

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

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil

Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème

Contribution à l'analyse hydrodynamique d'un réservoir
rectangulaire de 5000 m³ posé au sol en tenant compte
de l'interaction sol-structure (ISS)



Proposer par:

AFRICAN GEOSYSTEM COMPANY



Réaliser par :

M^{elle} : Merzouki Nawal

M^r: Tinedghar M^{ed} Amine

Diriger par :

M^{me}: BOUZELHA Karima

Promotion: 2020/2021

Remerciements

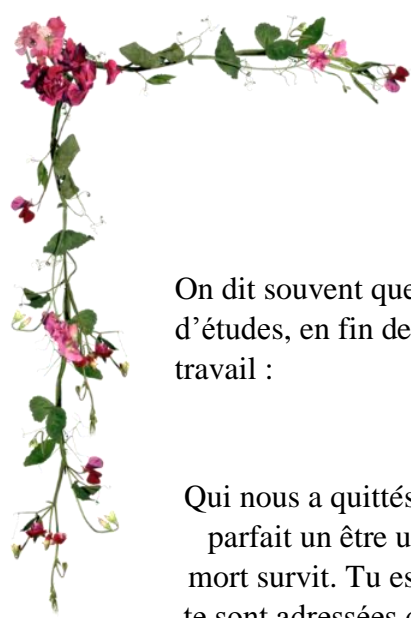
En premier lieu, nous tenons à remercier particulièrement notre promotrice Mme BOUZELHA Karima, Professeure au département de génie civil pour sa compréhension, ses directives, et l'intérêt qu'elle apporte à ses étudiants. Nous remercions également M. HAMMOUM Hocine professeur au département de génie civil, pour sa disponibilité, et ces précieux conseils, qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail. Nous tenons à leurs exprimer nos sincères remerciements pour leurs suivis et leurs orientations.

Un grand merci au bureau d'études AFRICAN GEOSYSTEM Company AGC, en particulier à l'ingénieur RIHANE Malika pour son aide et sa gentillesse.

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous font honneur de juger notre travail.

Nos vifs remerciements s'adressent aussi à l'ensemble des enseignants de département de génie civil qui nous ont suivi pendant notre cursus universitaire.

Nos plus chaleureux remerciements pour tous ceux qui ont contribué de près et de loin à l'aboutissement de ce travail.



Dédicace

On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination, après de longues années d'études, en fin de ce cycle et au commencement d'un nouveau départ. Je dédie ce modeste travail :

À la mémoire de mon père

Qui nous a quittés trop tôt en laissant un grand vide au père qui était tout simplement un père parfait un être unique et magnifique, mes souvenirs de toi m'enseignent que l'amour à la mort survit. Tu es été et tu seras toujours un exemple et un fort repère pour moi. Mes prières te sont adressées dans ce monde qui aujourd'hui est le tien. Que dieu tout puissant t'accueille dans son vaste paradis.

À la meilleure mère

Quoi que je dise ou quoi que je fasse je ne saurai au point de te remercier comme il se doit, aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, ma considération pour les sacrifices que tu as déployés pour mon éducation, ma formation et mon bien être. Je t'aime maman et j'implore dieu le tout puissant pour qu'il t'accorde une bonne santé et une longue et heureuse vie. Ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mes chères sœurs

Amel, Taous et Kenza, j'en aurais long et beaucoup à dire, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de vous dire merci pour plein de choses mais pour une en particulier, celle de m'avoir toujours soutenus. Vous avoir dans ma vie est une chance inouïe.

À mes adorables neveux et nièce

Rayane et Aylane, je n'aurais pas pu rêver meilleurs neveux que vous. Vous êtes les plus adorables, les plus coquins et les plus intelligents qui soient. A toi petite princesse Imene Louise, tu as ajouté plus de paillettes et de glamour à notre vie.

À mes beaux frères

Sofiane et Samir

À toute ma famille

En particulier mon cher oncle Ahmed et sa famille

À toutes mes amies

Avec lesquelles j'ai partagé mes moments de joie et de bonheur.

À mon Binôme

Amine pour ton implication, ta patience et toute sa famille

M^{lle} M. Nawal

À tous les amis d'études

En particulier promotion de master 2 construction hydraulique et aménagement génie civil
2021.

*Les mots me manquent encore pour vous témoigner reconnaissance car un
proverbe dit « Quelle que soit la valeur du présent fait à l'homme ; il n'y a
qu'un seul mot pour exprimer la reconnaissance inspirée par la libéralité, ce
mot c'est Merci ».*

M^{lle} M. Nawal





Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À mes très chères parents

Autant de phrases aussi expressives soient-elles ne sauraient montrer le degré d'amour, d'affection et de respect que j'éprouve pour vous. Vous avez su m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie. Vous n'avez cessé de me soutenir et de m'encourager durant toutes mes années d'études. Je vous dois ce que je suis aujourd'hui et ce que je serai demain et je ferai toujours de mon mieux pour rester votre fierté et ne jamais vous décevoir. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour vous, recevez ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime.

Puisse le tout puissant vous donner santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour.

À mes très chères sœurs

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquentes sont-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Vos conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite. Vos encouragements sont pour moi le soutien indispensable que vous avez toujours su m'apporter. Que Dieu le tout puissant vous préserve, vous accorde santé, bonheur, quiétude de l'esprit et vous protège de tout mal.

À mon beau-frère (AMAR)

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude et le respect que j'ai pour toi. Tu n'as cessé de croire en moi, tu m'encourageais toujours à faire mieux. En ce jour spécial je tiens à te remercier et te souhaiter longue vie et plein de bonheur.

À ma précieuse nièce (Talia)

Cela fait presque deux ans que tu es venu dans ce monde, je suis énormément ravi que tu partages avec moi ce moment mémorable de ma vie. Que dieu t'apporte bonheur, santé, longue vie et plein de bonheur dans ta vie.

À ma chère tata (Zohra)

Aujourd'hui, en cette occasion que je te dis merci pour tous tes encouragements, que dieux t'apporte santé, longue vie, joie et bonheur.

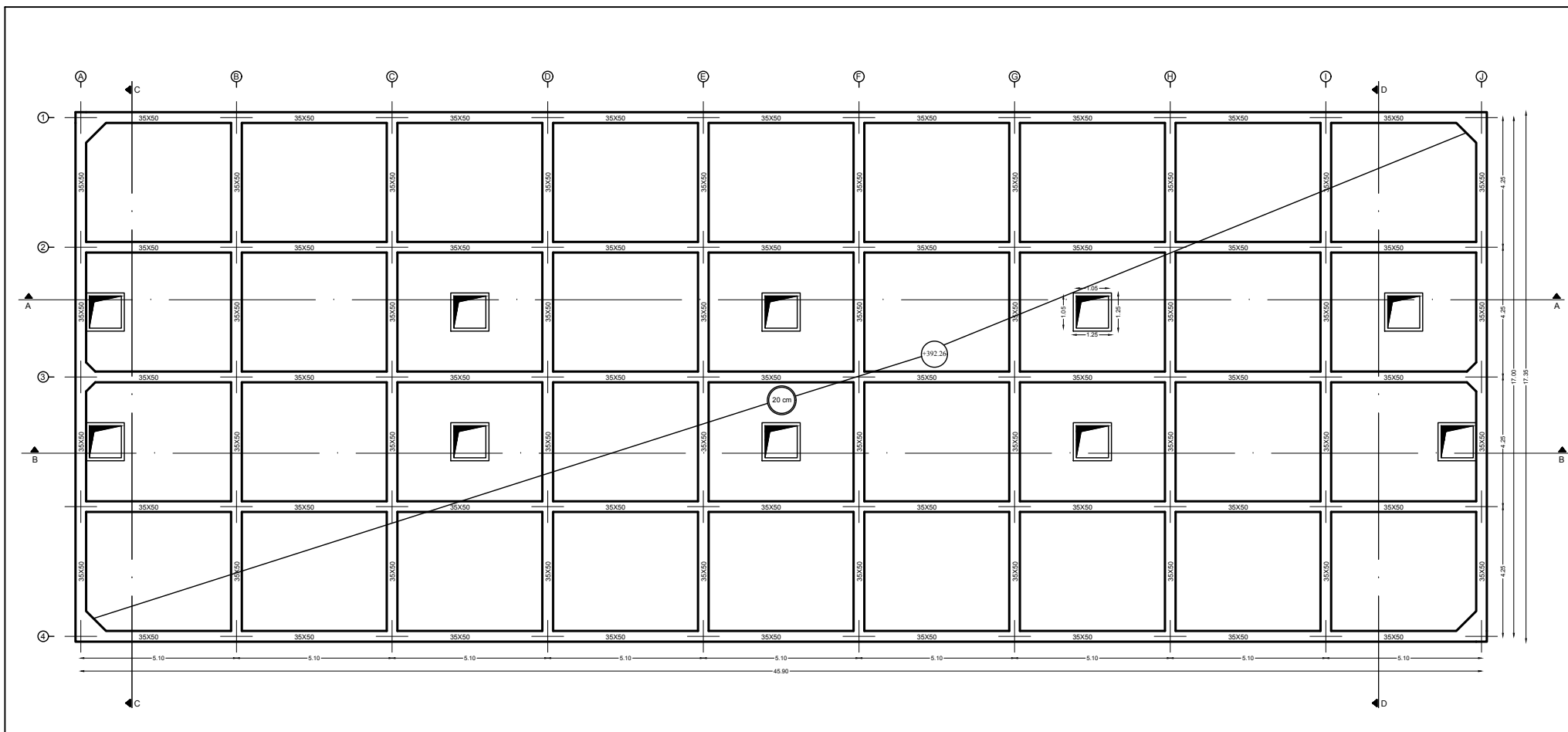
À mon cher ami (LOUNES)

Je tien à te remercier aussi en ce jour mémorable. Je te souhaite une longue vie pleine de réussite.

À mon binôme

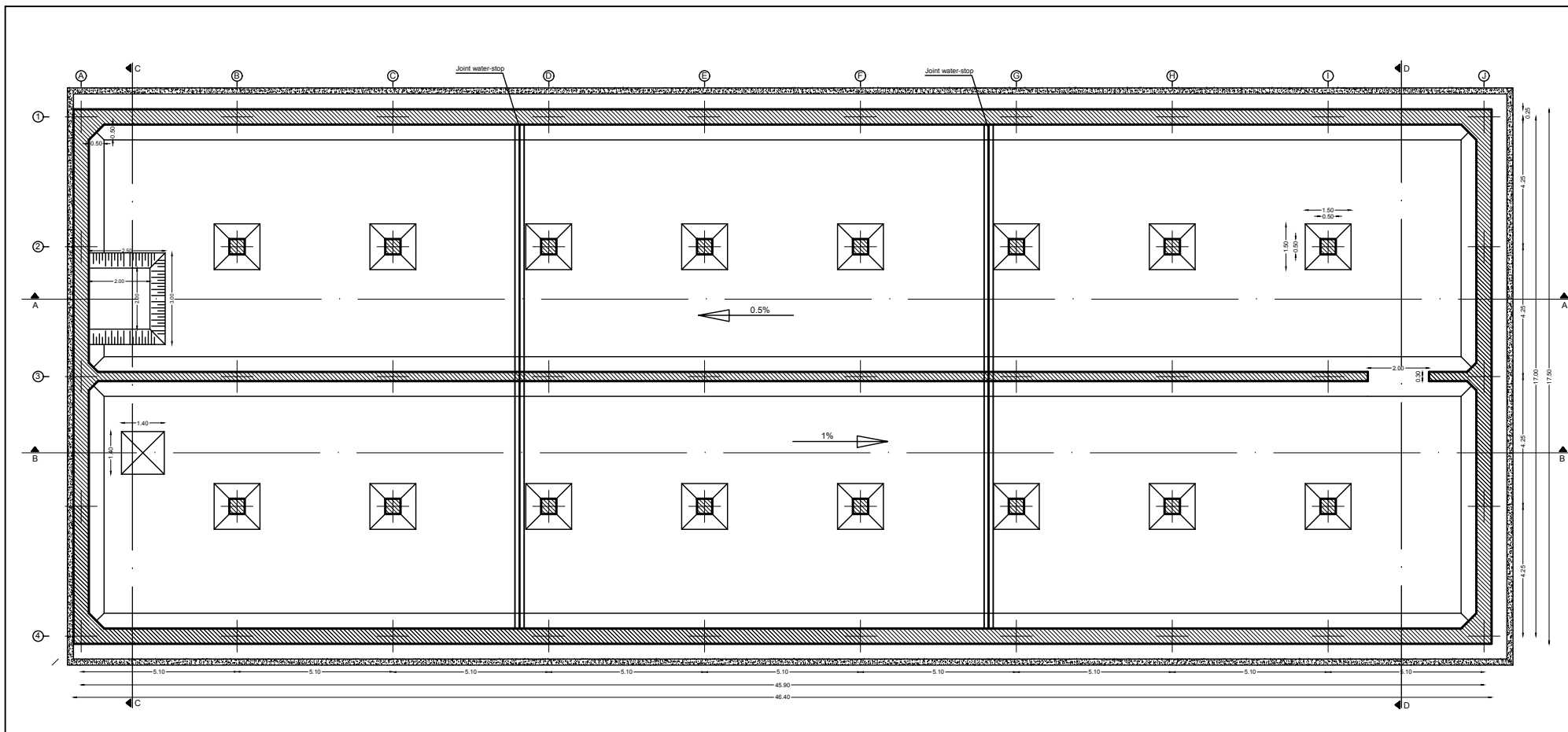
Nawal, pour ton sens du travail, ton sérieux et ta responsabilité. Que je te dédie cette thèse à toi et à toute ta famille.

Mr T. M^{ed} Amine



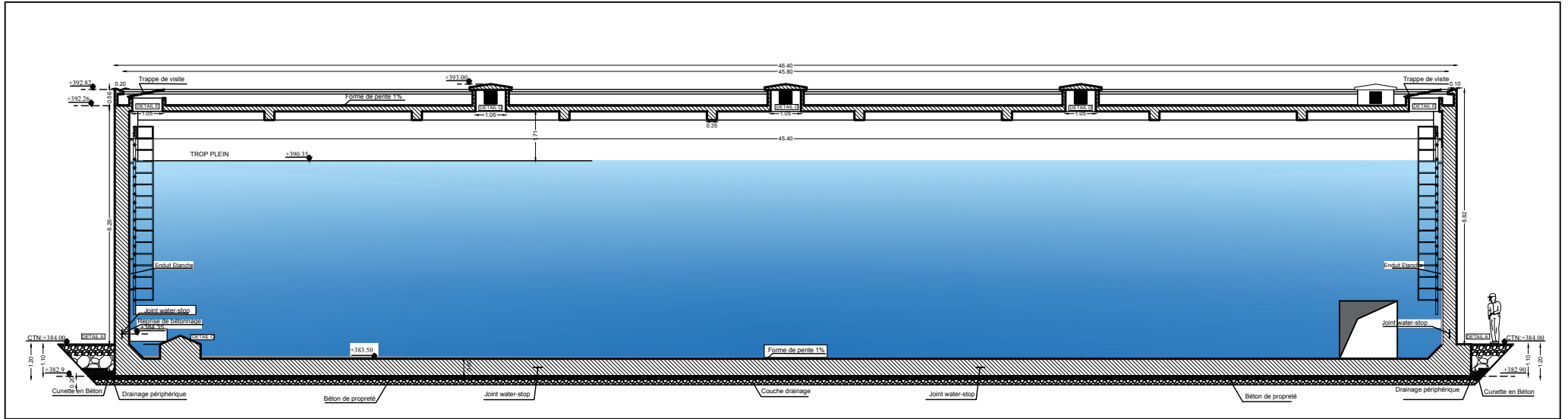
P L A N D E C O F F R A G E P L A N C H E R

