT Expert :

- Nappe verticale :

Zone	Mx(KN.m)	Nx (KN)	d(m)	As (cm^2)	Amin	choix	As (adop)
$0 < X < 1m$	-237,83	-35,89	0.4	18,6	4,8	7HA20	21,99
$1m < X < H$	161,82	-46,86	0,4	12,8	4,8	7HA16	14,07

TABLE 5.33: Récapitulatif du ferrailage des voiles extérieurs selon l'axe XX

- Nappa horizontale

Zone	Mx(KN.m)	Nx (KN)	d(m)	As (cm^2)	Amin	choix	As (adop)
$0 < Y < 1m$	-124,37	176,22	0,4	6,5	4,8	5HA16	10,05
$1m < Y < L-1$	34,08	31,32	0,4	4,9	4,8	5HA14	7,70

TABLE 5.34: Récapitulatif du ferrailage des voiles extérieurs selon l'axe YY

5.3.2.2 Voile intermédiaire

Les sollicitations les plus défavorables sont obtenues au deuxième cas (Réservoir plein sans poussés des terres), et ce tableau récapitule le ferrailage à l'ELU du voile intermédiaire à la flexion composée à l'aide du logiciel ROBOT Expert :

- Nappe verticale

Zone	Mx(KN.m)	Nx (KN)	d(m)	As (cm^2)	Amin	choix	As (adop)
$0 < X < 1m$	-237,83	-35,89	0,4	18,6	4,8	7HA20	21,99
$1m < X < H$	161,82	-46,86	0,4	12,8	4,8	7HA16	14,07

TABLE 5.35: Récapitulatif du ferrailage de voile intermédiaire selon l'axe XX

- Nappe horizontale

Zone	Mx(KN.m)	Nx (KN)	d(m)	As (cm ²)	Amin	choix	As (adop)
0<Y<1m	-124,37	176,22	0,4	6,5	4,8	5HA16	10,05
1m<Y<L-1	34,08	31,32	0,4	4,9	4,8	5HA14	7,70

TABLE 5.36: Récapitulatif du ferrailage de voile intermédiaire selon l'axe YY

- Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23b \times d \times (f_{t28}/f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,4 \times (2,1/400) = 4,8\text{cm}^2$$

- Longueur de recouvrement

$$L_r = 40\phi_{lmax} \Rightarrow L_r = 80\text{cm}$$

- Espacement

- Pour la nappe verticale

$$t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 2 = 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- Pour la nappe horizontale

$$t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 2 = 21\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

- Vérification au cisaillement

- Sens verticale x-x

Selon le CBA93 Art « A.5.1.1 »

$$V_U/(b0 \times d) < \tau_{max}$$

$$\tau_{u_{max}} = 0,07f_{c28}/\gamma_b \Rightarrow f_{c28} = 25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,52MPa$$

$$V_U/(b0 \times d) < \tau_{u_{max}}$$

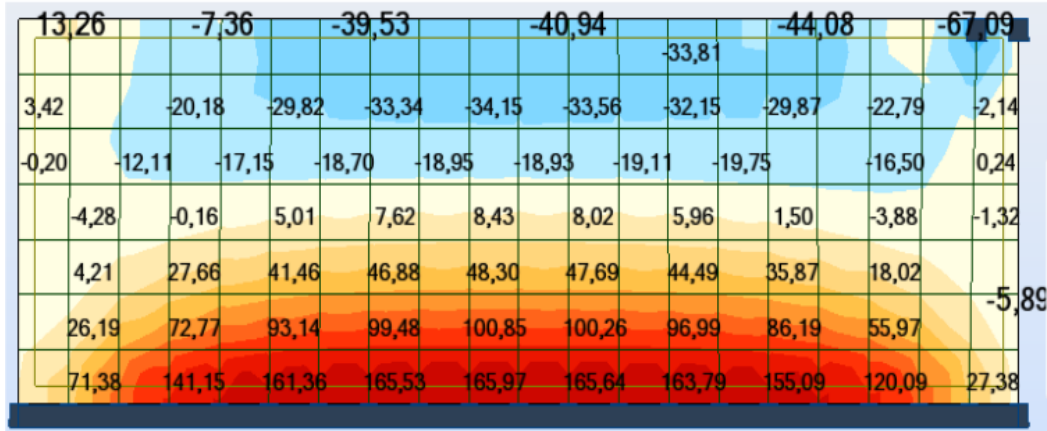


FIGURE 5.62 – Cartographie des efforts tranchants selon l'axe XX.

	Effort tranchant maximal « VMax » KN/m	d (m)	$V_U/(b0 \times d)$	τ_{max}	vérification
ELU	165,97	0,4	1,4125	1,52	Vérifié

TABLE 5.37: Vérification de l'effort tranchant selon l'axe XX.

– Sens verticale Y-Y

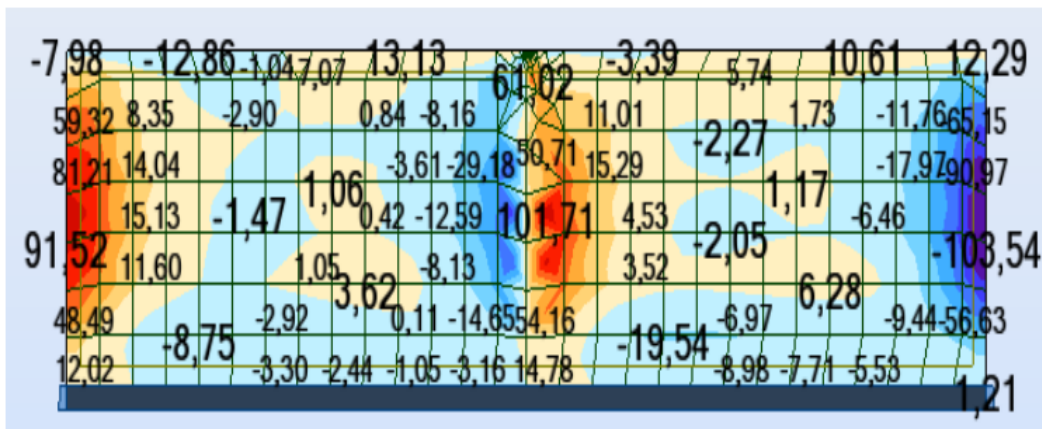


FIGURE 5.63 – Cartographie des efforts tranchants selon l'axe YY.

	Effort tranchant maximal « VMax » KN/m	d (m)	$V_U/(b0 \times d)$	τ_{max}	vérification
ELU	101,71	0,4	0,2542	1,52	Vérifié

TABLE 5.38: Vérification de l'effort tranchant selon l'axe YY.

5.3.3 Schéma de ferrailage

5.3.3.1 Voiles extérieurs

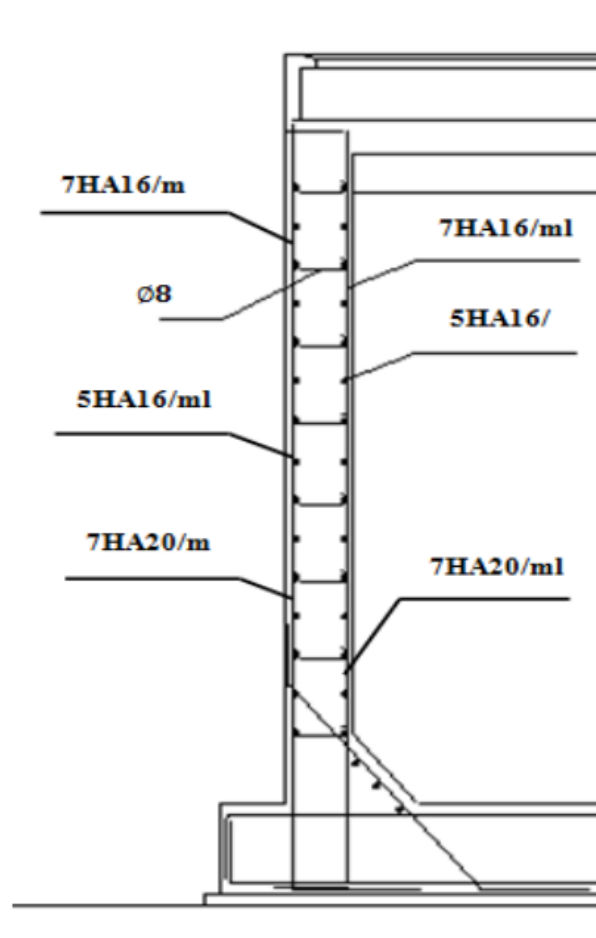


FIGURE 5.64 – Ferrailage des voiles extérieurs aux appuis.