ÉCHELLE 1/100



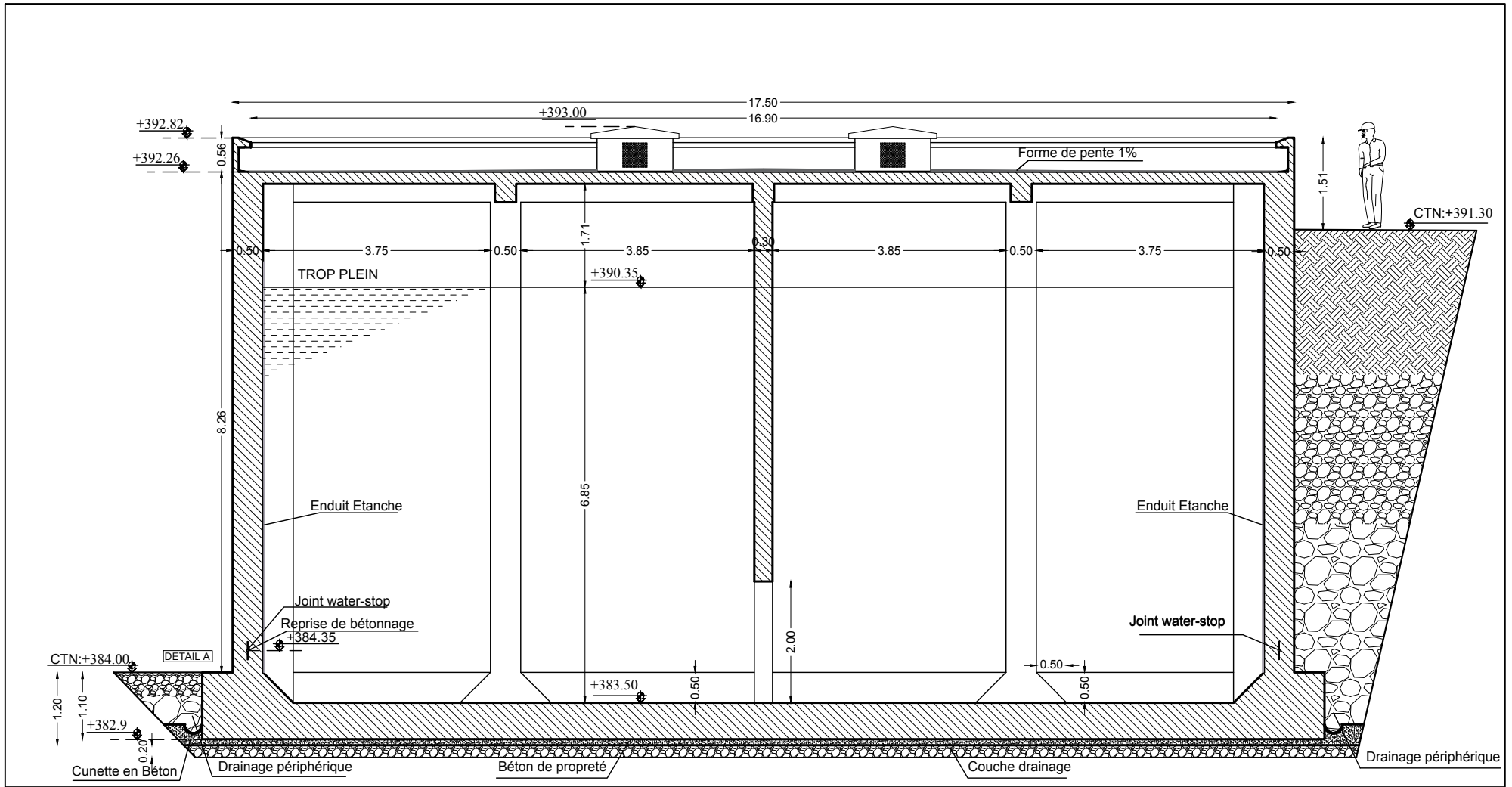
P L A N D E C O F F R A G E F O N D A T I O N S

ÉCHELLE 1/100



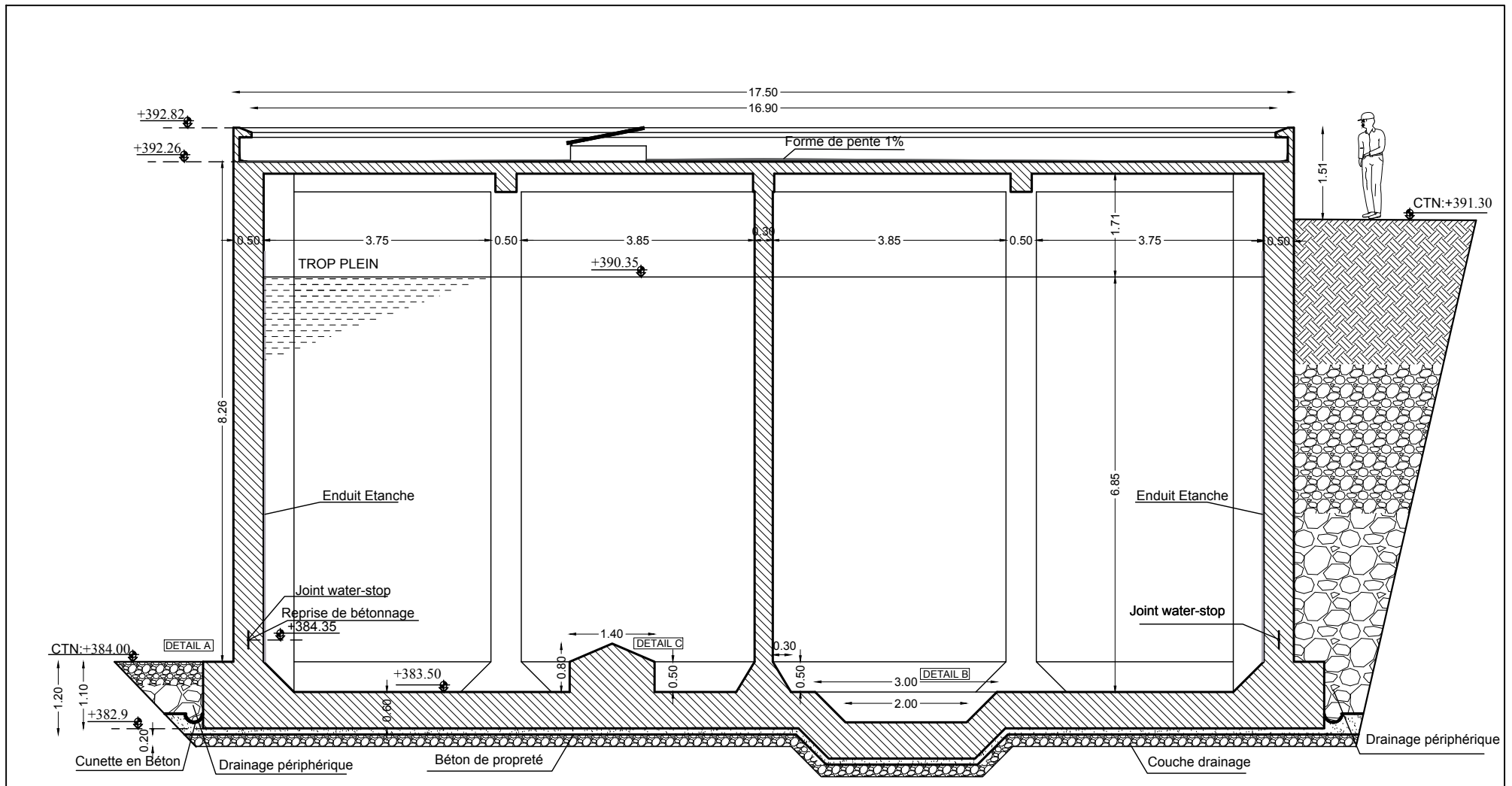
C O U P E B - B

ÉCHELLE 1/100



C O U P E D - D

ÉCHELLE 1/100



C O U P E C - C

ÉCHELLE 1/100

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

<i>Figure 1.1</i> : Coupe longitudinale du réservoir.	3
<i>Figure 1.2</i> : Diagramme contraintes –déformations (ELU)	7
<i>Figure 1.3</i> : Diagramme contraintes –déformations (ELS)	7
<i>Figure 1.4</i> : Diagramme contraintes - déformations (ELU)	9
<i>Figure 1.5</i> : Diagramme contrainte – déformation pour l'acier	10

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

<i>Figure 2.1</i> : La surface de chargement vertical	17
<i>Figure 2.2</i> : Epure de la pression hydrostatique.	21
<i>Figure 2.3</i> : Vue de profil	22

Chapitre 3 : Etude hydrodynamique

<i>Figure 3.1</i> : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.	28
<i>Figure 3.2</i> : Pression hydrodynamique moyenne agissant sur une bande quelconque i de la paroi.....	28
<i>Figure 3.3</i> : Spectre de réponse	32

Chapitre 4 : Analyse classique du réservoir à base encastrée

<i>Figure 4.1</i> : Choix des unités.....	38
<i>Figure 4.2</i> : Choix de la géométrie de base.	38
<i>Figure 4.3</i> : Introduction de la géométrie de base.	39
<i>Figure 4.4</i> : Modèle de base.	39
<i>Figure 4.5</i> : Introduction des propriétés du béton.	40
<i>Figure 4.6</i> : choix du type de matériau et le type de section des éléments	41
<i>Figure 4.7</i> : Définition des sections.....	41
<i>Figure 4.8</i> : Dimensions des poteaux.	42
<i>Figure 4.9</i> : Dimensions des poutres	42
<i>Figure 4.10</i> : Introduction des voiles.....	42
<i>Figure 4.11</i> : Choix de l'élément.....	43
<i>Figure 4.12</i> : Affectation des poteaux	43

Liste des figures

Figure 4.13 : Choix des poutres	43
Figure 4.14 : Affectation des poutres.....	44
Figure 4.15 : Choix des voiles.....	44
Figure 4.16 : Affectation des voiles	44
Figure 4.17 : Affichage des différentes informations	45
Figure 4.18 : Définition du type de chargement.	45
Figure 4.19 : Définitions des charges statiques.....	46
Figure 4.20 : Définitions des charges sismiques.....	46
Figure 4.21 : Introduction du spectre de réponse	47
Figure 4.22 : Combinaison C1	48
Figure 4.23 : Combinaisons d'Actions.....	48
Figure 4.24 : Affectation des Charges Statiques.....	49
Figure 4.25 : Choix des conditions d'appuis.....	49
Figure 4.26 : Combinaison de degré de liberté choisis.	50
Figure 4.27 : Nœud maître	51
Figure 4.28 : Affectation des valeurs de la masse du plancher.....	51
Figure 4.29 : Introduction du diaphragme.....	52
Figure 4.30 : Diaphragm constraint	52
Figure 4.31 : Options d'analyse	53
Figure 4.32 : Modélisation sur SAP 2000 du réservoir 5000 m ³	53
Figure 4.33 : Lancement de l'analyse	54
Figure 4.34 : Disposition des poteaux.....	57
Figure 4.35 : Axes locaux de l'élément frame	58
Figure 4.36 : Distribution des efforts F_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément.....	59
Figure 4.37 : Distribution des efforts F_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément.....	60
Figure 4.38 : Distribution des efforts F_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément.....	60
Figure 4.39 : Distribution des efforts F_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément.....	61
Figure 4.40 : Axes locaux de l'élément shell.....	62
Figure 4.41 : Distribution des moments M_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément.....	62
Figure 4.42 : Distribution des moments M_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément.....	63

Liste des figures

Figure 4.43 : Distribution des moments M_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément.....	63
Figure 4.44 : Distribution des moments M_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément.....	64

Chapitre 5 : Analyse du réservoir en tenant compte de l'interaction sol-structures

Figure 5.1 : Modèle d'une méthode directe.	66
Figure 5.2 : Schématisation d'une méthode de sous-structure. (Pecker, 2015).	66
Figure 5.3 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS. (Grange, 2008).....	67
Figure 5.4 : Modèle tenant en compte de l'ISS.....	68
Figure 5.5 : Introduction des raideurs	70
Figure 5.6 : Disposition des poteaux.....	73
Figure 5.7 : Dimensions conseillés pour le maillage	76
Figure 5.8 : Choix des conditions d'appuis.....	76
Figure 5.9 : Création de l'élément sol.....	77
Figure 5.10 : Introduction des propriétés du sol	77
Figure 5.11 : Introduction de la géométrie.....	78
Figure 5.12 : Modèle de base	78
Figure 5.13 : Choix du type de section	79
Figure 5.14 : Définition de la section du sol.	79
Figure 5.15 : Définition de l'élément solide	80
Figure 5.16 : Choix du sol.....	80
Figure 5.17 : Affectation de la section sol	81
Figure 5.18 : Création de l'élément solide	81
Figure 5.19 : Outil de sélection	82
Figure 5.20 : Maillage de l'élément.	82
Figure 5.21 : Plan X Z.....	83
Figure 5.22 : Blocage selon U2.....	83
Figure 5.23 : Plan Y Z.....	83
Figure 5.24 : Blocage selon U1.....	84
Figure 5.25 : Plan X Y.	84
Figure 5.26 : Encastrement parfait.	85
Figure 5.27 : Modélisation sur SAP 2000 du réservoir 5000 m ³	85
Figure 5.28 : Comparaison des résultats de périodes fondamentales.....	86

Liste des figures

Figure 5.29 : Comparaison des résultats de déplacements au sommet	88
Figure 5.30 : Comparaison des résultats de déplacements à la base	89
Figure 5.31 : Comparaison des résultats de l'effort tranchant aux poteaux	91
Figure 5.32 : Comparaison des résultats de l'effort tranchant aux poutres	91
Figure 5.33 : Comparaison des résultats de l'effort normal aux poteaux	93
Figure 5.34 : Comparaison des résultats de l'effort normal aux poutres	93
Figure 5.35 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur les voiles	94
Figure 5.36 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur le radier	94
Figure 5.37 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur la chicane	95
Figure 5.38 : Comparaison des résultats du moment fléchissant aux poteaux	96
Figure 5.39 : Comparaison des résultats du moment fléchissant aux poutres	97
Figure 5.40 : Comparaison des résultats du moment fléchissant sur les voiles	97
Figure 5.41 : Comparaison des résultats du moment fléchissant sur le radier	98
Figure 5.42 : Comparaison des résultats du moment fléchissant sur la chicane	98

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et des matériaux

Tableau 1.1 : Principales caractéristiques de l'ouvrage	3
Tableau 1.2 : Coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action	5
Tableau 1.3 : Coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions.....	6
Tableau 1.4 : Caractéristiques mécaniques des aciers.....	7
Tableau 1.5 : Coefficient de sécurité γ_s en fonction de la situation de l'action	8
Tableau 1.6 : Valeur minimale d'enrobage.	10

Chapitre 2 : Présentation des éléments

Tableau 2.1 : Charges et surcharges de la terrasse de couverture	14
Tableau 2.2 : Vérification aux exigences du RPA	15
Tableau 2.3 : Descente des charges.....	18
Tableau 2.4 : Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)	18
Tableau 2.5 : Vérification au flambement.....	19
Tableau 2.6 : Pressions hydrostatiques.....	20
Tableau 2.7 : Pression du remblai et pression de la surcharge sur la bonde du fond	22
Tableau 2.8 : Pressions du remblai et pression de la surcharge sur la paroi contre talus.....	22
Tableau 2.9 : Descente des charges.....	25

Chapitre 3 : Etude hydrodynamique

Tableau 3.1 : Coefficient d'accélération de zone en fonction de zone sismique (RPA 99. R-2003).....	28
Tableau 3.2 : Valeurs de $\xi(\%)$ en fonction de la nature du remplissage	29
Tableau 3.3 : Périodes caractéristiques T_1 et T_2 en fonction de la nature su sol	29
Tableau 3.4 : Evaluation du facteur de qualité	30
Tableau 3.5 : Période fondamentale du réservoir	31
Tableau 3.6 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse	31
Tableau 3.7 : Accélération sismique du réservoir	32
Tableau 3.8 : Paramètres utilisés pour le calcul de la pression moyenne hydrodynamique ...	32
Tableau 3.9 : Résultats des pressions hydrodynamiques	33
Tableau 3.10 : Résultats des charges linéaires	33

Chapitre 4 : Analyse classique du réservoir à base encastrée

<i>Tableau 4.1</i> : Résultats de charges des poutres	36
<i>Tableau 4.2</i> : Table des périodes et des fréquences.....	53
<i>Tableau 4.3</i> : Déplacement du nœud maitre.....	54
<i>Tableau 4.4</i> : Déplacement du nœud maitre en mm.....	54
<i>Tableau 4.5</i> : Extrait des déplacements à la base du réservoir.....	55
<i>Tableau 4.6</i> : Déplacement maximal à la base	55
<i>Tableau 4.7</i> : Extrait des efforts tranchants	56
<i>Tableau 4.8</i> : Efforts tranchants maximales	56
<i>Tableau 4.9</i> : Extrait effort normal	57
<i>Tableau 4.10</i> : Effort normal maximal en KN.....	58
<i>Tableau 4.11</i> : Extrait des moments fléchissants	60
<i>Tableau 4.12</i> : Moment fléchissant en KN.....	61

Chapitre 5 : Analyse du réservoir en tenant compte de l'interaction sol-structures

<i>Tableau 5.1</i> : Formules de Pais et kausel (1988) des raideurs d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHRP, 2012)	67
<i>Tableau 5.2</i> : résultats des raideurs.....	68
<i>Tableau 5.3</i> : Table des périodes et des fréquences.....	69
<i>Tableau 5.4</i> : Déplacement du nœud maitre.....	70
<i>Tableau 5.5</i> : Déplacement DX en mm	70
<i>Tableau 5.6</i> : Déplacement DY en mm	70
<i>Tableau 5.7</i> : Déplacement à la base	71
<i>Tableau 5.8</i> : Déplacement DX en mm	71
<i>Tableau 5.9</i> : Déplacement DY en mm.....	71
<i>Tableau 5.10</i> : Déplacement DZ.....	72
<i>Tableau 5.11</i> : Extrait des Efforts tranchants	72
<i>Tableau 5.12</i> : Effort tranchant maximal.....	72
<i>Tableau 5.13</i> : Extrait des Efforts normaux.....	73
<i>Tableau 5.14</i> : Effort normal maximal en KN.....	74
<i>Tableau 5.15</i> : Moment fléchissant (reservoir avec base flexible)	74
<i>Tableau 5.16</i> : Moments fléchissant maximums en KN.m	75
<i>Tableau 5.17</i> : Propriétés du type de sol utilisé.....	76
<i>Tableau 5.18</i> : Table des périodes et des fréquences.....	86
<i>Tableau 5.19</i> : Extrait déplacement au sommet	88

Liste des tableaux

<i>Tableau 5.20</i> : Déplacement DX en mm	88
<i>Tableau 5.21</i> : Déplacement DY en mm	88
<i>Tableau 5.22</i> : Déplacement à la base	90
<i>Tableau 5.23</i> : Déplacement DX en mm	90
<i>Tableau 5.24</i> : Déplacement DY	90
<i>Tableau 5.25</i> : Déplacement DZ.....	90
<i>Tableau 5.26</i> : Extrait des efforts tranchant	91
<i>Tableau 5.27</i> : Effort tranchant maximal.....	92
<i>Tableau 5.28</i> : Extrait des efforts normaux	94
<i>Tableau 5.29</i> : Effort normal maximal en KN.....	94
<i>Tableau 5.30</i> : Moment fléchissant.....	98
<i>Tableau 5.31</i> : Moment fléchissant maximal en KN.m.....	98

Remercîments

Dédicace

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matières

Introduction générale1

Chapitre 1 : Présentation de l’ouvrage et des matériaux

Introduction	3
1.1. Présentation de l’ouvrage	3
1.2. Aspect du réservoir et exigences techniques	4
1.3. Caractéristiques du site.....	4
1.4. Les effets à prendre en compte.....	4
1.5. Présentation des matériaux utilisés.....	5
1.5.1. Béton	5
1.5.2. Acier.....	8
1.6. Actions et combinaisons.....	11
1.6.1 Actions	11
1.6.2. Les combinaisons d’action (fascicule 74)	11
Conclusion.....	12

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	13
2.1. pré dimensionnement des éléments.....	13
2.1.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine terrasse.....	13
2.1.2. Pré dimensionnement des poutres.....	15
2.1.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	16
2.1.4. Prédimensionnement des parois.....	20
2.1.5. Pré dimensionnement du radier	23
Conclusion.....	26

Chapitre 3 : Etude hydrodynamique

Introduction	27
3.1. Exposé de la méthode de Westergaard.....	27
3.1.1. Calcul de la pression moyenne P_i	28
3.1.2. Calcul de la charge linéaire (kg/ml).....	33
3.2. Calcul de la hauteur des vagues d_{max}	34
Conclusion.....	34

Chapitre 4 : Analyse classique du réservoir à base encastrée

Introduction	35
4.1. Description de l'ouvrage	35
4.1.1. Dimensions en plan de la structure	35
4.1.2. Définition des cas de charges	35
4.1.3. Définition des combinaisons de charge.	35
4.1.4. Chargement des poutres.....	36
4.1.5. Calcul des masses pour l'analyse modale	36
4.2. Etapes de la modélisation du réservoir avec Base encastrée.....	37
4.2.1. Choix des Unités	37
4.2.2. Définition de la Géométrie du Modèle	37
4.2.3. Introduction des propriétés des matériaux (béton).....	39
4.2.4. Introduction des caractéristiques géométriques des éléments	39
4.2.5. Définition des cas de charges	45
4.2.6. Conditions aux Limites.....	49
4.2.7. Démarrage et exécution	53
4.3. Résultats et interprétation.....	54
4.3.1. Période fondamentale de la structure	54
4.3.2. Déplacements	55
4.3.3. Efforts tranchants	57
4.3.4. Effort normal	58
4.3.5. Moment fléchissant	61
Conclusion.....	64

Chapitre 5 : Analyse du réservoir en tenant compte de l'interaction sol-structures

Introduction	65
5.1. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol-Structure	65
La méthode directe	65
La méthode de sous-structure	66
La méthode hybride.....	66
5.2. Hypothèses de calcul.....	67
5.3. Modélisation du réservoir en tenant compte de l'interaction sol-structure.....	67
5.3.1. Modélisation par la méthode directe.....	67
5.3.2. Modélisation par la méthode de sous structure.....	75
Conclusion.....	99
Conclusion général.....	100
Référence bibliographique	

Introduction générale

Dans le domaine du génie parasismique, l'interaction du sol avec la structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour se rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa vulnérabilité. L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation.

En général les bureaux d'études d'ingénieries ne prennent en considération l'effet de l'ISS. De ce fait, la modélisation et le calcul des structures se basent sur le principe de l'encastrement à la base de la fondation, les déplacements sont considérés comme nuls. De nombreux chercheurs essayent de trouver des méthodes du comportement des structures afin de prendre toutes les influences sur les structures pour un calcul et une modélisation plus réaliste. Les effets de l'ISS sur la réponse sismique n'ont pas été sérieusement pris en considération jusqu'au tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs tremblements de terre récents dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs de structures de génie civil des bureaux d'études. Ce problème s'est focalisé dans la façon de tenir compte de l'effet de l'ISS sur le comportement sismique final des structures lorsqu'un tremblement de terre survient.

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette étude qui a pour objectif d'analyser l'effet hydrodynamique sur le comportement d'un réservoir rectangulaire posé au sol de capacité 5000 m^3 , tenant compte de son interaction avec le sol et de montrer l'évolution de la période fondamentale, des déplacements, et des efforts internes (l'efforts tranchant, efforts normaux et moments fléchissant) comparés à la structure à base encastree. Pour atteindre cet objectif, nous avons structuré notre mémoire en cinq chapitres.

Le premier chapitre consiste en la présentation générale de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, tels que le béton et les aciers.

Le deuxième chapitre est dédié au pré-dimensionnement et à la descente des charges des différents éléments résistants qui constituent notre réservoir (dalle, poteaux poutres, radier et paroi).

Le troisième chapitre est consacré à l'étude hydrodynamique. La méthode Westergaard est utilisée pour évaluer les pressions hydrodynamiques et l'effet des vagues sur les voiles.

Introduction générale

Le quatrième chapitre traite la modélisation par éléments finis du réservoir d'étude sous le code de calcul SAP2000[®], avec la condition de l'encastrement parfait à la base.

Le cinquième chapitre **est** consacré à la modélisation du réservoir, tenant compte de son interaction avec le sol (base flexible) et ce par deux méthodes. La méthode de sous structure est introduite en utilisant les ressorts pour simuler la réaction du sol. Quant à la méthode directe, elle consiste à modéliser la structure et le sol comme un système global.

Enfin, le présent mémoire sera clôturé par une conclusion générale relatant les principaux résultats, apports et perspectives de ce travail.

Chapitre I :

*Présentation de l'ouvrage et des
matériaux*

Introduction

Ce premier chapitre a pour but de présenter globalement le réservoir faisant l'objet de notre étude ; à savoir ses caractéristiques géométriques, ses éléments constitutifs, les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage et la réglementation utilisée. Le réservoir en question doit être conçu de manière à résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une étanchéité et une résistance satisfaisante tout au long de son exploitation.

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage d'étude est un réservoir rectangulaire en béton armé de capacité 5000 m³, destiné au stockage et au renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Bejaia, qui est classé comme zone de moyenne sismicité (zone II a). Le réservoir est classé dans le groupe d'usage 1B (ouvrage de grande à moyenne importance), selon la classification du RPA 99 version 2003.

Il est principalement constitué (figure 1.1) :

- d'un radier général en béton armé (1) ;
- d'une dalle pleine terrasse (2);
- d'un voile périphérique qui forme la cuve en béton armé (3);
- des poteaux en (4) et des poutres en béton armé (5);
- et de chicane (6).

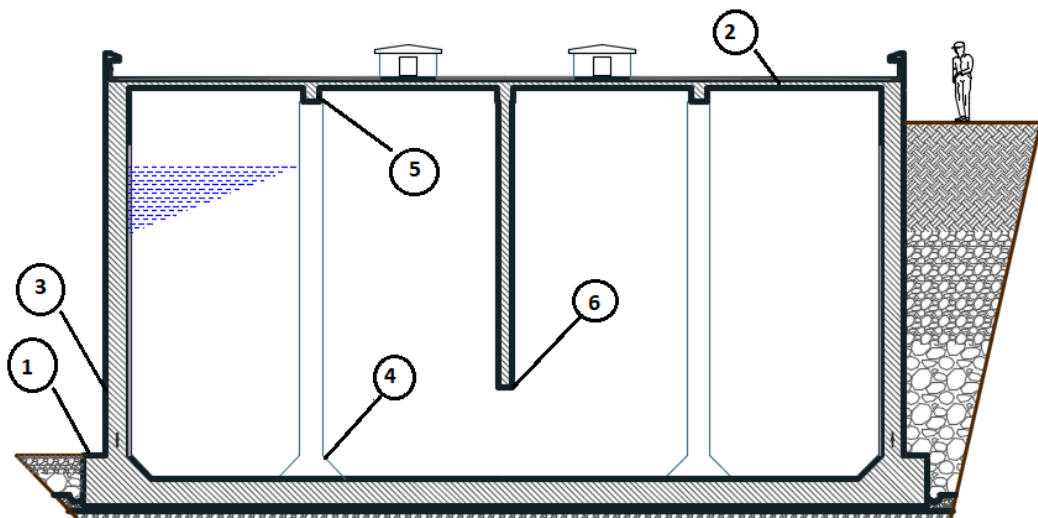


Figure 1.1. Coupe longitudinale du réservoir.

Les principales caractéristiques de l'ouvrage sont représentées par le tableau (1.1) :

Tableau 1.1 : Principales caractéristiques de l'ouvrage

Caractéristiques de l'ouvrage	Valeurs	Unités
Capacité de stockage	5000	m ³
Hauteur totale de l'ouvrage	8,5	m
Longueur totale en plan	46.50	m
Largeur totale en plan	17.50	m
Hauteur utile d'eau	7	m

1.2. Aspect du réservoir et exigences techniques

Pour ce type d'ouvrage, le côté esthétique est important, il est nécessaire de concevoir une forme acceptable, fonctionnelle et économique. Cependant, des exigences techniques sont à satisfaire ; à savoir :

- **La résistance** : le réservoir doit résister dans toutes ses parties aux efforts auxquels est soumis (poids propre, surcharges, vent, séisme ...) ;
- **L'étanchéité** : le réservoir doit être étanche ; c'est-à-dire éliminer toutes les fissures pour éviter toute fuite d'eau qui peut engendrer des effets néfastes sur l'ouvrage ;
- **Et la durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps. Il est conçu à long terme, pour cela le matériau de construction (béton armé) doit conserver ses propriétés (résistance à la compression et à la traction).

1.3. Caractéristiques du site

Des essais sont réalisés par le laboratoire LTNC et ont données :

- Une contrainte admissible du sol $\sigma_{adm}=2.5$ bars ;
- Des fondations superficielles avec un ancrage minimal à partir de $D=1$ m de profondeur ;
- Et un site en catégorie S2 (ferme).

1.4. Les effets à prendre en compte

Pour l'étude de notre réservoir, les effets pris en compte sont de natures différentes :

- Poids propre de réservoir et de ses ouvrages annexes ;
- Charge due au liquide contenu ;
- Surcharges diverses d'exploitation ;

- Effets climatiques : neige ;
- Effet séismique.

1.5. Présentation des matériaux utilisés

1.5.1. Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène composé d'un mélange du ciment, sable, gravier et de l'eau. Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m^3 , de ciment C.P.A.400 de classe 45 R (conditions courantes de fabrications des bétons avec autocontrôles surveillé, rigueur accrue dans le processus de fabrications), ce qui correspond, selon les règles BAEL, à la classe C25, autrement dit $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$. Le béton obtenu doit présenter :

- Une bonne résistance mécanique ;
- Une bonne résistance aux agents agressifs.

a. Caractéristiques mécaniques du béton

❖ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours, notée f_{c28} . Elle est obtenue par un essai de compression axial d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. La valeur de f_{c28} obtenue est égale à 25 Mpa .

❖ Résistance caractéristique à la traction

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression. Elle est définie par la formule (1.1) (**Art.A.2.1-12_BAEL.91_modifié.99**) :

$$f_{tj}=0.6+0.06 f_{cj} \quad (1.1)$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$,

$$f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$$

b. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom du module de Young. Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue ou courte durée d'application (inférieure à 24 heures). Il est donné par les formules (1.2) et (1.3) ci-après :

❖ Module de déformation instantané (**Art.A.2.1-21_BAEL.91_modifié.99**) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (1.2)$$

Pour $j=28$ jours, $f_{c28}=25$ MPA

$$E_{ij}=32164.19 \text{ MPA}$$

❖ **Module de déformation (Art.A.2.1-22_BAEL.91_modifié.99) :**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad (1.3)$$

Pour $j=28$ jours, $f_{c28}=25$ MPA

$$E_{vj}=10818.865 \text{ MPA}$$

❖ **Coefficient de poisson ν**

Le coefficient de poisson est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \quad (1.4)$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

❖ **Module de déformation transversale**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(\nu+1)} \quad (1.5)$$

c. Les contraintes limites du béton

❖ **Etat limite ultime (E.L.U)**

La contrainte limite ultime à la compression f_{bc} du béton est donnée par la relation (1.6) (BAEL91modifié99/A.4.3, 41) :

$$F_{bc} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \quad (1.6)$$

Le coefficient de sécurité γ_b et le coefficient θ sont données dans les tableaux 1.2 et 1.3 respectivement, en fonction de la situation de l'action et de la durée de l'application de cette action.

Tableau 1.2 : Coefficient de sécurité γ_b en fonction de la situation de l'action

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_b	1.5	1.15

Tableau 1.3: Coefficient θ en fonction de la durée (T) de l'application des actions

Durée d'application T	T > 24h	1h ≤ T ≤ 24h	T < 1h
θ	1	0.9	0.85

- Dans le cas d'une situation courante : $f_{bc}=14.2$ MPA
- Dans le cas d'une situation accidentelle : $f_{bc}=18.47$ MPA

Le diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU utilisé est le diagramme de calcul dit (parabole - rectangle), donné par la figure 1.2 :

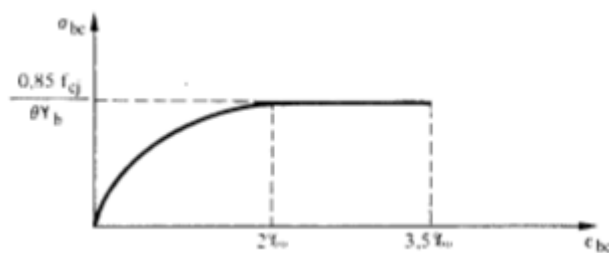


Figure 1.2 : Diagramme contraintes –déformations (ELU)

❖ Etat limite de service (E.L.S)

La contrainte limite de service à la compression du béton est donnée par la relation (1.7) (Art.A.4.5-2_B.A.E.L.91_modifié.99):

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \quad (1.7)$$

Pour $f_{c28}=25$ MPA,

$$\sigma_{bc}=15 \text{ MPA}$$

Le diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS est donnée par la figure 1.3 :

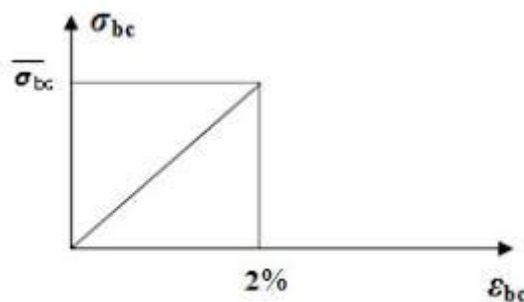


Figure 1.3 : Diagramme contraintes –déformations (ELS)

❖ **Contrainte de cisaillement du béton**

Les contraintes de cisaillement sont données par les relations suivantes :

- **Cas de la fissuration peu nuisible (FPN)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \quad (1.8)$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPA}$:

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

- **Cas de la fissuration préjudiciables et très préjudiciables (FP et FTP)**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \quad (1.9)$$

Pour $f_{c28}=25 \text{ MPA}$:

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

1.5.2. Acier

L'acier est utilisé pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Ces aciers se distinguent par leur nuance et par leur état de surface (ronds lisse ou haute adhérence)

Tableau 1.4: Caractéristiques mécaniques des aciers

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treilles soudé	
Désignation	FeE215	FeE400	d>6mm	TSL500
	FeE235	FeE500	Ø<6mm	TSL250

a. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinal ou module de Young de l'acier est donné par (**Art A.2.2-1_BAEL91 modifié _99**):

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa} \quad (1.10)$$

b. Contraintes limites

❖ Etat limite ultime ELU

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (1.11)$$

f_e : Limite d'Elasticité garantie,

γ_s : Coefficient de sécurité (tableau 1.4).