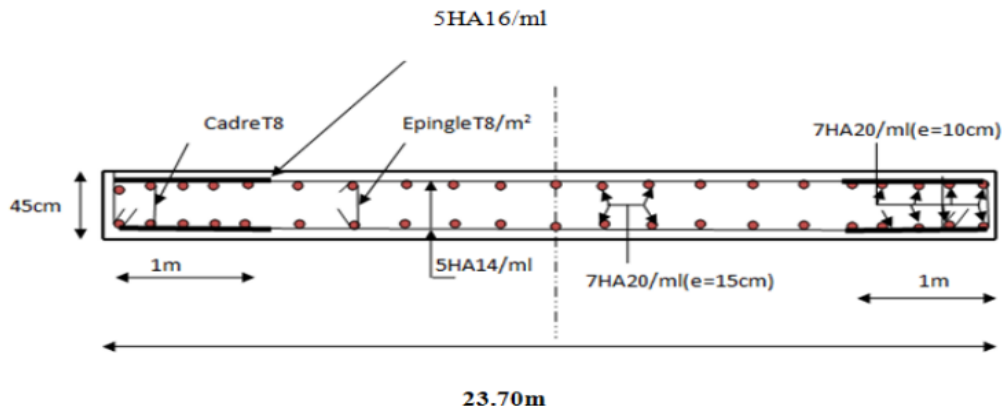


FIGURE 5.65 – Ferrailage des voiles extérieurs aux appuis coupe (Y-Y').

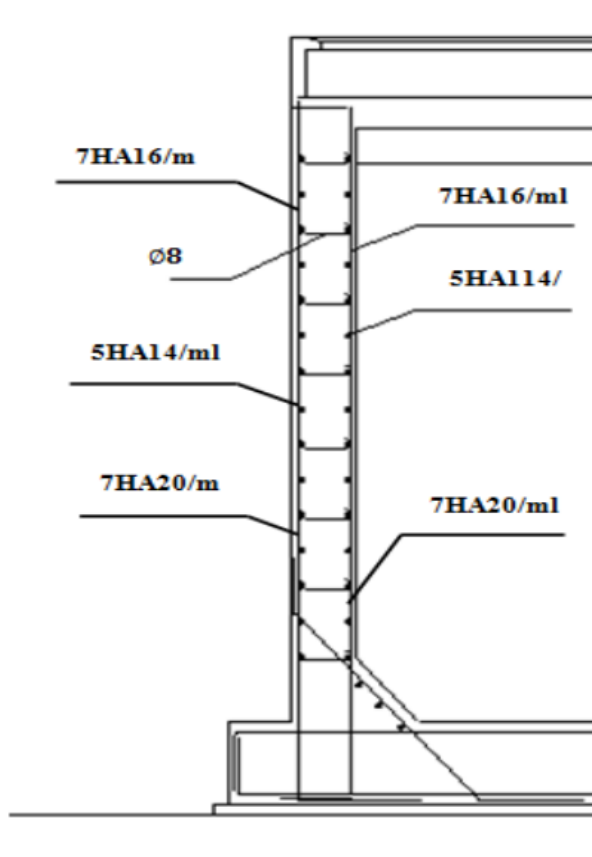


FIGURE 5.66 – Ferrailage des voiles extérieurs en travée coupe (Z-Z').

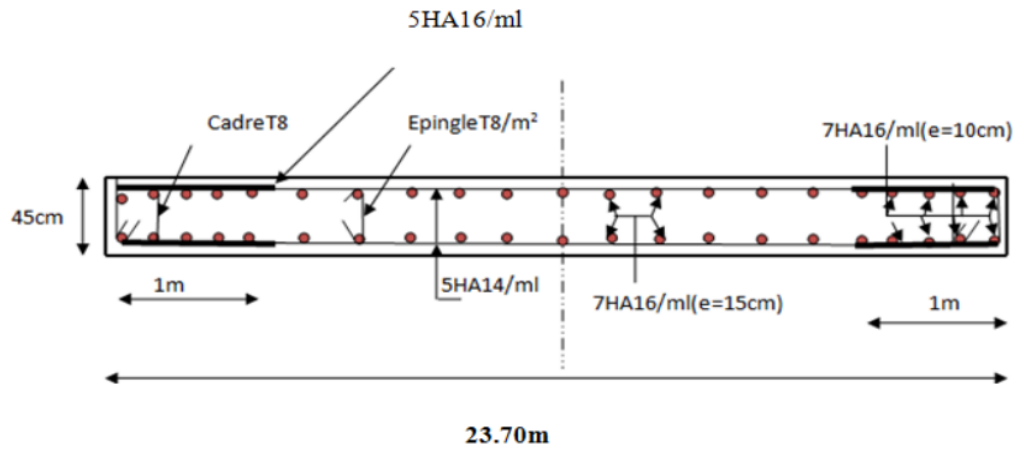


FIGURE 5.67 – Ferrailage des voiles extérieurs en travée coupe (Y-Y').

coupe (Y-Y')

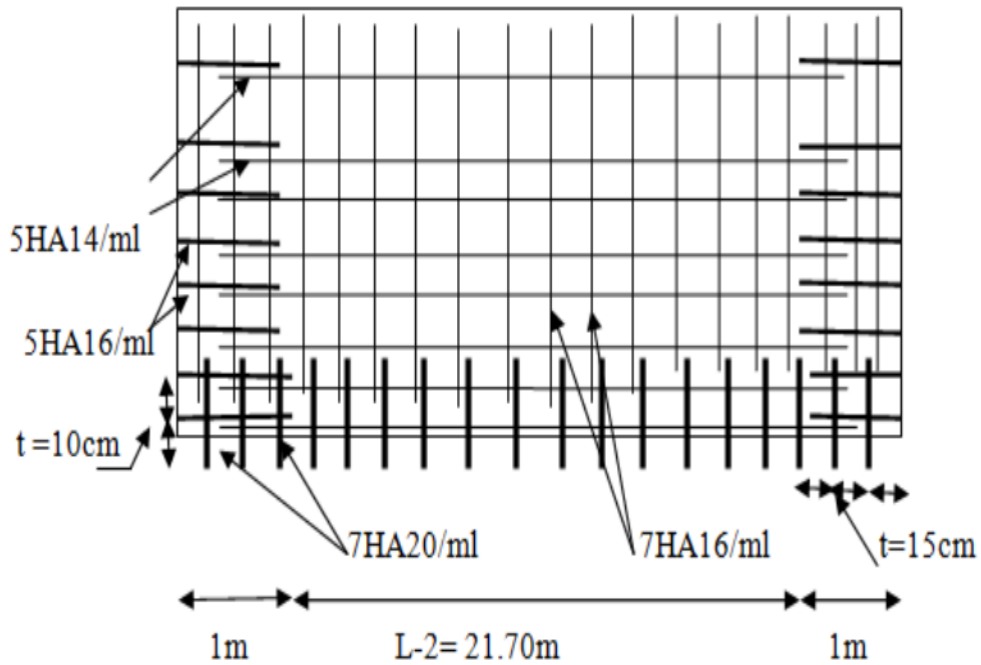


FIGURE 5.68 – Ferrailage des voiles extérieurs coupe (X-Y).