Tableau I.5: Coefficient de sécurité γ_s en fonction de la situation de l'action

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γ_s	1.15	1

Le diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELU est donnée par la figure 1.4 :

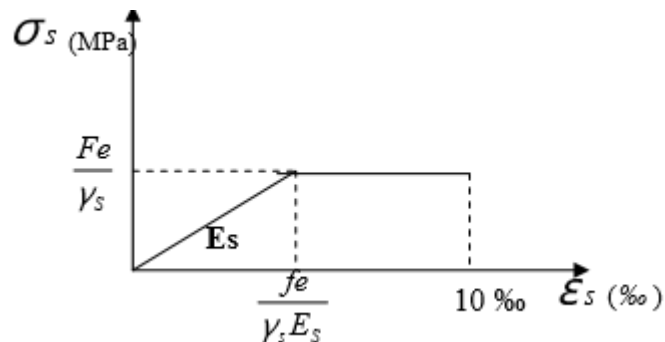


Figure 1.4 : Diagramme contraintes - déformations (ELU)

❖ Etat limite de service ELS

La contrainte de traction admissible dans l'acier est limitée suivant l'emplacement de la structure. Cette contrainte permet donc la limitation des ouvertures des fissures. Selon le type de fissuration ; la contrainte limite des aciers tendus est :

➤ Cas de fissuration peu préjudiciable (Art A.4.5- 32_BAEL91 modifier_99)

Il n'est y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU

➤ Cas de la fissuration préjudiciable (Art A.4.5-33_BAEL91 modifier_99)

La structure est exposée aux intempéries

$$\sigma_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j}) \right] \quad (1.12)$$

➤ Cas de fissuration très préjudiciable (Art A.4.5-34_BAEL91 modifier_99)

La structure est exposée aux intempéries et aux agents agressifs :

$$\sigma_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{ij}}) \tag{1.13}$$

Où :

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} = \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour les aciers RL (Ronds lisses).} \\ 1,6 \text{ pour les aciers HA (Haute adhérence).} \end{array} \right\}$$

Le diagramme contraintes –déformations du béton à l'ELS est donnée par la figure 1.5

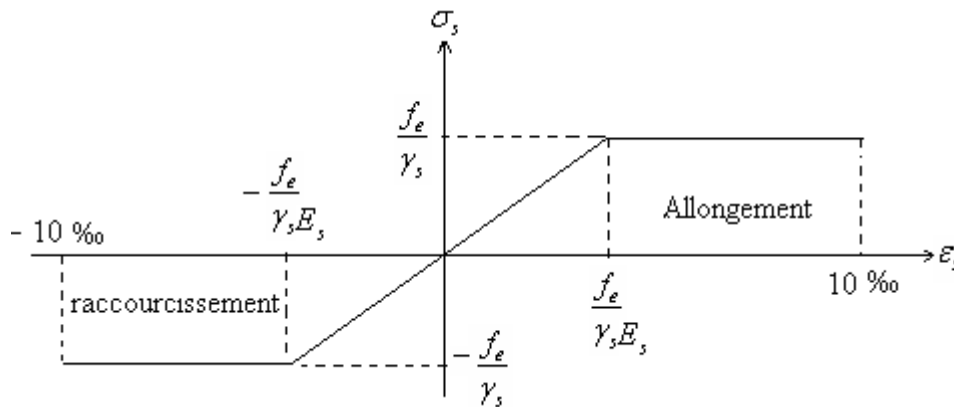


Figure 1.5 : Diagramme contrainte – déformation pour l'acier

c. Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et afin d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; nous devons veiller à ce que l'enrobage de ces dernières soit conforme aux prescriptions suivantes :

Tableau 1.6: Valeur minimale d'enrobage.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de « e »
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives	5cm
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à l'égard de la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

NB. *Pour le cas des ouvrages hydrauliques et les éléments en contact avec du liquide (eau), l'enrobage des armatures est de 5cm.*

1.6. Actions et combinaisons

1.6.1 Actions

Ce sont des forces et des couples qui s'appliquent directement à la structure. Nous distinguons trois types d'actions :

a. Actions permanentes, notées G:

Les actions permanentes incluent toutes les charges non mobiles, qui sont essentiellement explicitement appliquées au sol concerné. Elles ont une intensité constante ou très peu variables dans le temps ; tel que :

- Le poids propre de la structure ;
- Les revêtements.

b. Actions variables, notées Q

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante, appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes telles que :

- Les actions d'exploitations;
- Les actions climatiques : neige, vent, l'effets des températures.

c. Actions accidentelles, notées FA

Qui sont des actions rares et de faible durée d'application tels que :

- Le séisme ;
- Les explosions ;
- Les incendies.

1.6.2. Les combinaisons d'action (fascicule 74)

Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer.

a. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales

$$C1 = 1,35 G + 1,5 (Q + \psi_0 T) + W' \text{ (et/ou } S_n) ;$$

$$C2 = 1,35 G + 1,5 W' + 1,3 (Q + \psi_0 T) ;$$

$$C3 = G + 1,5 W' + 1,3 \psi_0 T.$$

Avec :

G : Ensemble des actions permanentes ;

Q : Ensemble des actions variables autres que les suivantes ;

W' : Action du vent ;

S_n : Action de la neige ;

T : Action de la température.

L'action T déterminante pour un réservoir est en général le gradient de température supposé concomitant à la présence du liquide pour cette action sont retenus.

$$\psi_0 = 0.6$$

b. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles

$$C4 = G + Q + F_A + 0.6 T$$

Ou :

F_A : Action accidentelle.

c. Vis-à-vis des états limites de service (ELS)

$$C5 = G + Q + T$$

$$C6 = G + W' \text{ (et / ou } S_n) + Q + 0.6 T$$

Les effets de la température T sont calculés conformément à l'annexe B contractuelle au présent fascicule.

Conclusion

En conclusion de ce chapitre, et pour les besoins de l'étude, nous retenons les conclusions suivantes :

✚ Caractéristiques de l'ouvrage

Capacité de stockage 5000 m³ ;

Hauteur total de l'ouvrage 8.5 m ;

Longueur total du plan 46.50 m ;

Largeur total du plan 17.5m ;

Hauteur utile d'eau 7m.

✚ Caractéristique du site

Une contrainte admissible du sol σ_{adm} 2.5 bars ;

Des fondations superficielles avec un ancrage minimal D 1m ;

Un site de catégorie S2.

Chapitre II :

Prédimensionnement des éléments

Introduction

Ce second chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments constituant notre réservoir ; à savoir :

- La dalle pleine (terrasse) ;
- Poutres (principale et secondaire) ;
- Poteaux ;
- Et le radier

Cette étape est primordiale dans le calcul d'ingénierie, et représente un point départ et la base de la justification de la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

-

2.1. Pré dimensionnement des éléments

2.1.1. Pré dimensionnement de la dalle pleine terrasse

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Elles travaillent en contraintes planes.

a. Détermination du sens de travail de la dalle

Afin de déterminer le sens de la dalle, il y'a lieu de vérifier la relation (2.1)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4 \quad (2.1)$$

Ou :

l_x : la longueur de la plus petite portée, égale à 4.25m ;

l_y : la longueur de la plus grande portée, égale à 5.1 m.

Ce qui donne :

$$\alpha = \frac{4.25}{5.1} = 0.833 > 0.4$$

Nous concluons donc que notre dalle porte dans les deux sens.

b. Détermination de l'épaisseur de la dalle « e »

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

b.1. 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 $e = 7\text{cm}$.
- Pour deux heures de coup de feu $e = 11\text{cm}$.

b.2. Condition de résistance en flexion

Pour une dalle portant dans les deux sens L_x et L_y , donc appuyée sur les 4 cotés, le BAEL préconise la relation (2.2), pour le calcul de l'épaisseur :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad (2.2)$$

Pour $L_x=4.25\text{m}$, nous obtenons :

$$8.5\text{cm} \leq e \leq 10.63\text{cm}$$

Pour les besoins de l'étude, et pour des raisons de sécurité liées à l'agressivité particulière du milieu intérieur du réservoir qui est extrêmement humide, donc propice pour l'agression des aciers à la corrosion et étant donné que l'enrobage des aciers doit au minimum être de 4 cm de chaque côté de la fibre extrême, nous préconisons une épaisseur de la dalle pleine de 20 cm. Ce qui laissera un minimum d'environ 8 cm entre les barres des deux nappes.

c. Détermination des charges et de surcharges de la couverture

c.1. Charges permanentes

Forme de pente en mortier de ciment (5cm) $\Rightarrow \gamma_m \times 0,05 = 2200 \times 0,05 = 110 \text{ kg/m}^2$

Complexe d'étanchéité au paxalumun (2 cm) $\Rightarrow (G_{ch} + G_{et}) \times 0,02 = 75 \text{ kg/m}^2$

Couche de gravier (5cm) $\Rightarrow \gamma_g \times 0,05 = 1700 \times 0,05 = 85 \text{ kg/m}^2$

Dalle pleine d'épaisseur 20 cm $\Rightarrow \gamma_b \times 0,02 = 2500 \times 0,02 = 500 \text{ kg/m}^2$

$$G_T = \sum G = 770 \text{ Kg/m}^2 \quad (2.3)$$

c.2. Surcharges

➤ Surcharge d'exploitation Q_T

La terrasse et non accessible d'après le (BAEL 91)

$$Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 = 100 \text{ kg/m}^2$$

➤ Surcharge climatique S_n

Celle-ci est donnée par la relation 2.4

$$S_n = \mu \cdot S_k \quad (2.4)$$

- La valeur de S_k en kN/m^2 est la charge de neige sur le sol, déterminée conformément au DTR (99), en fonction de la zone de neige et de l'altitude.

Pour Bejaia, classée en zone de neige A, S_k est donné par l'équation (2.5) :

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100} \quad (2.5)$$

H : l'altitude du site d'implantation du réservoir par rapport au niveau de la mer, égale à 390m.

$$S_k = 0,423 \text{ KN/m}^2$$

- Le coefficient d'ajustement des charges μ , est déterminé conformément au DTR(99), en fonction de la forme de toiture soit :

$$\mu_1 = \mu_3 = 0.8 \quad (2.6)$$

Ce qui nous donne :

$$S_n = 34 \text{ kg/m}^2$$

Le récapitulatif des résultats de calcul des charges et surcharges de la terrasse de couverture de notre réservoir est donné au tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Charges et surcharges de la terrasse de couverture

N°	Désignation des matériaux	Quantité	Unité	Poids unitaire	Charges	Unité
1	Couche de gravier	0.05	m	1700	85	kg/m ²
2	Complexe d'étanchéité au paxalumun	0.02	m	3750	75	kg/m ²
3	Forme de pente de mortier de ciment	0.05	m	2200	110	kg/m ²
4	Dalle pleine d'épaisseur 20 cm	0.2	m	2500	500	kg/m ²
Charge permanente G_{ct}					770	kg/m²
Surcharge d'exploitation Q_{ct}					100	kg/m²
Surcharge climatique S_n					34	kg/m²

2.1.2. Pré dimensionnement des poutres

a. Poutres principales

Les poutres principales porteuses sont parallèles à la plus grandes portée, notée L_y . Elles sont dimensionnées à partir des relations (2.7) et (2.8) :

$$\frac{L_y}{15} \leq h \leq \frac{L_y}{10} \quad (2.7)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \quad (2.8)$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b: largeur de la poutre.

Pour $L_y = 5,10\text{m}$, nous obtenons :

$$34\text{cm} \leq h \leq 51\text{cm}$$

Et : $14\text{cm} \leq b \leq 36\text{cm}$

Ainsi, nous adoptons : **h = 50 cm et b= 35cm**

b. Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont parallèles aux poutrelles, elles sont disposées suivant la plus petites portée, notée L_x . Elles sont dimensionnées à partir des relations (2.9) et (2.10) :

$$\frac{L_x}{15} \leq h \leq \frac{L_x}{10} \quad (2.9)$$

$$0,3h \leq b \leq 0.8h \quad (2.10)$$

Pour $L_x=4.25\text{m}$:

$$28\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

$$0, \Leftrightarrow 12 \leq b \leq 32$$

Ainsi, nous adoptons : **$h=50\text{cm}$ et $b= 35\text{cm}$** .

c. Vérification aux exigences du R.P.A 99 Modifié 2003

Conformément au RPA 99-Addenda2003, les dimensions minimales de la section transversale des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$

Les résultats illustrés dans le tableau 2.2, montre bien que ces conditions sont vérifiées.

Tableau 2.2: Vérification aux exigences du RPA

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
Hauteur h	$50 \geq 30\text{cm}$	$50 \geq 30\text{cm}$	Vérifiée
Largeur b	$35 \geq 20\text{cm}$	$35 \geq 20\text{cm}$	Vérifiée
h/b	$1.428 \leq 4$	$1.428 \leq 4$	Vérifiée

Enfin, les

sections des

poutres adoptées sont les suivantes :

- Poutres principales $(35 \times 50) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $(35 \times 50) \text{ cm}^2$

2.1.3. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite de service (ELS), en procédant à une descente de charges au niveau du poteau le plus chargé, et vérifiant l'inégalité (2.11) :

$$\sigma = \frac{N_s}{b.h} \leq \sigma_{bs} \quad (2.11)$$

Avec :

N_s étant l'effort normal maximal à la base du poteau, donné par :

$$N_s = G + Q \quad (2.12)$$

b : la largeur du poteau, égale à 0.5 m ;

h : la hauteur du poteau, égale à 0.5 m ;

σ_{bs} : contrainte limite de service, égale à 1500000 kg/m².

NB : Notons que pour notre cas d'étude les poteaux sont chargés de la même manière (voir plan de coffrage)

a. Calcul de l'effort normal maximal à la base du poteau

a.1. Poids total G_{tot}

$$G_{tot} = G_{pl} + G_p + G_{pot} \quad (2.13)$$

➤ Poids propre du plancher revenant au poteau

$$G_{pl} = S \cdot G_{ct} \quad (2.14)$$

Ou :

S : la surface revenant au poteau le plus sollicité S (figure 2.1) :

$$S = l \cdot L \quad (2.15)$$

Soit : $S = 5.1 \times 4.25 = 21,68 \text{ m}^2$

Ce qui donne :

$$G_{pl} = 21.675 \times 770 = 16689.75 \text{ Kg}$$

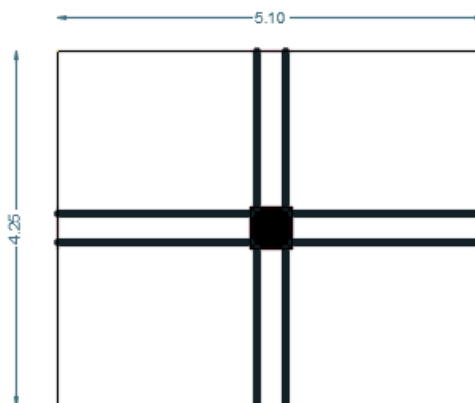


Figure 2.1 – La surface de chargement vertical

➤ **Poids propre des poutres revenant au poteau**

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} \quad (2.16)$$

- **Poutres principales**

$$G_{pp} = S_{pp} \cdot L_y \cdot \gamma \quad (2.17)$$

γ : Poids volumique du béton, égale à 25 KN/m³ ;

S_{pp} : Section transversale de la poutre principale, égale à (0.50x0.35).

Ce qui nous donne :

$$G_{pp} = 0.5 \times 0.35 \times 5.1 \times 25 = 22.3125 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$G_{ps} = S_{ps} \cdot L_x \cdot \gamma \quad (2.18)$$

Ce qui nous donne :

$$G_{ps} = 0.5 \times 0.35 \times 4.25 \times 25 = 18.59375 \text{ KN}$$

Nous obtenons donc le poids total des poutres revenant au poteau, égale à :

$$G_p = 18.48 + 19.69 = 40.90625 \text{ KN} = 4090.63 \text{ Kg}$$

➤ **Poids propre des poteaux**

$$G_{pot} = S_{pot} \cdot H \cdot \rho \quad (2.19)$$

H : hauteur du poteau, égale à 8,15m

Ce qui nous donne :

$$G_{pot} = 0.25 \times 8,15 \times 25 = 50.9375 \text{ KN} = 5093.75 \text{ Kg}$$

Enfin, le poids propre total revenant au poteau, égale à :

$$G_T = 25874.13 \text{ Kg}$$

a. 2. Surcharge d'exploitation revenant au Poteau Q

$$Q = S \cdot Q_t \quad (2.20)$$

$$Q = 21.675 \times 100 = 2167.5 \text{ Kg}$$

Les résultats de calculs de la descente des charges sont représentés par le tableau 2.3 ci-dessous :

Tableau 2.3 : Descente des charges

Section du poteau	0.25	m ²
Surface revenant au poteau	21.68	m ²
Charge permanente Gt	770	Kg/m ²
Charge d'exploitation Qt	100	Kg/m ²
Poids propre du plancher	16689.75	kg
Poids propre des poutres	4090.63	kg
Poids propre du poteau	5093.75	kg
Total sur les poids propre	25874.13	kg
Effort total revenant au poteau Ns	28041.63	kg
Contrainte exercée sur le poteau	112166.5	Kg/m ²
Contrainte admissible du béton	1500000	Kg/m ²
$\sigma = 112166.5 \leq \sigma_{bs} = 1500000$ CV		

b. Verification

b.1. Vérification selon l'article 7.4.1 du R.P.A99

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions du RPA présentées dans tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Vérification
50x50	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min}(b, h) = 50$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$	$685/20 = 34.25 \leq 50$	Condition vérifiée
	$1/4 < b_1/h_1 < 4$	$0.25 < b/h = 1 < 4$	Condition vérifiée

b.2. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène de stabilité de forme, qui dépend de l'élanement géométrique λ des poteaux, qui est vérifié à partir de la relation du (BAEL99/B.8.3,31) :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (2.21)$$

- Longueur de flambement du poteau L_f , donné par :

$$L_f = 0.7 \times L_0 \quad (2.22)$$

L_0 : étant la longueur libre du poteau ($L_0 = h_e = 7\text{m}$)

$$L_f = 4.9 \text{ m}$$

- Le rayon de giration i , donné par :

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad (2.23)$$

➤ Le moment d'inertie, tel que :

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} \quad \text{et} \quad I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} \quad (2.24)$$

Avec :

$$b=h \Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 0.005 \text{ m}^4$$

Les résultats de la vérification de la résistance des poteaux au flambement sont représentés dans le tableau 2.5:

Tableau 2.5 : Vérification au flambement

Poteaux	Conditions exigées par le BAEL 99	Valeur calculée	Vérification
50x50	$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$	$L_f = 4.9$	Condition vérifiée
		$i = 0.14$	
		$\lambda = 33.94$	

Enfin, la section des poteaux adoptée est :

➤ Poteaux (50x50) cm²

2.1.4. Pré dimensionnement des parois

a. Epaisseur de la paroi

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

$$e_p \geq 15 \text{ cm} \quad (2.25)$$

$$e_p \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22} \right) \quad (2.26)$$

h_e : la hauteur d'eau dans le réservoir prise entre 3 et 6 m (8 m dans des circonstances exceptionnelles). Pour notre cas : $h_e = 7$ m.