5.3.3.2 Voile intermédiaire

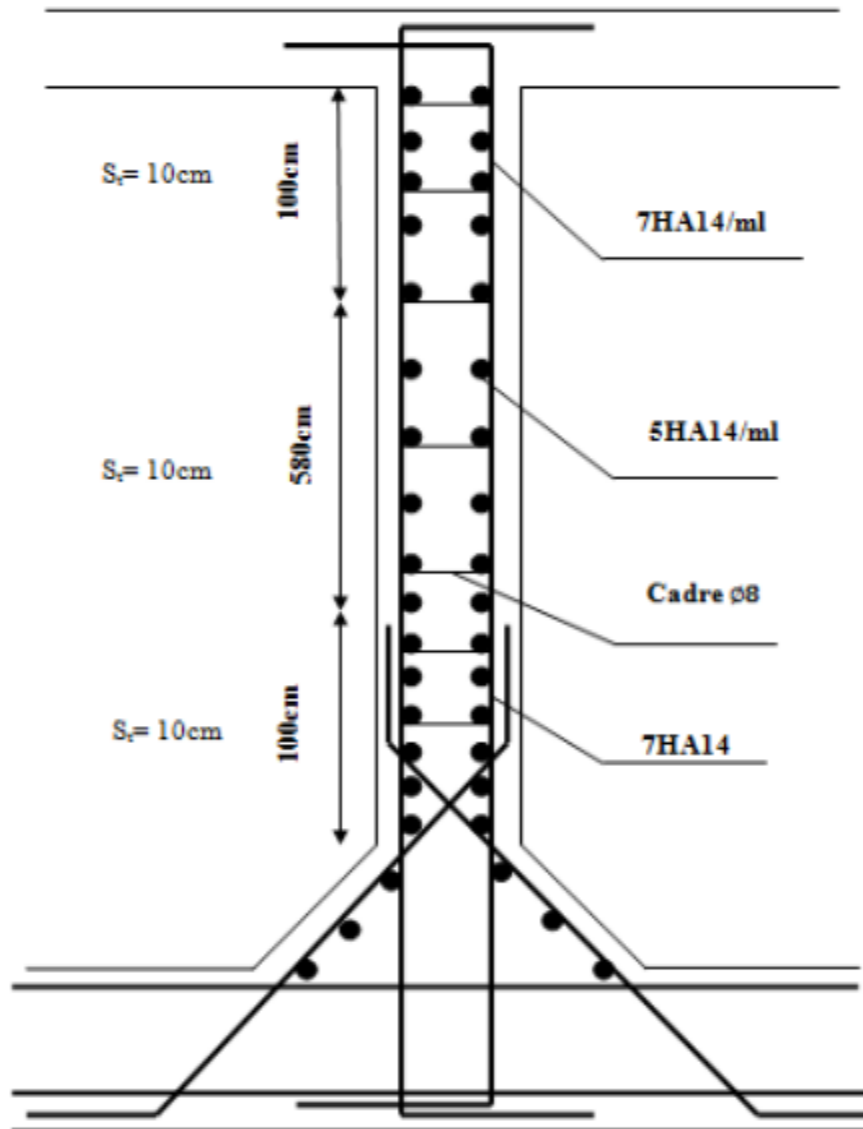


FIGURE 5.69 – Ferrailage des voiles extérieurs en travée coupe (Z-Z').

Chapitre 6

Étude de l'infrastructure

Introduction

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage, son rôle consiste à transmettre au sol les charges et surcharges de la superstructure et à assurer la stabilité de l'ouvrage.

L'étude des fondations d'une structure doit être précédée par une étude géotechnique.

6.1 Choix de fondation

Le choix de la fondation est en fonction de :

- La forme de la superstructure.
- La nature et la capacité portante du sol.

La fondation choisie après l'étude géotechnique est de type radier général ancré à 2,83m de profondeur à partir du terrain naturel.

6.2 Pré-dimensionnement du radier

Détermination de la hauteur du radier on satisfaisant les conditions suivantes :

6.2.1 Condition de non poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \times h_r \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime dans le poteau le plus chargé au niveau de la fondation.

$$N_u = 879,12 \text{KN}$$

U_c : Périmètre du contour d'impact.

$$U_c = 2(b + a + 2h_r)$$

Avec :

a : Le coté du poteau.

h : Hauteur du radier.

En remplaçant chaque terme dans l'équation (1) on trouve :

Où $a = b$: dimensions du poteau : $a = b = 0,50m$

$$U_c = 4a + 4h_t \Rightarrow U_c = 2 + 4h_t$$

$$3h_r^2 + 1,49h_r - 0,879 \geq 0$$

$$h_r \geq 0,37m$$

6.2.2 Condition de rigidité

Pour que la radier soit rigide, on doit vérifier que :

$$L \leq l_e \times \frac{\pi}{2} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

L : la distance maximale entre deux appuis.

L_e : la longueur élastique tel que : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

K : coefficient de raideur du sol.

E : module de Young du béton.

I : inertie de la section droite du radier.

$I = \frac{bh^3}{12}$: largeur du radier.

On remplaçant dans (1) la condition sur l'épaisseur du radier :

$$E = 32164,19512 \text{Mpa} , \quad L = 5,50 \text{m} , \quad K = 20 \text{KN/m}^2$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K(2L)^4}{E\pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 20(2 \times 5,50)^4}{32164,19512 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,6885 \text{m}$$

6.2.3 Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la distance la plus grande entre deux poteaux

$$L = \text{Max}(L_i) = 5,5 \text{m}$$

$$\frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68,75 \text{cm} \leq h \leq 110 \text{cm}$$

Conclusion

D'après les trois conditions on va opter pour : $h_{rd} = 75 \text{cm}$

Débord : $D_r \geq \text{Max}(h_r/2; 30 \text{cm}) = \text{Max}(37,5 \text{cm}; 30 \text{cm})$ On prend : $D_r = 45 \text{cm}$

6.3 Caractéristique géométrique du radier

6.3.1 Centre de gravité radier

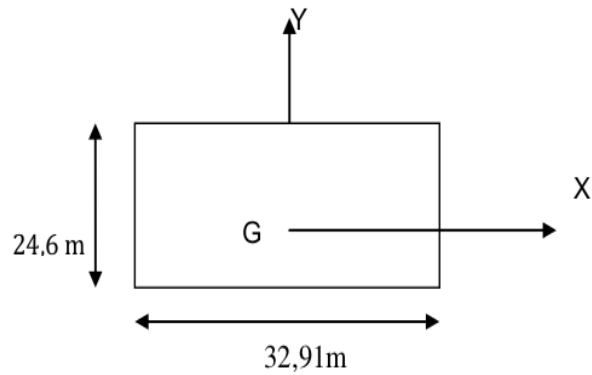


FIGURE 6.1 – Etude géotechnique.

$$X_G = \frac{32,91}{2} \Rightarrow X_G = 16,455m$$

$$Y_G = \frac{24,6}{2} \Rightarrow Y_G = 12,3m$$

6.3.2 Calcul des inerties

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{32,91 \times 26,6^3}{12} = 40827,421m^4$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{24,6 \times 34,3^3}{12} = 82724,894m^4$$

6.3.3 Calcul des poids des éléments de la structure

6.3.3.1 Poids de la dalle

$$P_d = S_d \times q_d$$

Avec :

$$S_d : \text{surface de la dalle} \quad S_d = 23,7 \times 33,4 \Rightarrow S_d = 758,63m^2$$

$$q_d : \text{poids de la dalle par mètre carré} \quad q_d = 8,25KN/m^2$$

$$\text{Donc : } P_d = 758,63 \times 8,25 \Rightarrow P_d = 6258,69KN$$

6.3.3.2 Poids de l'acrotère

$$P_{acr} = P_r \times S_{acr} \times \gamma_{bet} =$$

Avec :

$$P_r : \text{périmètre du réservoir : } P_r = 115,02m$$

$$S_{acr} : \text{surface de l'acrotère : } S_{acr} = 0,067m^2$$

$$P_{acr} = P_r \times S_{acr} \times \gamma_{bet} \Rightarrow P_{acr} = 115,02 \times 0,067 \times 25 = 193,295KN \quad P_{acr} = 193,295K$$

6.3.3.3 Poids propre du voile périphérique d'épaisseur ($h_v = 0.45m$)

$$W_V = W_1 + W_2$$

Avec :

W_1 : Poids propre du voile périphérique

$$W_1 = 3,51 \times 25 \Rightarrow W_1 = 87,75KN/ml$$

W_2 : Poids propre de l'enduit du voile

$$W_2 = 7,8 \times 0,02 \times 18 \Rightarrow W_2 = 2,808KN/ml$$

$$W_v = 87,75 + 2,808 \Rightarrow W = 90,558KN$$

$$P_V = W_V \times P_r$$

P_r : périmètre du réservoir : $P_r = 115,02m$

$$P_V = 115,02 \times 90,55 \Rightarrow P_V = 10450,393KN$$

6.3.3.4 Poids propre du voile séparateur d'épaisseur $h_v = 0.45$ m

$$W_1 = 3,51 \times 25 \Rightarrow W_1 = 87,75KN/ml$$

$$W_2 = 7,8 \times 0,02 \times 18 \Rightarrow W_2 = 2,808KN/ml$$

$$W_v = 90,558KN/ml \quad P_{rs} = 23,4m$$

$$P_{vs} = 90,558 \times 23,4 \Rightarrow P_{vs} = 2119,057KN$$

6.3.3.5 Poids des poteaux

$$P_{POT} = a^2 \times L_{POT} \times \gamma_{bet}$$

$$P_{POT} = 0,452 \times 7,8 \times 25 = 48,75KN \quad P_{POT} = 48,75KN$$

$$P_P = P_{pot} \times n_i$$

W : poids d'un poteau : $W_i = P_p = 48,75KN$

n : nombre de poteau : $n = 16$

$$P_P = 48,75 \times 16 \Rightarrow P_P = 780KN$$

6.3.3.6 Poids des poutres

$$P_{ptr} = b(h - h_d) \times \sum L_i \gamma_{bet}$$

b : largeur de la poutre : $b = 35cm$

h : hauteur de la poutre : $h = 50$ cm.

h_d : hauteur (épaisseur) de la dalle : $h_d = 20cm$

L : longueur d'une poutre

$$\Rightarrow P_{ptr} = 537,24KN$$

6.3.3.7 Poids de l'eau emmagasinée

$$P_e = S_e \times h \times \gamma_e$$

S_e Surface de l'eau : $S_e = 23,4 \times 32,7 \Rightarrow S_e = 732,65m^2$

h : hauteur d'eau dans le réservoir : $h = 7m$

γ_e : poids volumique de l'eau : $\gamma_e = 10KN/m$

$$P_e = 732,65 \times 7 \times 10 \Rightarrow P_e = 51285,78KN$$

6.3.3.8 Poids des terres au-dessus du débord du radier

$$P_{tr} = S_{db} \times \gamma_{SOL} \times h_{tr}$$

S_d : surface du débord du radier

$$S_{db} = (24,6 \times 0,45) \times 2 + (32,91 \times 0,45) \times 2 \Rightarrow S_{db} = 51,76m^2$$

γ_{SOL} : poids volumique du sol : $\gamma_{SOL} = 17,8KN/m^3$.

h_{tr} : hauteur des terres $h_{tr} = 2,5m$

$$P_{tr} = 51,76 \times 17,8 \times 2,5 \Rightarrow P_{tr} = 2303,28KN$$

6.3.3.9 Poids propre du radier

$$P_{rd} = h_r \times S_r \times \gamma_{bet} + e_e \times S_e \times \gamma_{end}$$

h_r : la hauteur du radier : $h_r = 0,75m$

S_r : surface du radier : $S_r = 24,6 \times 32,91 \Rightarrow S_r = 809,59m^2$

e_e : épaisseur de l'enduit : $e_e = 2cm$

S_e : surface de l'eau $S_e = 732,65m^2$

$$P_{rd} = 0,75 \times 843,78 \times 25 + (0,02 \times 765,18 \times 18) \Rightarrow P_{rd} = 15455,28KN$$

6.3.3.10 Poids de la surcharge d'exploitation

$$Q = 1KN/m^2$$

$$P_Q = Q \times S_d \Rightarrow P_Q = 1 \times 758,64 \Rightarrow P_Q = 758,64KN$$

6.4 Calcul des sollicitations

6.4.1 Efforts normaux sollicitant le radier

- Charges permanentes

$$N_G = N_{g1} + N_{g2} + N_{g3}$$

N_{g1} : Poids de la superstructure (dalle, acrotère, voile, l'eau, poutres, poteaux)

$$N_{g1} = P_d + P_{acr} + P_V + P_{vs} + P_P + P_{ptr}$$

$$N_{g1} = 6258,69 + 193,295 + 10450,393 + 2119,057 + 537,24 + 780$$

$$N_{g1} = 19558,675KN$$

$$N_{g2} : \text{Poids du radier} \quad N_{g2} = 15455,28KN$$

$$N_{g3} : \text{Poids des terres au-dessus du débord du radier} \quad N_{g3} = 2303,28KN$$

$$\text{Donc : } N_G = 20610,53 + 16096,33 + 2082,6 \Rightarrow N_G = 37317,235KN$$

$$N_G = 37,317MN$$

- Charge d'exploitation

$$Q = P_Q + P_e$$

$$N_Q = 0,75836 + 51,2857 \Rightarrow N_Q = 52,044MN$$

6.4.2 Combinaison des charges

- ELU

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 37,317 + 1,5 \times 52,044 \Rightarrow NU = 128,443MN$$

- ELS

$$N_{SER} = N_G + N_Q = 32,317 + 52,044 \Rightarrow N_{SER} = 84,361MN$$

6.5 Combinaison à satisfaire pour la surface du radier

On doit vérifier que : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

S : la surface du radier $S_r = 809,586m^2$

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 0,244Mpa$

$$\bar{\sigma}_{sol_u} = 1,33\bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 1,33 \times 0,244 \Rightarrow \bar{\sigma}_{sol_u} = 0,342Mpa$$

- ELU

$$\frac{N_U}{\bar{\sigma}_{sol_u}} = \frac{128,443}{0,342} = 375,564m^2 < 809,586m^2 \implies \text{La condition est vérifiée}$$

- ELS

$$\frac{N_{SER}}{\bar{\sigma}_{sol_{ser}}} = \frac{84,361}{0,244} = 345,741m^2 < 843,78m^2 \implies \text{La condition est vérifiée}$$

6.6 Calcule des contraintes

On doit vérifier que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_{ren}}{I} \cdot V$$

Avec :

N : L'effort normal

S : Surface du radier $S_r = 809,586m^2$

M_{ren} : Moment de renversement dans le sens considéré.

I : Moment d'inertie dans le sens considéré.