Ce qui donne :

$$e_p \geq \max (27.4; 31, 14)$$

Nous adoptons une épaisseur de la paroi : $e_p = 50$ cm

b. Charges et surcharges

A défaut d'une précision par les charges d'entretien sur les planchers terrasses et toitures de couverture, les valeurs suivantes seront adoptées 100 Kg/m² pour les toitures de couverture (Cf. au DTR B-C2.2.)

b.1.La pression hydrostatique

$$P_i = \omega \cdot Z_i \quad (2.27)$$

Avec :

ω : poids volumique de l'eau (10KN/m^3) ;

Z : la profondeur verticale à partir de la surface libre de l'eau.

Le chargement hydrostatique est triangulaire. Pour la suite des calculs, nous retiendrons une forme rectangulaire pour chaque bande de hauteur 1m de la paroi.

Les résultats de calculs des pressions hydrostatiques sont représentés par le tableau 2.6 ci-dessous :

Tableau 2.6: Pressions hydrostatiques

Bande i	Profondeur Z_i (m)	ω (kg/ m^3)	Pression P_i (kg/m^2)
-	0	-	-
1	1	1000	1000
2	2	1000	2000
3	3	1000	3000
4	4	1000	4000
5	5	1000	5000
6	6	1000	6000
7	7	1000	7000

L'épure de la pression hydrostatique est donnée par la figure 2.2 ci-dessous :

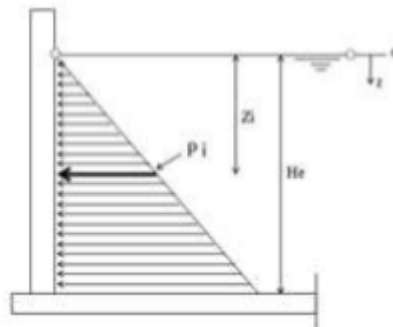


Figure 2.2 : Epure de la pression hydrostatique.

b.2.La poussée des terres

Toutes les bandes de fond du réservoir sont soumises à la poussée des terres d'une hauteur de 1,00 m. Sans compter que l'une des parois longitudinales est contre talus d'une hauteur de 9 m (figure 2.3 et plan de coffrage). Cette poussée est celle qui correspond en général à l'état limite actif du terrain. se fait avec des hypothèses simplifiées.

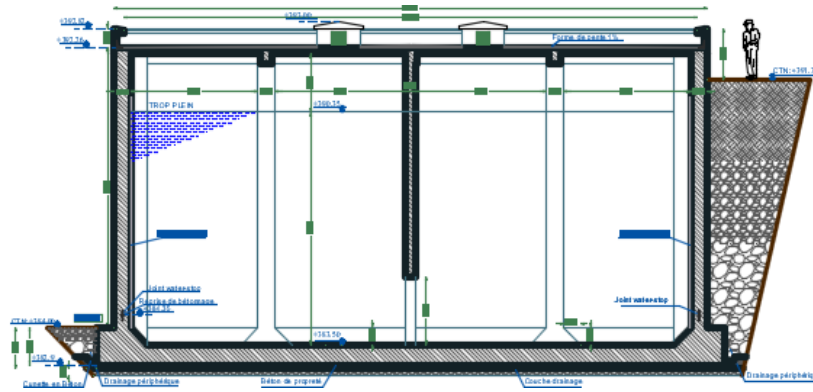


Figure 2.3: Vue de profil

✚ **La méthode de Coulomb** : Généralement employée pour un écran vertical, se base sur le calcul de l'équilibre d'un amas indéformable de terrain, ce qu'on appelle le coin de poussée, sur lequel agissent le poids propre et les forces de frottement. Avec l'hypothèse d'un terrain sans cohésion, la poussée active totale que ce terrain, ayant pour poids spécifique γ_t , exerce sur le massif de béton à une profondeur H à partir du terrain naturel, vaut :

$$\sigma_{at} = K_a \cdot \gamma_t \cdot Z_i \quad (2.26)$$

Avec :

K_a : étant le coefficient de poussée noté pour expression :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.27)$$

b.3. La pression horizontale sur la paroi

$$q = K_a \cdot Q \quad (2.28)$$

Les résultats de calculs de la pression du remblai et la pression de la surcharge sur la bande du fond sont représentés par le tableau 2.7 ci-dessous :

Tableau 2.7 : Pression du remblai et pression de la surcharge sur la bande du fond

Profondeur de la bande du fond du réservoir	1,00	m
Masse volumique des terres autour de la paroi	1800,00	kg/m ³
Angle de frottement interne	45	°
Surcharge d'exploitation sur le terrain autour de l'ouvrage	2000,00	kg/m ²
Coefficient de poussée des terres au repos sur la paroi	0.41	
Pression du remblai sur la bande du fond du voile	746,00	kg/m ²
Pression de la surcharge sur le long du voile	828.89	kg/m ³

b.4.La charge linéaire (kg/ml)

La charge linéaire agissant sur chaque bande i est donnée par la relation (2.29). Celle-ci est supposée constante et égale à :

$$q_i = Q_i \times Z_i \quad (2.29)$$

Les résultats de calculs de la pression de la surcharge sur la paroi sont représentés par le tableau 2.8 ci-après :

Tableau 2.8 : Pressions du remblai et pression de la surcharge sur la paroi contre talus

Profondeur z (m)	Pression du remblai des terres [Kg/m ²]	Pression surcharge [Kg/ml]
0	-	828.89
1	746	828.89
2	1492	828.89
3	2238	828.89
4	2984	828.89
5	3730	828.89
6	4476	828.89
7	5222	828.89
8	5968	828.89
9	6714	828.89

2.1.5. Pré dimensionnement du radier

Le radier est le dernier élément de la structure qui joue un rôle important à transmettre au sol tous les efforts, il permet une meilleure répartition des charges sur le sol pour cela il faut le dimensionner avec une très bonne qualité.

a. Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier est donnée par la relation qui suit :

$$e_r \geq \frac{L}{20} \quad (2.30)$$

L : Désigne la longueur de la plus grande portée ($L=5.1$ m)

Ce qui nous donne :

$$e_r \geq 25.5 \text{ cm}$$

Pour le reste de l'étude, nous optons pour un radier d'une épaisseur de 60 cm.

b. Contrainte sur le sol

$$\sigma_s = \frac{N_s}{\text{Section du radier}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad (2.31)$$

σ_{sol} : étant une contrainte admissible, égale à : $\sigma_{\text{sol}}=2,50$ bars ;

N_s : charge totale sur le radier, calculée à l'ELS.

b.1. Calcul de N_s

La charge totale sur le radier à l'ELS est donnée par :

$$N_s = G + Q + N \quad (2.32)$$

➤ **Poids de la terrasse**

$$G_{\text{terrasse}} = G_{ct} \cdot S \quad (2.33)$$

S : étant la surface de la structure, donnée par :

$$S = L \times l \quad (2.34)$$

Soit : $S = 46.40 \cdot 17.5 = 812 \text{ m}^2$

Ce qui nous donne :

$$P_{\text{terrasse}} = 770 \times 812 = 625240 \text{ Kg}$$

➤ **Poids des poteaux**

$$P_{\text{poteaux}} = S_{\text{pot}} \times L_{\text{pot}} \times \gamma_{\text{béton}} \times n \quad (2.35)$$

n : étant le nombre de poteau, égale à 16.

$$P_{\text{poteaux}} = 0.5 \times 0.5 \times 8.5 \times 2500 \times 16$$

Ce qui nous donne :

$$P_{\text{poteaux}} = 85000 \text{ Kg}$$

➤ **Poids des poutres niveau terrasse**

$$P_{\text{poutres}} = b \times (h - h_d) \times \sum L_i \times \gamma_{\text{béton}} \quad (2.36)$$

$$P_{\text{poutres}} = 0.35 \times (0.5 - 0.2) \times ((5.1 \times 2500 \times n_{pp}) + (4.25 \times 2500 \times n_{ps}))$$

n_{pp} : Nombre de poutres principales, égale à 45 ;

n_{ps} : Nombre de poutres secondaire, égale à 40.

Ce qui nous donne :

$$P_{\text{poutres}} = 174781.25 \text{ Kg}$$

➤ **Poids du radier**

$$P_{\text{rd}} = S_r \times e_r \times \gamma_{\text{béton}} \quad (2.37)$$

S_r : étant la Surface du radier

$$P_{\text{rd}} = 890.12 \times 0.6 \times 2500$$

Ce qui nous donne :

$$P_{\text{rd}} = 1335180 \text{ Kg}$$

➤ Poids du voile périphérique

$$P_v = n \times L \times l \times h \times \rho_b \quad (2.38)$$

Avec:

$$P_v = 1824312.50 \text{ kg}$$

➤ Surcharge d'exploitation sur la terrasse

$$P_Q = S \times Q \quad (2.40)$$

Soit : $P_Q = 812 \times 100$

Ce qui nous donne :

$$P_Q = 81200 \text{ Kg}$$

➤ Béton de propreté

$$P_{bp} = \gamma_{bp} \times e_{bp} \times S_r \quad (2.41)$$

Avec :

e_{bp} : Epaisseur du béton propreté, égale à 20cm

γ_{bp} : Poids volumique du béton propreté, égale à 2200 kg/m³

$$P_{bp} = 2200 \times 0.2 \times 890.12$$

Ce qui nous donne :

$$P_{bp} = 391652.80 \text{ Kg}$$

➤ Poids de l'eau

$$P_e = V_{\text{réel}} \times \gamma_e \quad (2.42)$$

Avec :

γ_e : Poids volumique de l'eau, égale à 10³ kg/m³

$V_{\text{réel}}$: étant le volume réel du réservoir, donnée par :

$$V_{\text{réel}} = \text{Volume intérieur du réservoir} - (\text{Volume des poteaux} - \text{Volume de la chicane}) \quad (2.43)$$

Soit : $V_{\text{réel}} = (45.4 \times 16.5 \times 6.85) - (16 \times 0.5 \times 0.5 \times 6.85) - (45.4 \times 0.3 \times 6.85)$

Ce qui nous donne :

$$V_{\text{réel}} = 5010.638 \text{ m}^3$$

Nous obtenons :

$$P_e = 5010638 \text{ Kg}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau 2.9 suivant :

Tableau 2.9 : Descente des charges

Poids de la terrasse	625240	kg
Poids des poteaux	85000	kg
Poids des poutres niveau terrasse	174781.25	kg
Poids du radier	1335180	kg
Poids du voile périphérique	1824312.50	kg
Surcharge d'exploitation sur la terrasse	81200	kg
Béton de propreté	391652.8	kg
Poids de l'eau	5010638	kg
Poids total de la structure sur le sol	9524579.55	kg
Contrainte sur le sol	10700.33203	kg/m ²
Contrainte de l'ouvrage sur le sol	1.070033203	Bars
$\sigma_s = 1.07 \text{ Bars} \leq \sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars} \longrightarrow$ Le sol résiste bien au poids de l'ouvrage		

Conclusion

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a été effectué, dans ce chapitre, conformément aux règlements en vigueur (RPA2003 et DTR) et ayant satisfait les vérifications nécessaires afin de répondre aux critères de résistance, stabilité. En conclusion, nous retenons les dimensions suivantes.

Dimensions des éléments porteurs du réservoir

Poutres Principales (35×50) cm² sens-y;

Poutres Secondaires (35×50) cm² sens-x;

Poteaux (50 ×50) Cm ;

Dalle pleine e_d 20 Cm ;

Paroi e_p 50 Cm ;

Radier e_r 60 Cm ;

Chicane 30 Cm ;

Chapitre III :

Etude hydrodynamique

Introduction

L'étude hydrodynamique, faisant l'objet de ce chapitre, consiste à prendre en compte les sollicitations exercées par la masse fluide sur les parois, sous l'effet du séisme. L'objectif est de déterminer la hauteur maximale des vagues « d_{max} », afin de prévoir une couverture suffisamment haute pour que la paroi ne soit pas atteinte par ces dernières.

Différentes méthodes ont été proposées pour prendre en compte les pressions hydrodynamiques comme :

- La méthode de «Jacobsen et Ayre » ;
- La méthode de «Hunt et Prestley» ;
- La méthode de «Houzner » ;
- Et la méthode de «Westergaard »

Nous nous intéressons dans cette étude à la méthode approchée **Westergaard (1933)**.

3.1. Exposé de la méthode de Westergaard

La méthode approchée de Westergaard (1933), propose d'utiliser des masses ajoutées. Cette méthode, généralement utilisée par les consultants, a été conçue pour des structures rigides et un fluide incompressible. Cependant, des études ont montré que ces hypothèses pourraient sous-estimer les forces induites (Chopra et al, 1968). Depuis, des corrections ont été proposées pour améliorer la méthode (USACE, 1995a).

En pratique, cette approche est largement utilisée en raison de sa simplicité. Il est à noter qu'elle a été conceptualisée en tenant compte des hypothèses suivantes :

- Fluide incompressible (une compressibilité de l'eau négligée) ;
- Parement vertical (fruit est nul) ;
- Structure rigide.

La méthode considère que la charge hydrodynamique agissant sur la paroi est de forme parabolique (figure 3.1)

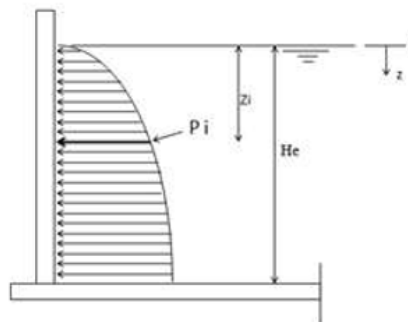


Figure 3.1 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.

3.1.1. Calcul de la pression moyenne P_i

La méthode de Westergaard propose, pour le calcul de la pression moyenne P_i , une relation qui prend en compte à la fois la profondeur du trop-plein au point de calcul de la pression hydrodynamique de la bande (Z_i), et le rapport de l'accélération par la force de pesanteur ($\frac{a_m}{g}$), comme suit :

$$P_i = C_e \cdot \frac{S_a}{g} \cdot \omega \cdot \sqrt{H_e \cdot Z_i} \quad (3.1)$$

Où :

C_e : étant le Coefficient de Westergaard égale à 7/8;

ω : La masse volumique de l'eau en (Kg/m^3) ;

H_e : la hauteur d'eau en (m) ;

Ainsi, chaque bande est soumise à une charge horizontale parabolique que nous admettons rectangulaire dans les calculs.

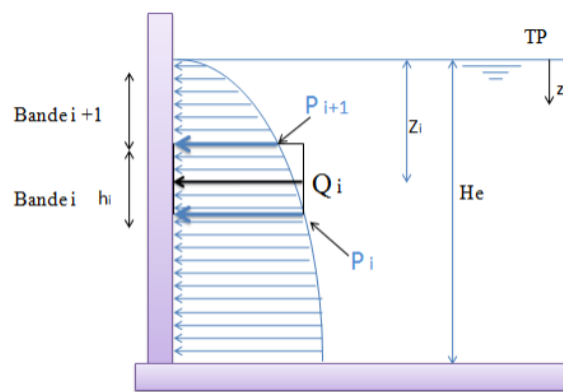


Figure 3.2 : Pression hydrodynamique moyenne agissant sur une bande quelconque i de la paroi.

a1- Calcul de l'accélération sismique du réservoir

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul du RPA 99, tel que :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ secondes} \\ 1,25 \cdot A \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3 \text{ secondes} \end{cases}$$

Où :

S_a/g : Représente une fraction de l'accélération de la pesanteur.