6.6.1 Réservoir vide ($P_e=0$) ($M_{rev}=0$)

$$N_G = 37,317MN, \quad N_Q = 0,75836MN$$

➤ ELU (SDT)

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35(37,317) + 1,5(0,75836) \Rightarrow N_U = 51,508MN$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} = \frac{51,508}{809,586} \Rightarrow \sigma_{1,2} = 0,06362Mpa < \sigma_{sol_u} = 0,342Mpa$$

➤ ELS

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 37,317 + 0,75836 \Rightarrow N_{ser} = 38,075MN$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} = \frac{38,075}{809,586} \Rightarrow \sigma_{1,2} = 0,047Mpa < \sigma_{sol_{ser}} = 0,244Mpa$$

➤ Situation accidentelle ($M_{ren} \neq 0$)

$$N_u = N_G + 0,65N_Q \Rightarrow N_u = 37,317 + 0,65 \times 0,75836 \Rightarrow N_u = 38,568MN$$

$$M_{ren} = 32,8127MN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_{ren}}{I} \cdot V_X = \frac{38,568}{809,586} \mp \frac{32,8127}{82724,894} \cdot 12,3$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,0525Mpa \\ \sigma_2 = 0,0427Mpa \end{cases}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} > 1,5\sigma_{réf} = 0,05006Mpa < \bar{\sigma}_{sol_u} = 0,342Mpa$$

6.6.2 Réservoir plein ($Pe \neq 0$) ($Mren = 0$) :

$$N_G = 37,317MN, \quad N_Q = 52,044MN$$

➤ ELU (SDT)

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 37,317 + 1,5 \times 52,044 \Rightarrow N_U = 128,443MN$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S} = \frac{128,443}{809,586} \Rightarrow \sigma_{1,2} = 0,158Mpa < \bar{\sigma}_{sol_u} = 0,342Mpa$$

➤ ELS

$$N_{SER} = N_G + N_Q = 37,317 + 52,044 \Rightarrow N_{SER} = 84,316MN$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S} = \frac{84,317}{809,586} \Rightarrow \sigma_{1,2} = 0,104Mpa < \bar{\sigma}_{sol_{ser}} = 0,244Mpa$$

➤ Situation accidentelle ($Mren \neq 0$)

$$N_u = N_G + 0,65N_Q \Rightarrow N_u = 37,317 + 0,65 \times 52,044 \Rightarrow N_u = 71,145MN$$

$$M_{ren} = 32,8127MN.m$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M_{ren}}{I} \cdot V_x = \frac{71,145}{809,586} \mp \frac{32,8127}{82724,894} \cdot 12,3$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 0,092Mpa \\ \sigma_2 = 0,0829Mpa \end{cases}$$

La contrainte moyenne

$$\sigma_{réf} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} > 1,5\sigma_{réf} = 0,0895\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{sol_u} = 0,342\text{Mpa}$$

6.7 Vérification au renversement

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F = \frac{M_{sta}}{M_{rev}} > 1,5$$

Avec :

M_{sta} : moment stabilisant

$$M_{sta} = (N_{struct} + N_e) \times d \quad \text{avec : } d = X_G \cdot Y_G$$

$$M_{sta} = (20,445 + 51,285) \times 12,3 \quad M_{sta} = 882,279\text{MN.m}$$

M_{rev} : moment de renversement

$$M_{rev} = 32,8127\text{MN.m}$$

$$F = 26,88$$

Donc : $F = 26,88 > 1,5 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

6.8 Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé, l'élément de base du calcul est un panneau limité par les plans verticaux contenant les axes des poteaux des deux files. Le calcul se fait en divisant le panneau en une bande centrale et deux demi bandes sur appuis. La méthode utilisée est dite méthode des demi-bandes.

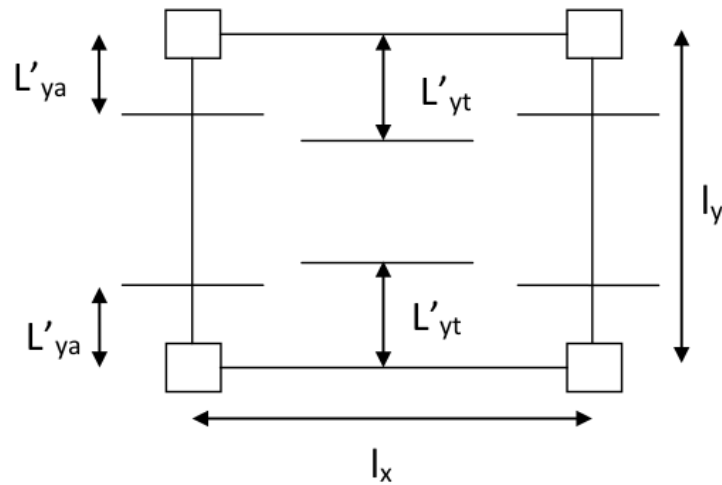


FIGURE 6.2 – La méthode de demi-bande.

A) Domaine d'application

Méthode est appliquée si les conditions ci-après sont vérifiées :

- Nombre de travées suivant les directions x et y est au moins égal à deux. (Condition vérifiée)
- Le rapport de la portée de deux panneaux voisins mesuré suivant la même direction est comprise entre 0,5 et 2 (condition vérifiée).
- Les dimensions a et b de la section droite des poteaux doivent vérifier les inégalités suivantes :

$$a = 0,50m) \leq \left(\frac{l_x}{4} = \frac{4,7}{4} = 1,175m \right);$$

$$(b = 0,45m) \leq \left(\frac{l_y}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,375m \right)$$

L_x, l_y : portée entre axe des poteaux.

a, b : dimensions des poteaux.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode de calcul du radier est applicable.

B) Application de la méthode

1. Suivant X

- Demi-bande sur appuis

$$L'_{ya} = 1,5\left(\frac{a}{2} + h_r\right); \quad \text{avec} \quad L'_{ya} \leq 0,25l_y$$

L'_{ya} : longueur de la demi-bande sur appuis.

h_r : hauteur de radier = 0,75m

a : dimension du poteau = 0,50m

- Demi-bande en travée

$$L'_{yt} = L'_{ya} + \frac{l_x}{10}; \quad \text{avec} \quad L'_{yt} \leq 0,25L'_y$$

- Largeur de la bande sur appuis

$$2L'_{ya}$$

- Largeur de la bande en travée

$$2L'_{yt}$$

- Largeur de la bande centrale

– A l'appui $L_y - 2L'_{ya}$

– En travée $L_y - 2L'_{yt}$

- Tableau récapitulatif

L'_{ya} (m)	L'_{yt} (m)	$2L'_{ya}$ (m)	$2L'_{yt}$ (m)	$L_y - 2L'_{ya}$ (m)	$L_y - 2L'_{yt}$ (m)
1,375	1,375	2,75	2,75	2,75	2,75

TABLE 6.1: Tableau récapitulative suivant X.

2. Suivant Y

- Demi-bande sur appuis

$$L'_{xa} = 1,5\left(\frac{a}{2} + h_r\right); \quad \text{avec} \quad L'_{xa} \leq 0,25l_x$$

- Demi-bande en travées

$$L'_{xt} = L'_{xa} + \frac{l_y}{10}; \quad \text{avec} \quad L'_{xt} \leq 0,25l_x$$

- Largeur de la bande sur appuis

$$2L'_{xa}$$

- Largeur de la bande en travée

$$L'_{xt}$$

- Largeur de la bande centrale

– A l'appui $L_x - 2L'_{xa}$

– En travée $L_x - 2L'_{xt}$

- Tableau récapitulatif

L'_{xa} (m)	L'_{xt} (m)	$2L'_{xa}$ (m)	$2L'_{xt}$ (m)	$L_x - 2L'_{xa}$ (m)	$L_x - 2L'_{xt}$ (m)
1,175	1,175	2,35	2,35	2,35	2,35

TABLE 6.2: tableau récapitulative suivant Y.

6.9 Détermination des efforts

6.9.1 Effort de la contrainte

q : contrainte sur le radier $q = \frac{N}{S}$

N : effort normal diminué de poids du radier et de l'eau

$$N = 84,361 - 15,455 - 51,285 = 17,285 MN$$

S : surface du radier = $809,586 m^2$

$$q = \frac{N}{S} = \frac{23,185}{843,78} = 0,0217 MPa$$

6.9.2 Calcul des moments

Nous considérons une bande de dimension $L_y = 5,50m$ et $L_x = 4,70m$ et on calcule les moments en appliquant la méthode des trois moments.

- Moment sur appuis

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \theta_i^g - \theta_i^d$$

$$\text{tq : } a_i = c_i = \frac{l_i}{3EI} \quad b_i = \frac{l_i}{6EI} \quad \theta_i = \frac{ql^3}{24EI}$$

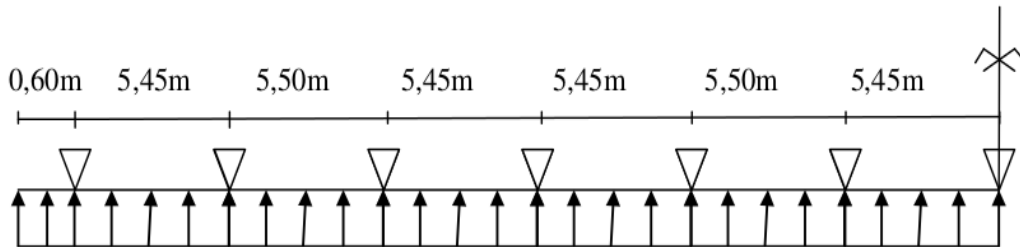
- Moment en travées

$$M_{it} = \frac{ql^2}{8} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{l} \right) x + M_{i-1}$$

6.9.2.1 Schémas statique

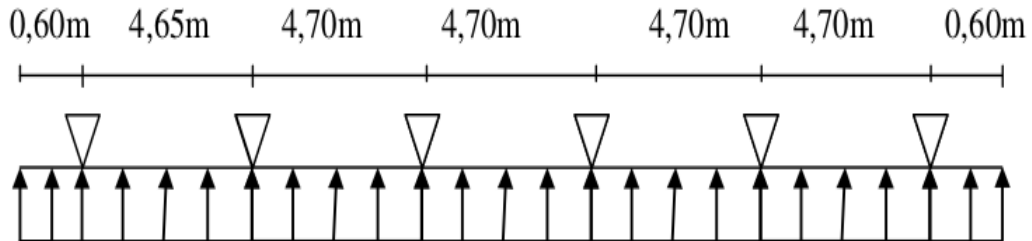
➤ Suivant X-X

$$P = q \times l = 0,0217 \times 5,50 = 0,1193 MN/ml$$



➤ Suivant Y-Y

$$P = q \times l = 0,0217 \times 4,70 = 0,1019MN$$



6.9.2.2 Détermination des moments

➤ Suivant X-X

– Moments sur appuis

Appuis i	0	1	2	3	4	5	6
M_i (MN.m)	-0,027	-0,4167	-0,3052	-0,3345	-0,3283	-0,3301	-0,3294

TABLE 6.3: Les moments sur appuis suivant XX.

– Moments en travées

Travée i	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_{ti} (MN.m)	0,29	0,133	0,173	0,1612	0,164	0,163

TABLE 6.4: Les moments sur travées suivant XX.

➤ Suivant Y-Y

– Moments sur appuis

Appuis i	0	1	2	3	4	5
M_i (MN.m)	-0,023	-0,3559	-0,2607	-0,2607	-0,3559	-0,023

TABLE 6.5: Les moments sur appuis suivant YY.

– Moments en travées

Travée i	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5
M_{ti} (MN.m)	0,247	0,144	0,147	0,144	0,247

TABLE 6.6: Les moments sur travées suivant YY.

6.10 Tracé des diagrammes

A) Suivant X-X

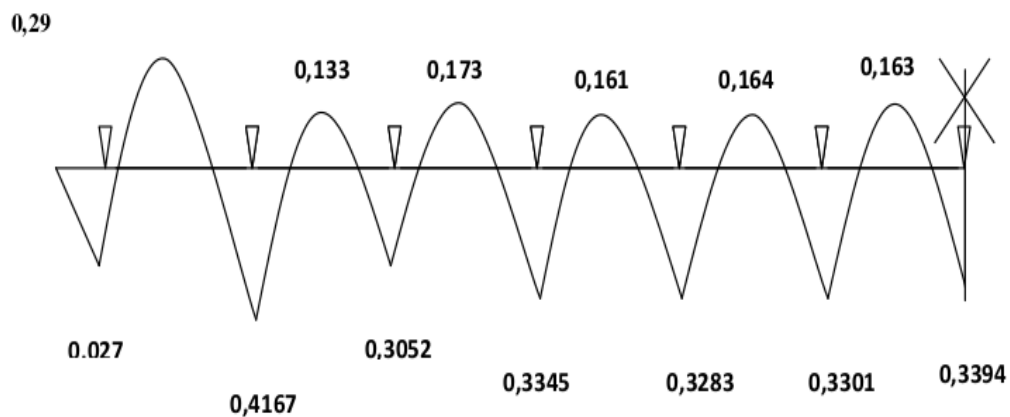


FIGURE 6.3 – Diagramme les moments sur appuis suivant X-X.

B) Suivant Y-Y

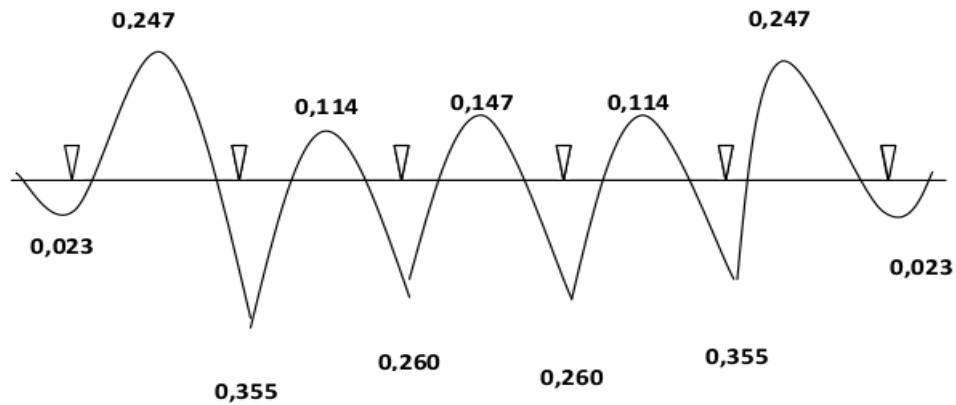


FIGURE 6.4 – Diagramme les moments sur appuis suivant X-X.

6.11 Répartition des moments sur les demi-bandes

Les valeurs des coefficients de répartition des moments fléchissant positifs sollicitant les traverses des portiques déterminées comme indiqué aux « articles E-41-2 » et « E-41-3 du » (BAEL 91) [5] sont données dans le tableau suivant :

Demi-bande	Moment positif	Moment négatif d'un pilier intermédiaire	Moment négatif au voisinage d'un pilier de rive
A	0,2	0,12	0,2
B	0,4	0,24	0,4
C-D	0,3	0,38	0,3

6.11.1 Calcul des moments de répartition

6.11.1.1 Suivant X-X

a) Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire C et d'un portique de rive D (rive supporté)