❖ Coefficient d'accélération de zone, A

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau 3.1, suivant la zone sismique et le groupe d'usage de l'ouvrage :

Tableau 3.1 : Coefficient d'accélération de zone en fonction de zone sismique (RPA 99. R-2003)

Zone sismique				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Le règlement parasismique Algérien (RPA2003) considère les réservoirs et les châteaux d'eau comme étant des ouvrages de grande importance (IB). La wilaya de Bejaia est une zone de moyenne sismicité, zone IIa (**A=0.20**).

❖ Facteur de correction d'amortissement

Ce facteur est donné par la formule 3.2 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.70 \quad (3.2)$$

Où : ξ désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages représenté par le tableau (3.2) ci-dessous :

Tableau 3.2 : Valeurs de ξ (%) en fonction de la nature du remplissage (RPA 99. R-2003)

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A./maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Notre structure est en voiles portiques, nous retiendrons alors la valeur $\xi=10\%$. Ce qui nous donne :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.70 \quad \text{Vérfiée}$$

❖ Coefficient de comportement global de la structure **R**

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage étant une console verticale à masse réparties, classée par le tableau 4.3 du RPA (2003), de catégorie 5.

Nous déduisons que **R = 2**.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite

❖ Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **T₁** et **T₂**

T₁, T₂ sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S_i. Elles sont données par le tableau 3.3 suivant :

Tableau 3.3: Périodes caractéristiques T₁ et T₂ en fonction de la nature du sol (RPA 99, R-2003).

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T ₁ (S)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (S)	0.3	0.4	0.5	0.7

Notre réservoir est implanté sur un sol ferme (S₂), il vient que T₁=0.15 et T₂=0.40.

❖ Facteur de qualité **Q**

Q est le facteur de la qualité de la structure, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q=1+\sum Pq \quad (3.3)$$

Avec :

P_q: Désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non conformément au tableau 3.4. Sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 3.4 : Evaluation du facteur de qualité

N°	Critère q	Pq		
		Observé	Non observé	
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	Observé
2	Redondance en plan	0	0.05	Observé
3	Régularité en plan	0	0.05	Observé
4	Régularité en élévation	0	0.05	Observé
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05	Observé
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.05	Observé

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité Q est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

A2. Calcul de la période fondamentale T du réservoir

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empiriques proposées par le RPA sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous proposons la relation de Rayleigh suivante :

$$T = 1.79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}} \quad (3.4)$$

❖ Poids du réservoir par mètre linéaire

$$P = (P_{\text{terrasse}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{poteau}} + P_{\text{poutres}} + P_{\text{voile}} + \text{Surcharge d'exploitation}) / H_t \quad (3.5)$$

H_t : La hauteur totale du réservoir.

❖ Module d'inertie I du réservoir

$$I_x = I_{x_{\text{extérieur}}} - I_{x_{\text{intérieur}}} \quad (3.6)$$

$$I_y = I_{y_{\text{extérieur}}} - I_{y_{\text{intérieur}}} \quad (3.7)$$

❖ Module de Young E

$$E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (3.8)$$

Les résultats de calculs de la période fondamentale sont illustrés dans le tableau 3.5 :

Tableau 3.5: Période fondamentale du réservoir

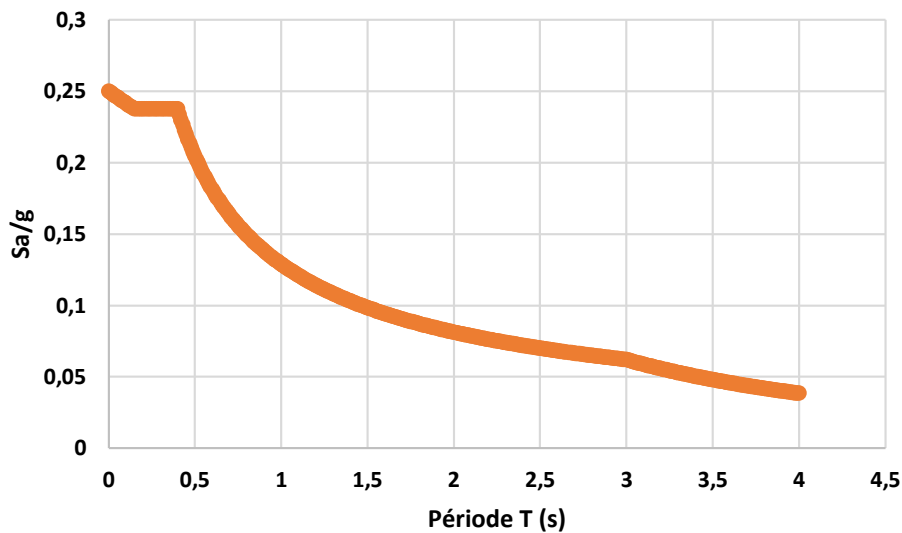
	Sens transversal	Sens longitudinal	Unités
Hauteur de la structure H_n	9	/	m
Poids du réservoir	4125713.75		kg
Poids du réservoir par mètre linéaire	4497027.988		N/m
Module d'inertie I du réservoir	3728.18	20914.74	m ⁴
Module de Young E	32164195120.34	32164195120.34	Pa
Période fondamentale de la structure	0.01	0.004	Sec

Le tableau 3.6 représente les paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse

Tableau 3.6: Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse

Coefficient d'accélération de zone A	0.2	
Pourcentage d'amortissement	10%	
Coefficient de comportement R	2	
Périodes caractéristiques	T1	0.15 s
	T2	0.4 s
Facteur de qualité Q	1	
Facteur de correction d'amortissement η	0.76	

Le spectre de réponse est représenté par la figure 3.3 suivante :

**Figure 3.3 : Spectre de réponse.**

Le RPA 2003 propose, pour sa détermination, la relation suivante :

$$\frac{S_a}{g} = 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad (3.9)$$

$$S_a = \left(1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \right) \cdot g \quad (3.10)$$

Les résultats de l'accélération sismique du réservoir obtenus sont représentés par le tableau 3.6 :

Tableau 3.7 : Accélération sismique du réservoir

	Sens transversal	Sens longitudinal	Unités
Période fondamentale de la structure	0.01	0.004	Sec
L'accélération a_m	2.45	2.45	m/s ²

Les paramètres de calcul sont définis ci-après :

Tableau 3.8 : Paramètres utilisés pour le calcul de la pression moyenne hydrodynamique.

Coefficient de Wastergaard	0.88	Unités
Accélération sismique a_m	2.45	m/s ²
Accélération de la pesanteur	9.81	m/s ²
Masse volumique de l'eau	1000	kg/m ³
Hauteur d'eau utile dans le réservoir	7	m

Les résultats de calculs des pressions hydrodynamiques Q_i sont représentés sur le tableau 3.8 :

Tableau 3.9 : Résultats des pressions hydrodynamiques

Z (m)	Pression hydrodynamique moyenne (kg/m²)
0	-
1	577.03
2	816.04
3	999.44
4	1154.06
5	1290.28
6	1413.43
7	1526.67

3.1.2. Calcul de la charge linéaire (kg/ml)

La charge linéaire est donnée par la relation (3.12), celle-ci est supposée constante et égale à :

$$q_i = Q_i \cdot h_i \quad (3.11)$$

Avec :

h_i : la hauteur de la bande i (m) par rapport à la surface libre de l'eau ;

Q_i : la pression moyenne hydrodynamique (kg/m²).

Les résultats des pressions hydrodynamiques q_i sont représentés par le tableau 3.8 :

Tableau 3.10 : Résultats des charges linéaires.

hi (m)	Pression hydrodynamique (kg/ml)
0	-
1	577.03
2	1632.08
3	2998.33
4	4616.23
5	6451.38
6	8480.55
7	10686.72

3.2. Calcul de la hauteur des vagues d_{\max}

Pour prévenir les dommages au toit dus à l'effet de vague, et /ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de toit rigide, il y'a lieu de prévoir un franc bord, donc une hauteur suffisante pour amortir ces effets. Selon l'Eurocode 8, la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballonnement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression de d_{\max} est donnée par la formule (3.13) :

$$d_{\max} = 0.84 \frac{S_a}{g} \cdot \frac{L}{2} \quad (3.12)$$

Ce qui nous donne :

$$d_{\max} = 1.73 \text{ m}$$

La hauteur de la vague est de 1.73m. Sur notre ouvrage, nous avons opté pour une revanche de 1.75m avec des chicanes pour atténuer cet effet

Conclusion

En conclusion du chapitre hydrodynamique, nous retenons les résultats de la période fondamentale empirique calculée par Rayleigh ($T=0.01\text{sec}$) et les pressions hydrodynamiques déterminées par la méthode de Westergaard, ainsi que les charges linéaires pour le besoin de notre étude. En faisant intervenir les effets et les lois de l'hydrodynamique, on montre qu'on ne peut pas négliger l'effet des vagues.

Chapitre IV :

*Analyse classique du réservoir à
base encastrée*

Introduction

Ce chapitre est consacré à la modélisation hydrodynamique du réservoir 5000 m³ avec le logiciel de calcul Sap2000, en considérant base du réservoir encastrée. Nous nous intéressons à l'analyse du comportement de la structure sous sollicitations extérieures (charges, surcharges, séisme). Etant donné que notre réservoir d'étude, de forme rectangulaire, présente une longueur supérieure à 27m, nous considérons l'effet de la température dans l'analyse, conformément au Fascicule 74.

La condition d'encastrement à la base est considérée dans ce cas, une loi de comportement linéaire élastique.

4.1. Description de l'ouvrage

4.1.1. Dimensions en plan de la structure

Longueur (X)..... 45.9 m ;
 Largeur (Y).....17 m ;
 Hauteur (Z)..... 8.5 m.

4.1.2. Définition des cas de charges

G : charge permanente ;
 Q : charge d'exploitation ;
 E : charge dynamique spectrale.

4.1.3. Définition des combinaisons de charge.

Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer (Fascicule 74).

a. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU), sous combinaisons fondamentales

➤ Réservoir vide

$$C1 = 1,35(G + Gt) + 1,5 (Q + Qt) + N + 1.5 \psi_0 T ;$$

$$C2 = 1,35 (G + Gt) + 1,3 (Q + Qt) + 1.3 \psi_0 T ;$$

$$C3 = (G + Gt) + 1,3 \psi_0 T.$$

➤ Réservoir plein

$$C1 = 1,35(G + Gt) + 1,5 (Q + Qe + Qt) + N + 1.5 \psi_0 T ;$$

$$C2 = 1,35 (G + Gt) + 1,3 (Q + Qe + Qt) + 1.3 \psi_0 T ;$$

$$C3 = (G + Gt) + 1,3 \psi_0 T.$$

b. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles➤ **Réservoir vide**

$$C4 = (G + Gt) + (Q+Qt) + E + 0.6 T$$

➤ **Réservoir plein**

$$C4 = (G + Gt) + (Q+ Qe +Qt) + (Qh +E) + 0.6 T$$

c. Vis-à-vis des états limites de service (ELS)➤ **Réservoir vide**

$$C5 = (G+Gt) + (Q+ Qt) + T$$

$$C6 = G + N + (Q + Qt) + 0.6 T$$

➤ **Réservoir plein**

$$C5 = (G+Gt) + (Q + Qe + Qt) + T$$

$$C6 = G + N + (Q + Qe +Qt) + 0.6 T$$

4.1.4. Chargement des poutres

$$G_i = \frac{G_{tc} \times S}{L_Y} \quad (4.1)$$

$$Q_i = \frac{Q_{tc} \times S}{L_Y} \quad (4.2)$$

$$N = \frac{N \times S}{L_Y} \quad (4.3)$$

Les surfaces du plancher revenant aux poutres sont données par les relations (4.4) et (4.5), en fonction de la disposition de ces dernières :

- Poutres principales

$$S = \frac{(2L_Y - L_x) \times L_x}{4} \quad (4.4)$$

- Poutres secondaires

$$S = \frac{L_Y \times L_x}{4} \quad (4.5)$$

Les résultats de charges et surcharges des poutres du réservoir obtenus sont représentés dans le tableau 4.

Tableau 4.1 : Résultats de charges des poutres

Poutres Principales	
Rive	Intermédiaire
S	
6.321875 m ²	
Charge permanent	
9.544791667	19.08958333
Surcharge d'exploitation	
1.239583333	2.479166667
Surcharge de neige	
0.421458333	0.842916667
Poutres Secondaire	
Rive	Intermédiaire
S	
5.41875 m ²	
Charge permanent	
8.18125	16.3625
Surcharge d'exploitation	
1.0625	2.125
Surcharge de neige	
0.36125	0.7225

4.1.5. Calcul des masses pour l'analyse modale

Les masses des planchers sont calculées comme suit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (4.6)$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + B \cdot W_{Qi} \quad (4.7)$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure, tels que :

$$W_{Gi} = M_p + M_t + 1/2 \cdot M_{Pot} + 1/2 \cdot M_v \quad (4.8)$$

W_{Qi} : charges d'exploitation, égale à 812 KN ;

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Conformément au RPA (2003) $\beta = 1$, pour le cas des réservoirs. ;

Ce qui nous donne :

$$W=18358.78 \text{ KN}$$

4.2. Etapes de la modélisation du réservoir avec Base encastrée

4.2.1. Choix des Unités

Pour le choix du système d'unités une icône est affichée en bas de l'écran (figure 4.1). Les unités choisies dans notre cas sont (KN, m, °C), pour les forces déplacement et température respectivement.



Figure 4.1 : Choix des unités.

4.2.2. Définition de la Géométrie du Modèle

Pour créer rapidement un modèle, on utilise des templates prédéfinis. On sélectionne dans notre cas (figure 4.2) :

« File » → « New model » → « blank »

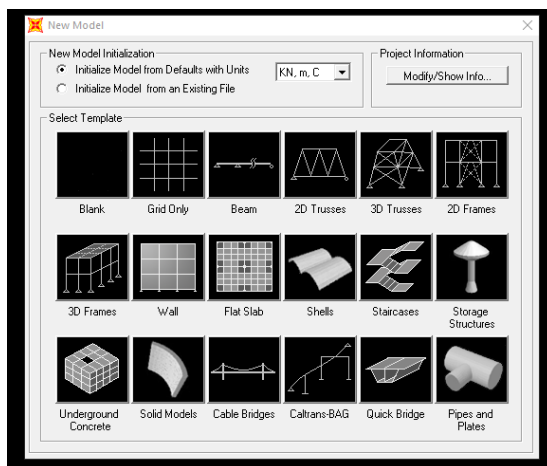


Figure 4.2 : Choix de la géométrie de base.

Pour spécifier les travées suivant X, Y, et la hauteur suivant Z de notre ouvrage, on sélectionne :

Define → **Cordinate / Grid system** → **Edit Grid Data** → **Modify/show system.**

La figure 4.3 illustre les données de notre réservoir.

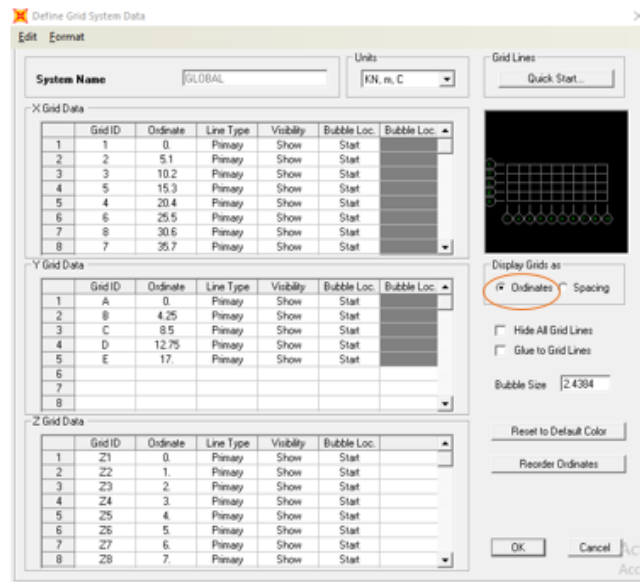
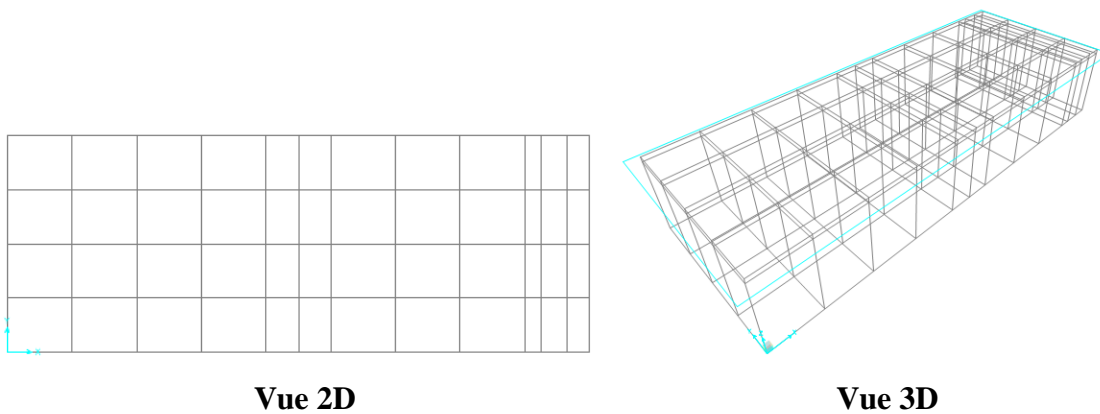


Figure 4.3 : Introduction de la géométrie de base.