- Moments positifs
 - $0,3 \times 0,29 = 0,087$
 - $0,3 \times 10 \ 0,133 = 0,039 \text{MN.m}$
 - $0,3 \times 0,173 = 0,0519 \text{MN.m}$
 - $0,3 \times 0,1612 = 0,0483 \text{MN.m}$
 - $0,3 \times 0,164 = 0,0492 \text{MN.m}$
 - $0,3 \times 0,163 = 0,0489 \text{MN.m}$
- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E
 - $0,38 \times 0,4167 = 0,1583 \text{MN.m}$
 - $0,38 \times 0,3052 = 0,1159 \text{MN.m}$
 - $0,38 \times 0,3343 = 0,127 \text{MN.m}$
 - $0,38 \times 0,3283 = 0,1247 \text{MN.m}$
 - $0,38 \times 0,3301 = 0,1254 \text{MN.m}$
 - $0,38 \times 0,3294 = 0,1251 \text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 - $0,3 \times 0,027 = 0,0081 \text{MN.m}$

b) Demi bande centrale d'un portique intermédiaire A

- Moment positifs
 - $0,2 \times 0,290 = 0,058 \text{MN.m}$
 - $0,2 \times 0,133 = 0,0266 \text{MN.m}$
 - $0,2 \times 0,173 = 0,0346 \text{MN.m}$
 - $0,2 \times 0,1612 = 0,03224 \text{MN.m}$
 - $0,2 \times 0,164 = 0,0328 \text{MN.m}$
 - $0,2 \times 0,163 = 0,0326 \text{MN.m}$

- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E
 $0,12 \times 0,4167=0,050\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,3052=0,0366\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,3343=0,040\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,3283=0,039\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,3301=0,0396\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,3294=0,0395\text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 $0,2 \times 0,027=0,0054\text{MN.m}$

c) Demi bande centrale d'un portique de rive B

- Moments positifs
 $0,4 \times 0,29=0,116\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,133=0,0532\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,173=0,0692\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,1612=0,064\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,164=0,0656\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,163=0,0652\text{MN.m}$
- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E :
 $0,24 \times 0,4167=0,1001\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,3052=0,0732\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,3343=0,080\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,3283=0,078\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,3301=0,0792\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,3294=0,0790\text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 $0,4 \times 0,027=0,0108\text{MN.m}$

6.11.1.2 Suivant Y-Y

A) Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire C et d'un portique de rive D (rive supporté)

- Moments positifs
 $0,3 \times 0,247=0,0841\text{MN.m}$
 $0,3 \times 0,144=0,0432\text{MN.m}$
 $0,3 \times 0,147=0,0441\text{MN.m}$
- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E
 $0,38 \times 0,3559=0,165\text{MN.m}$
 $0,38 \times 0,2607=0,099\text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 $0,3 \times 0,023=0,0069\text{MN.m}$

B) Demi-bande centrale d'un portique intermédiaire A

- Moments positifs
 $0,2 \times 0,247=0,055\text{MN.m}$
 $0,2 \times 0,144=0,0288\text{MN.m}$
 $0,2 \times 0,147=0,0294\text{MN.m}$
- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E
 $0,12 \times 0,3559=0,51\text{MN.m}$
 $0,12 \times 0,2607=0,03128\text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 $0,2 \times 0,023=0,0046\text{MN.m}$

C) Demi bande centrale d'un portique de rive B

- Moments positifs
 $0,4 \times 0,247=0,112\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,144=0,0576\text{MN.m}$
 $0,4 \times 0,147=0,0588\text{MN.m}$

- Moments négatifs au voisinage d'un pilier intérieur E
 $0,24 \times 0,3559=0,105\text{MN.m}$
 $0,24 \times 0,2607=0,0625\text{MN.m}$
- Au voisinage d'un pilier de rive F (rive supportée)
 $0,4 \times 0,023=0,0092\text{MN.m}$

6.11.2 Ferrailage

Le ferrailage des demi-bandes se calcule en flexion simple avec les moments maximaux à l'ELS avec des fissurations très préjudiciables.

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0, \quad 9h = 0,675\text{m}; \quad \alpha_r = 0,563;$$

$$\mu_{rb} = 0,229; \quad z = 0,548\text{m}; \quad M_{rb} = 1,48\text{MN.m};$$

$$M_{rb} > M_{ser}; \quad A'=0$$

A) Suivant X-X

Bande	M_{max}^+ (MN.m)	A_s (cm^2/ml)	M_{max}^- (MN.m)	A_s (cm^2/ml)
A	0,058	6,41	0,050	5,53
B	0,116	12,83	0,1	11,06
C	0,087	9,62	0,161	17,81
D	0,087	9,62	0,161	17,81

TABLE 6.8: Les résultats de ferrailages des demi-bandes suivant XX

B) Suivant Y-Y

Bande	M_{max}^+ (MN.m)	A_s (cm^2/ml)	M_{max}^- (MN.m)	A_s (cm^2/ml)
A	0,055	6,08	0,042	5,64
B	0,112	12,38	0,105	11,61
C	0,0841	9,30	0,165	18,25
D	0,0841	9,30	0,165	18,25

TABLE 6.9: Les résultats de ferrillages des demi-bandes suivant YY

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier : $A_S > A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 6,52cm^2$$

Conclusion

Bande	Ferrillage adopté pour la nappe supérieure		Ferrillage adopté pour la nappe inférieure	
	Suivant X-X	Suivant Y-Y	Suivant X-X	Suivant Y-Y
A	5T16	5T16	5T16	5T16
B	7T16	7T16	6T16	6T16
C	5T16	5T16	6T20	6T20
D	5T16	5T16	6T20	6T20

TABLE 6.10: Conclusion de ferrillages des demi-bandes suivant X et Y.

6.11.3 Espacement max des armatures

Lorsque la fissuration est considérée très préjudiciable, l'écartement des armatures est donnée par :

$$S_{tx} \quad \text{et} \quad S_{ty} \leq \text{Min}(20\text{cm}; 1,5h_0 = 112,5\text{cm}) \quad S_{tx} = S_{ty} = 20\text{cm/ml}$$

6.12 Schéma de ferrailage

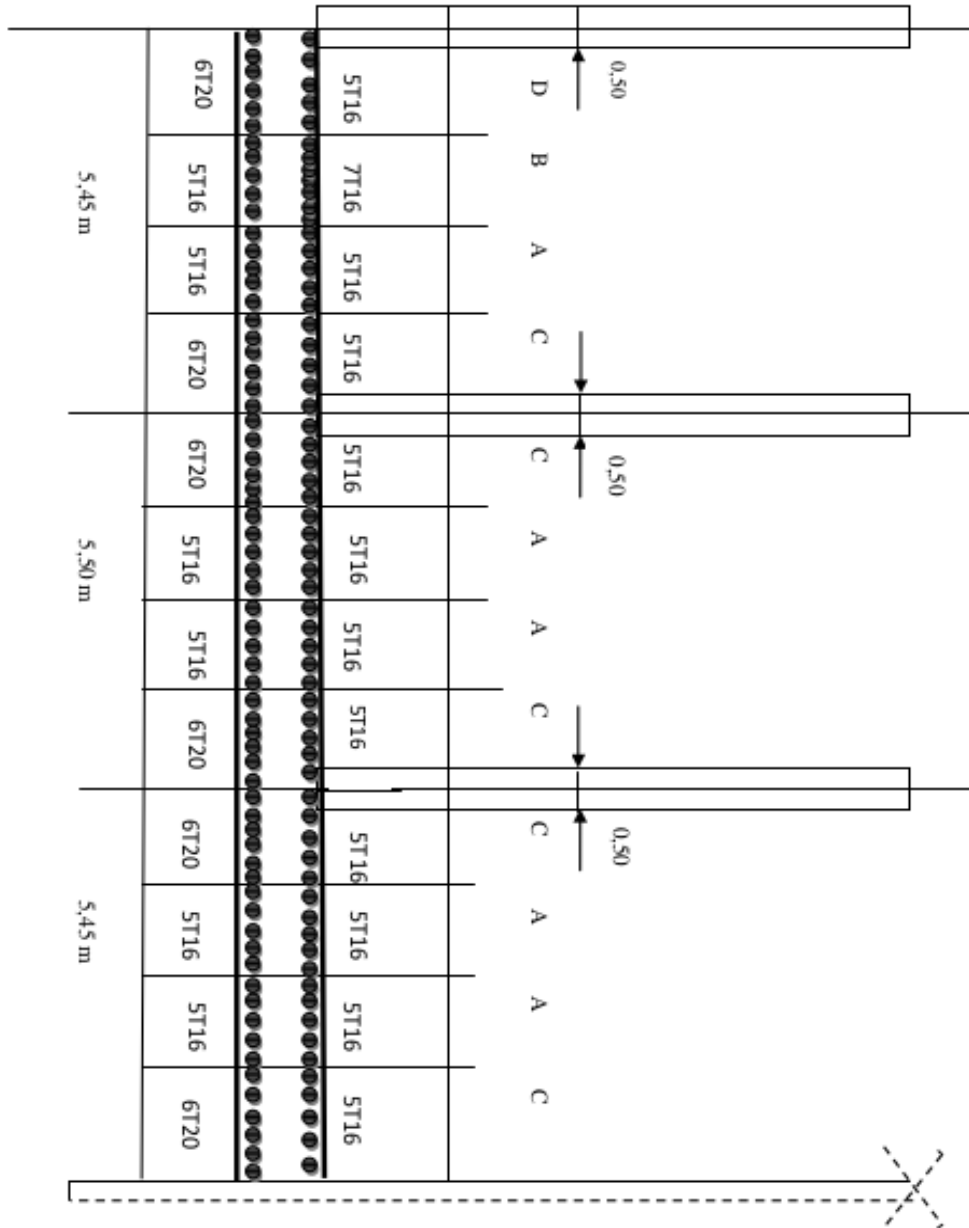


FIGURE 6.5 – Schéma de ferrailage du radier suivant X-X(appui-travée).

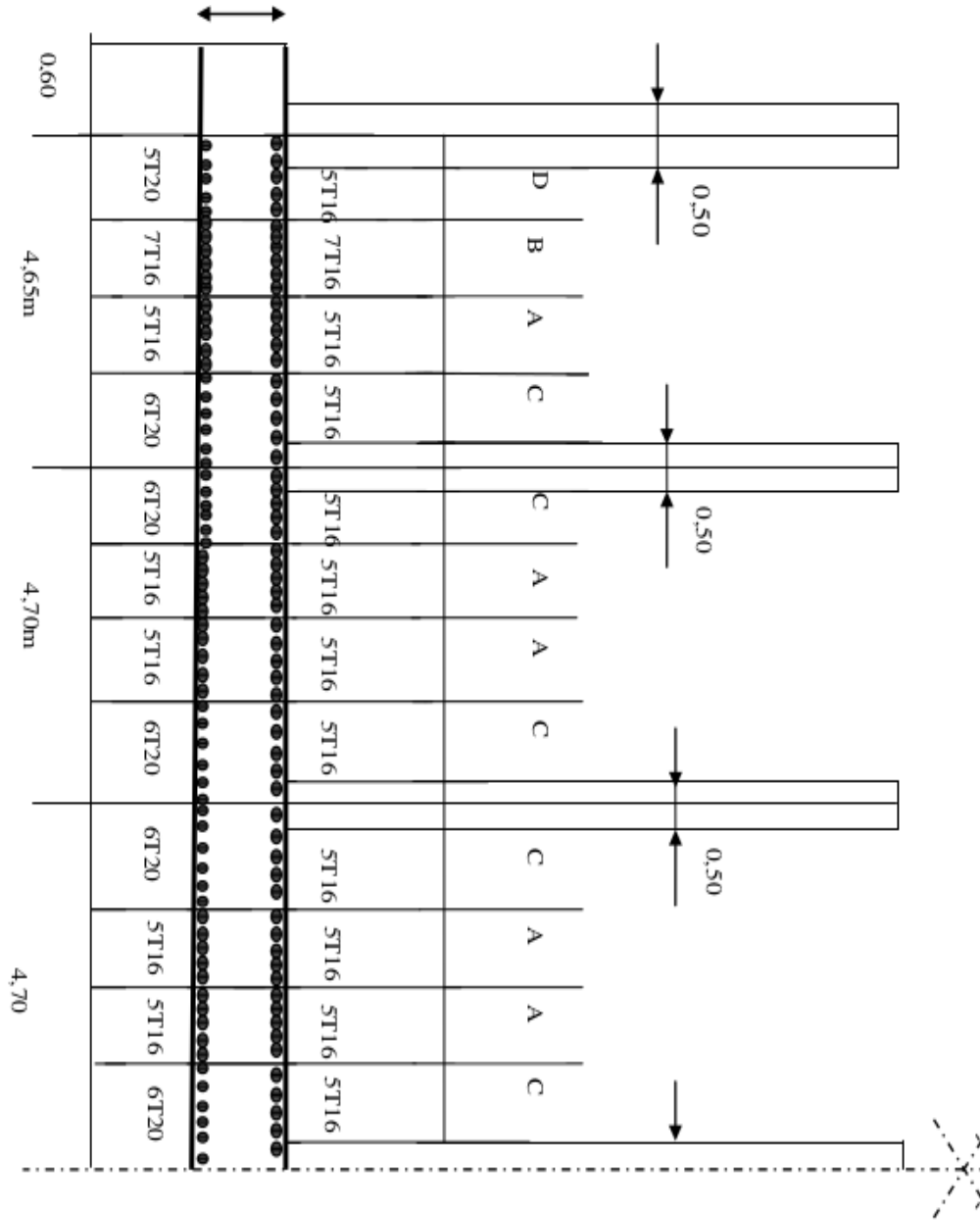


FIGURE 6.6 – Schéma de ferrailage du radier suivant Y-Y(appui-travée).

Conclusion générale

Notre thème nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de construction en béton armé qui est un domaine très vaste, il nous a aussi permis de découvrir le logiciel ROBOT2012.

Dans notre ouvrage (réservoir) le seul élément de contreventement est les voiles rectangulaires dont leurs ferrailage n'est pas soumis aux règles de BAEL, et jusqu'à présent aucune solution n'est présenté dans le BAEL.

On tient compte de l'effet hydrodynamique quand la capacité du réservoir est à $1000m^3$ et plus en zone II et III.

Cette étude nous a permis aussi d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire certaines conclusions. Parmi celles-ci, on a pure tenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englobe tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec la plupart des cas avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Le ferrailage des voiles se fait avec le maximum des sollicitations en travées et aux appuis dans les deux sens, et pour des raisons économiques on ne va pas prendre en compte les sollicitations dans les zones critiques qui seront renforcées plus tard.
- Les sollicitations sont plus importantes au niveau des appuis et non plus en travées.

- On opte pour des goussets à la base des voiles pour diminuer la pression d'eau sur celles-ci.

Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Nous estimons qu'il est de notre pouvoir de réaliser un réservoir tout en apportant une stabilité à l'ouvrage pour entre autre sauver des vies humaines et assurer sa durabilité dans le temps.

En fin on espère que notre travail apportera un grand plus pour les promotions à venir tout en essayant de le développer et d'apporter les améliorations possibles.

Annexe

.1 Annexe A Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Bibliographie

- [1] S.ADEL, F.DAOUDI, « Etude d'un réservoir en béton armé », 2008.
- [2] A.GUERRIN et R.C.LAVAUUR, « Traité de béton armé tome VI », Edition DUNOD, 2^{ème} Edition, 1972.
- [3] « Règles Parasismiques Algériennes », Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [4] « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) », Edition CGS, Décembre 1993.
- [5] « Règles BAEL 91 modifiées 99 », Edition Eyrolles, 3^{ème} édition 2000.
- [6] Victor DAVIDOVICI et Abdelkader HADDADI, « Calcul pratique de réservoirs en zone sismique, anaales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics », Novembre 1982.