Deux vues (2D et 3D) du modèle de notre réservoir sont affichées comme l'illustre la figure 4.4.



Vue 2D


Vue 3D

Figure 4.4 : Modèle de base.

Pour sauvegarder ce modèle, on sélectionne :

File → **Save**

Le fichier de données de SAP2000 a une extension "SDB ou S2K".

NB : Si nous maximisons une fenêtre et que le modèle n'est plus centré, cliquons sur l'icône  Restore full view

4.2.3. Introduction des propriétés des matériaux (béton)

Pour définir les propriétés du béton (poids volumique, le module de Young et la résistance du béton à la compression), on sélectionne :

Define — **Matériau** — **Add New Material**

Les caractéristiques introduites sont illustrées dans la figure 4.5 :

Figure 4.5 : Introduction des propriétés du béton.

4.2.4. Introduction des caractéristiques géométriques des éléments

a. Choix du type Sections

Les éléments de notre structure (poteaux et poutres) sont en béton armé de forme rectangulaire. Pour le choix de ces éléments, on sélectionne :

« Define » — **« Sections proprieties »** — **« Frames Sections »** — **« Add New Property »** — **« Frame section property type (Concrete) »** — **« Rectangular (Section rectangulaire) »**.

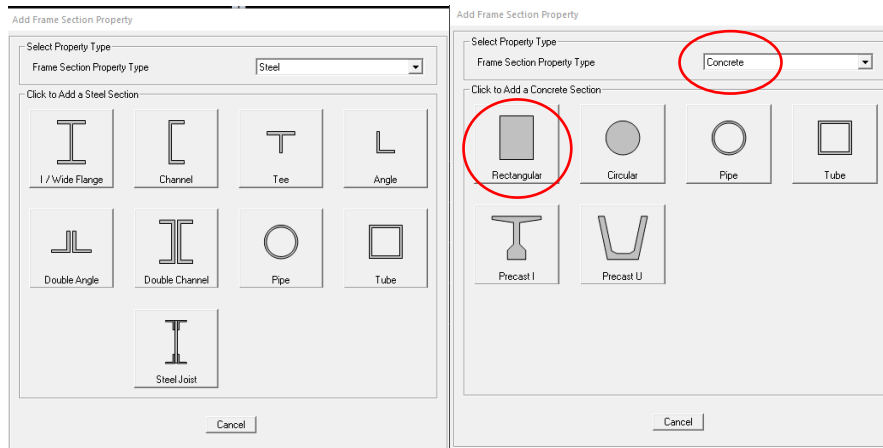


Figure 4.6 : choix du type de matériau et le type de section des éléments.

b. Introduction des sections (Poteaux et Poutres) et de l'épaisseur des voiles

❖ Introduction des sections poteaux et poutres

La figure 4.6 suivante apparaît, on précise pour chaque section le nom (poteau ou poutre) dans « Section Name », le type du matériau (béton) dans « Material » et les dimensions (largeur et hauteur) dans « Dimensions ».

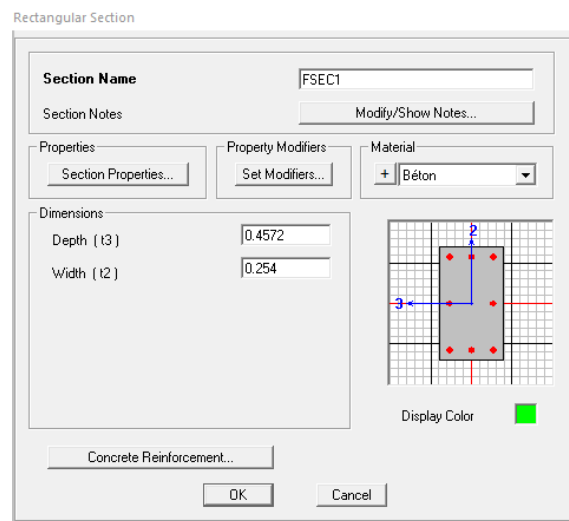


Figure 4.7 : Définition des sections

Nous obtenons les figures 4.8 et 4.9 suivantes

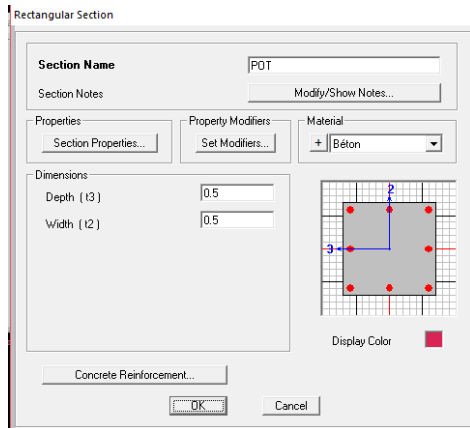


Figure 4.8 : Dimensions des poteaux.

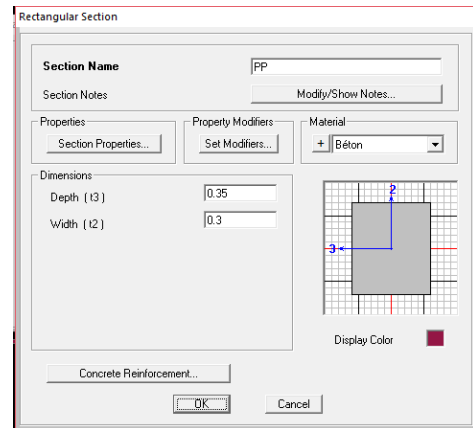


Figure 4.9: Dimensions des poutres

On clique "OK" et on répète cette opération en choisissant comme nom de section :

- PS pour définir la section des poutres secondaires de dimensions 35x50.

❖ Introduction de l'épaisseur des voiles

Pour introduire l'épaisseur du voile, on sélectionne :

« Define » ➡ « Section Properties » ➡ « Area Sections »

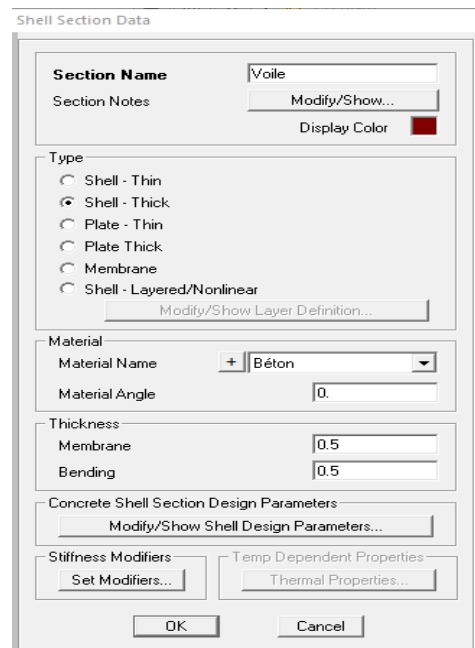
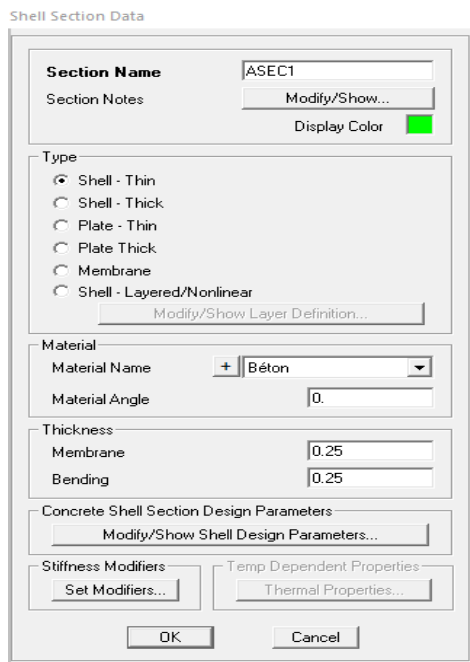


Figure 4.10 : Introduction des voiles.


c. Affectation des sections choisies aux éléments de structures

- Pour affecter les propriétés des poteaux, on présente la structure du réservoir dans le plan XZ sur l'une des vues du modèle affichées (3D et 2D) sur écran, on sélectionne :

« Draw » ➡ « Draw frame/ Cable / Tendon »

Properties of Object	
Line Object Type	Straight Frame
Section	POT
Moment Releases	Continuous
XY Plane Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Figure 4.11 : Choix de l'élément.

On dessine les poteaux successivement (figure 4.12), en se déplaçant entre les axes à l'aide de ces icones 

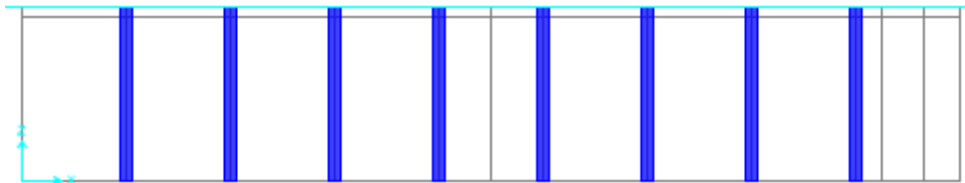


Figure 4.12 : Affectation des poteaux

- Pour affecter les propriétés des poutres, on présente la structure du réservoir dans le plan XY sur l'une des vues du modèle affichées (3D et 2D) sur écran, on sélectionne PP et PS :

Properties of Object		Properties of Object	
Line Object Type	Straight Frame	Line Object Type	Straight Frame
Section	PP	Section	PS
Moment Releases	Continuous	Moment Releases	Continuous
XY Plane Offset Normal	0.	XY Plane Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>	Drawing Control Type	None <space bar>

Figure 4.13 : Choix des poutres

On dessine les poutres successivement telles que l'illustre la figure 4.14 :

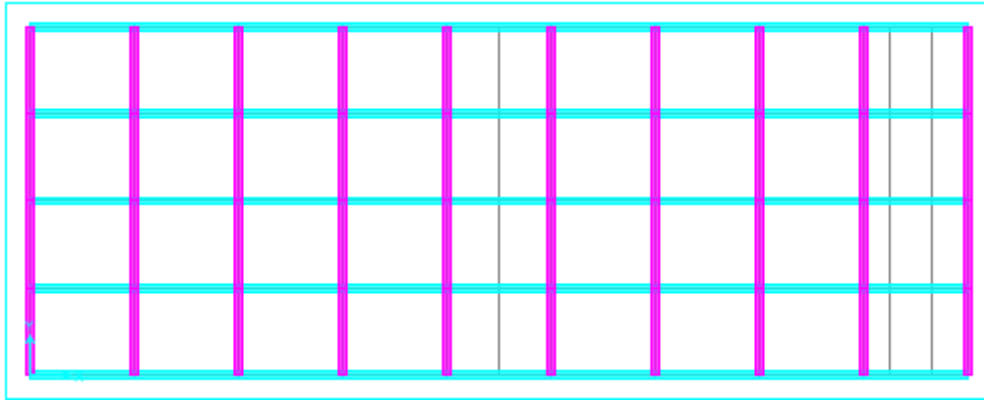




Figure 4.14 : Affectation des poutres.

➤ Pour affecter les propriétés, on présente la structure du réservoir dans les plans XZ et YZ sur l'une des vues du modèle affichées (3D et 2D) sur écran, on sélectionne voile :

« Draw » → « Draw Rectangular Area  » ou « Quick Draw Area  »

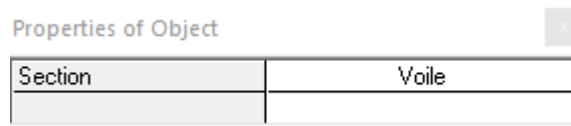


Figure 4.15 : Choix des voiles.

On dessine les voiles successivement telles que l'illustre la figure 4.16 :

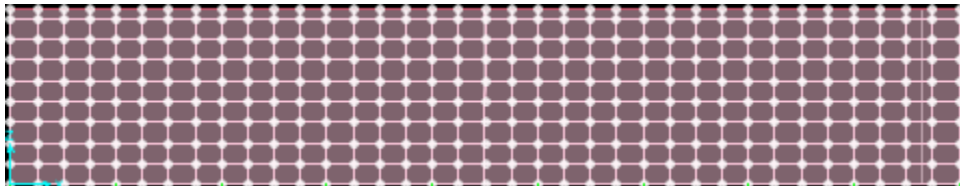


Figure 4.16: Affectation des voiles

NB: Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments,...etc.) sur le modèle. On clique sur l'icône Set Display option et on choisit les options d'affichage désirées (figure 4.17).

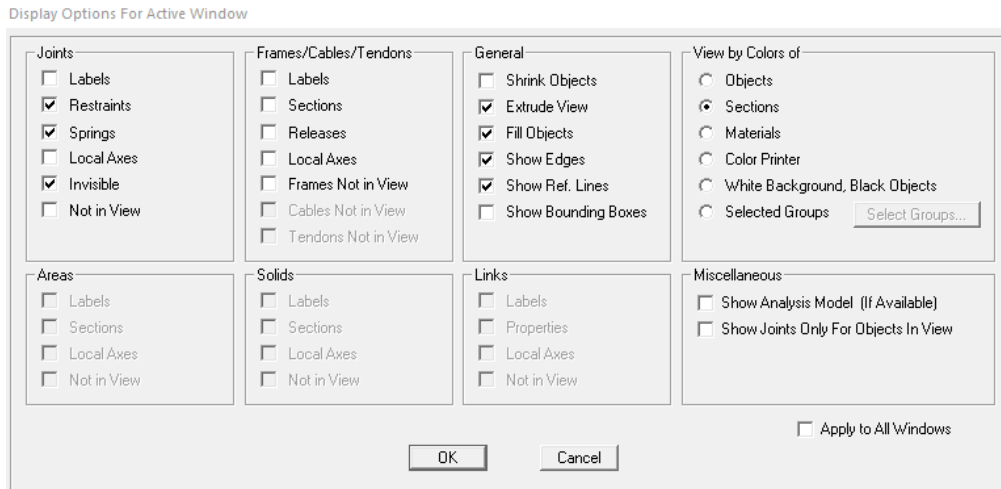


Figure 4.17: Affichage des différentes informations

4.2.5. Définition des cas de charges

Pour SAP2000, chaque cas de chargement doit être défini. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et les éléments appropriés et associés à un cas de chargement existant.

a. Type de chargement

L'exemple traité ici comporte les chargements suivants :

- La charge permanente G ;
- La surcharge d'exploitation Q ;
- Les charges sismiques E dans les cas de la méthode statique équivalente,
- Les fonctions de spectres de réponse, dans le cas de la méthode spectrale.

Pour ce faire, on sélectionne :

« Define » ➔ « Load Patterns »

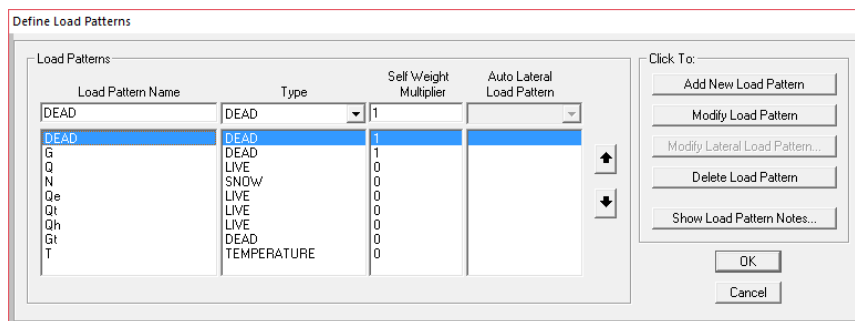


Figure 4.18 : Définition du type de chargement.

NB. Dans le cas du chargement permanent G et si Self Weight Multiplier est pris égal à 1, le poids propre des éléments de structure sera considéré automatiquement par le logiciel dans le calcul. Dans le cas contraire, le logiciel néglige le poids propre des éléments de structures.

b. Cas de Chargement

- **Chargement Statiques (Permanent et d'Exploitation)**

« Define » → « Static Load Cases »

Cette option permet de créer les cas de chargement statique désiré.

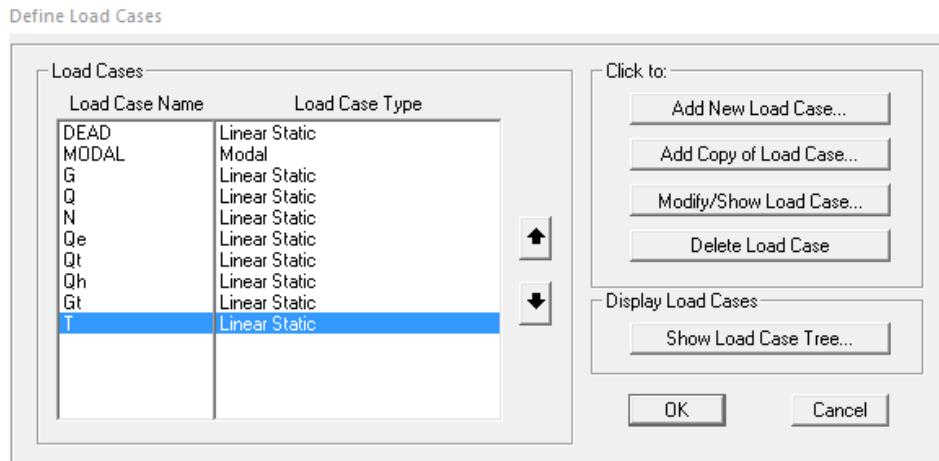


Figure 4.19: Définitions des charges statiques

- **Chargement sismiques**

❖ Méthode Statique Equivalente

Si la structure répond aux spécifications de l'application de la méthode statique équivalente présentées dans le RPA99, le chargement sismique sera considéré comme une force statique appliquée aux nœuds maîtres des planchers. Ainsi, pour introduire cette force, on sélectionne :

« Define » → « Static Load Cases »

Cette option permet de créer les cas de chargement statique E.

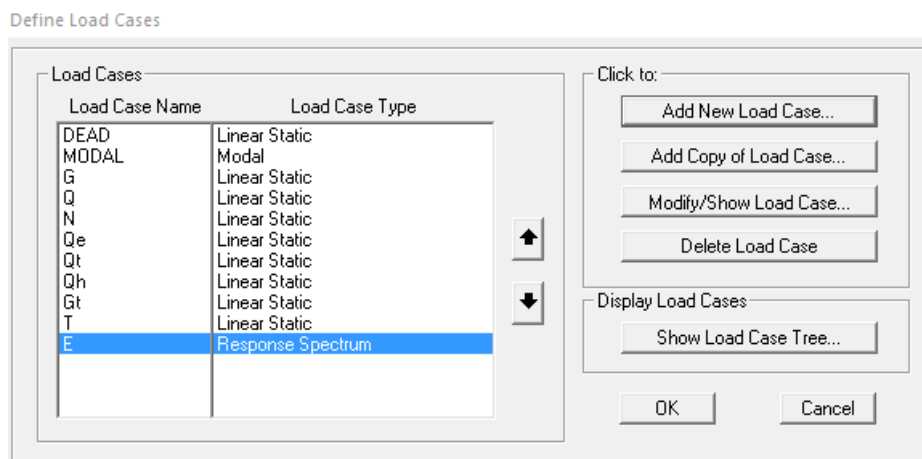


Figure 4.20: Définitions des charges sismiques.

❖ Méthode d'Analyse Modale Spectrale (Spectre de Réponse)

Pour charger le fichier de la fonction du spectre de réponse déjà créé et sauvegardé dans notre répertoire sous le nom de "spectre.dat" par exemple, en deux colonnes, une colonne des périodes et une colonne des accélérations, on sélectionne :

« Define » → « Fonctions » → « Response Spectrum » → « Add New Function »

La fenêtre ci-dessous apparaît sur écran :

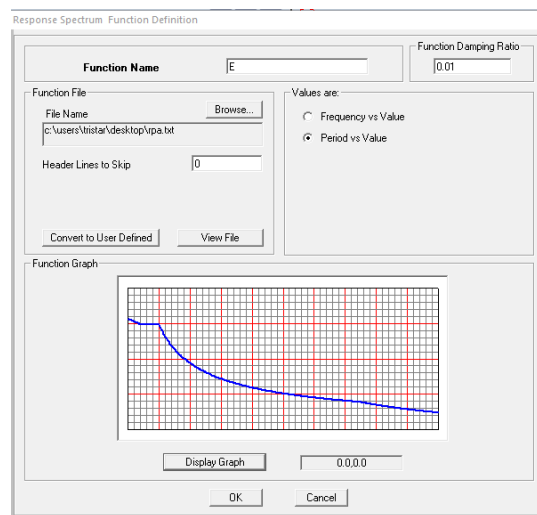


Figure 4.21: Introduction du spectre de réponse

c. Combinaisons d'Actions

Pour introduire les combinaisons de charges on sélectionne :

« Define » → « Loads combinaison » → « Add New Comb »

Sur la fenêtre qui apparaît sur l'écran, on précisera pour la combinaison choisie l'état limite ultime ou service. Par exemple pour la combinaison C1 à l'ELU, on introduit les pondérations 1.35 et 1.5 pour la charge permanente G et la surcharge d'exploitation Q respectivement. Lorsqu'on tape "OK" le nom de la combinaison introduite apparaît dans la fenêtre Define Load Combinations.

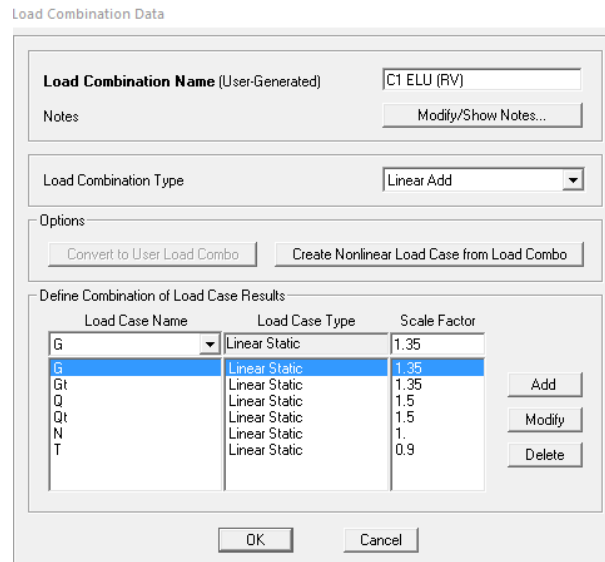


Figure 4.22: Combinaison C1

Reprendre les étapes de l'opération précédente pour introduire les toutes les combinaisons suscitées, on obtient ainsi :

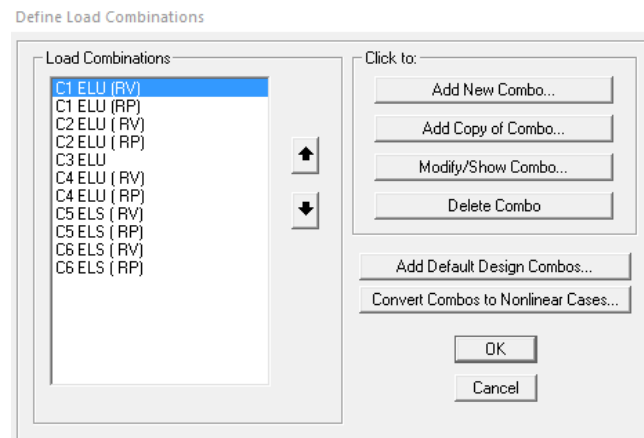





Figure 4.23: Combinaisons d'Actions

d. Affectation des Charges Statiques

Pour affecter les charges statiques verticales revenant aux poutres, on doit d'abord présenter la structure du réservoir dans le plan XY, sur l'une des vues affichées du modèle (3D et 2D) sur écran. Cliquez sur l'icône **Clear** dans la barre d'outils flottante pour éliminer toute sélection. On sélectionne dans le plan choisi les poutres à charger à l'aide de l'icône  dans la barre d'outils flottante. On attribue le chargement avec :

Assign  **Frame Loads**  **Distributed**

La figure 4.23 apparaît, nous devons préciser le nom de cas de charge à attribuer (charge permanente G par exemple), le type de la charge (forces ou moments), le sens d'application de la charge et la valeur de la charge dans Uniform Loads.

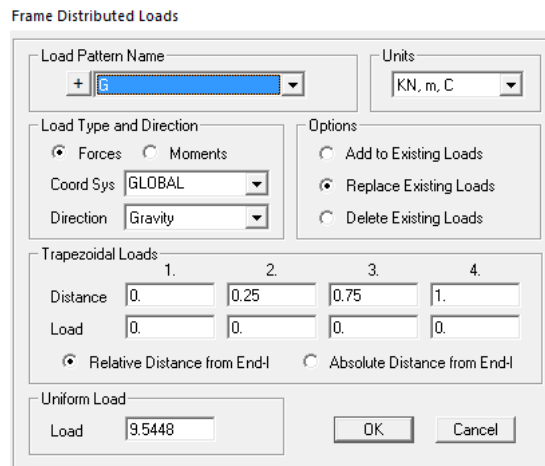


Figure 4.24: Affectation des Charges Statiques.

4.2.6. Conditions aux Limites

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, etc...) pour la structure à modéliser. La condition d'encastrement à la base est considérée dans ce cas de figure.

a. Définition des appuis (Restraints)

On sélectionne les nœuds à la base en dessinant une fenêtre dans le plan X-Y pour $Z=0$.

On attribue des appuis (restraints)

« Assign » ➔ « Joint (nœuds) » ➔ « Restraints »

On clique sur l'icône qui représente un encastrement figure 4.25 :

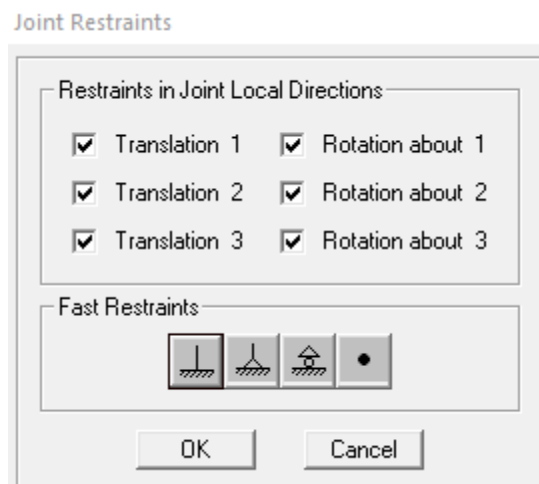


Figure 4.25: Choix des conditions d'appuis.

b. Création du Nœud Maître

Dans le SAP2000, le nœud maître peut être créé avec :

« Draw » —> « Draw Special Joint »

Cette opération permet le déplacement de la souris vers la position désirée dont les coordonnées sont affichées au fur et à mesure au bas de la fenêtre représentant le plan X-Y. Une fois la position recherchée atteinte, on appuie sur le bouton gauche de la souris. Pour modifier les coordonnées de ce nœud ou d'un nœud quelconque, il suffit de sélectionner le nœud et d'appuyer sur le bouton de droite de la souris.

La position du nœud maître représente le centre de gravité des masses comme stipule l'Article 4.3.7 du RPA99. Comme il s'agit d'un plancher rigide, on doit attribuer un nœud maître pour notre plancher, avec trois degrés de liberté : deux translations (suivant X et Y) et une rotation autour de Z.

Pour cela, on sélectionne le nœud maître créé, et on attribue les restraints avec :

« Assign » —> « Joint (nœuds) » —> « Restraints »

Sur la fenêtre Joint Restraint qui apparaît (figure 4.26), on sélectionne la combinaison de degré de liberté suivante :

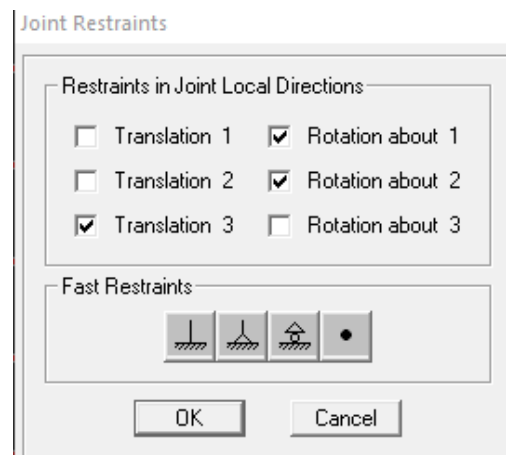


Figure 4.26 : Combinaison de degré de liberté choisis.

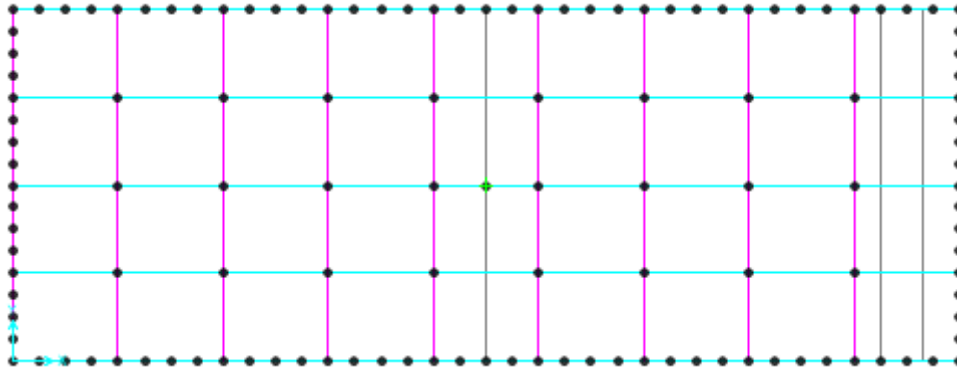


Figure 4.27 : Nœud maître

Une fois défini le nœud maître et les degrés de liberté, on introduit la masse du plancher. Pour cela, on sélectionne le nœud maître et on attribue les masses avec :

« Assign » → « Joint (nœuds) » → « Masses »

Sur la fenêtre « Joint Masses » qui apparaît sur l'écran, on affecte les valeurs de la masse du plancher suivant les deux directions X et Y et la valeur d'inertie massique autour de l'axe Z.

Figure 4.28 : Affectation des valeurs de la masse du plancher.

c. Attribution du diaphragme (constraints)

On attribue un diaphragme avec :

« Assign » → « Joints » → « Constraints »

Sur la fenêtre constraints qui apparaît l'écran, on sélectionne Add Diaphragm.

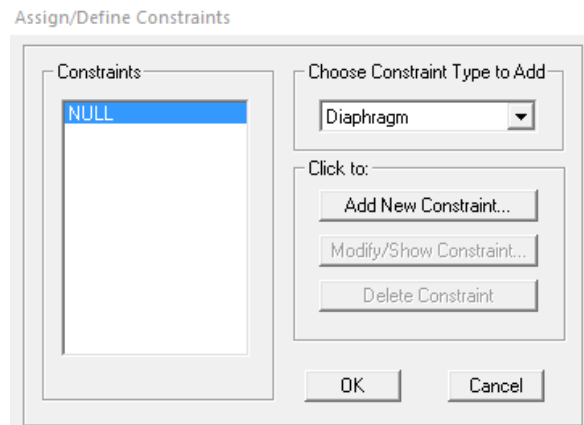


Figure 4.29 : Introduction du diaphragme

Il faut attribuer un nom pour l'Add Diaphragm et spécifier que le degré de liberté sera commun à tous les nœuds. On choisit DIAPH1 comme nom et sélectionnez le DDL selon l'axe des Z, sur la fenêtre diaphragm constraint. (Figure 4.30).

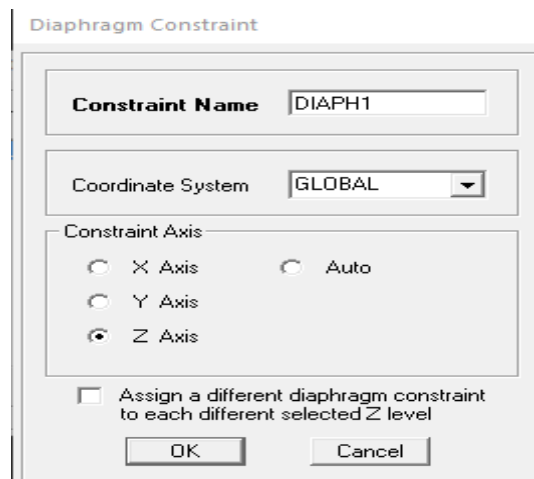


Figure 4.30: Diaphragm constraint

Avant de lancer l'exécution de l'exemple de calcul, il faut spécifier que l'analyse sera effectuée en trois dimensions (figure 4.31).

« Analyze » → « Set Analysis Options » → « OK »

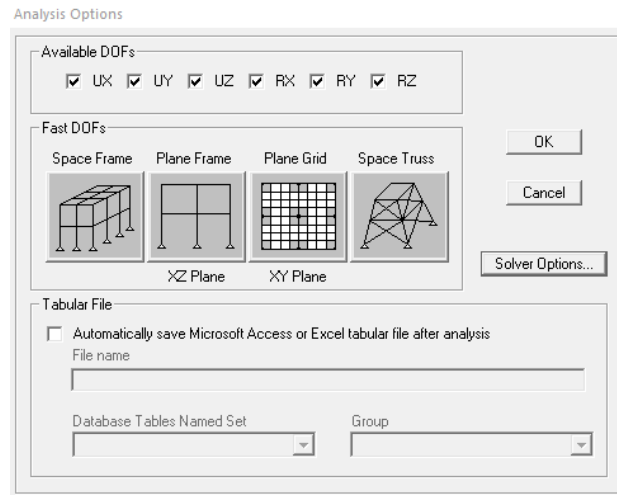


Figure 4.31: Options d'analyse

La structure modélisée est représentée par la figure 4.32 :

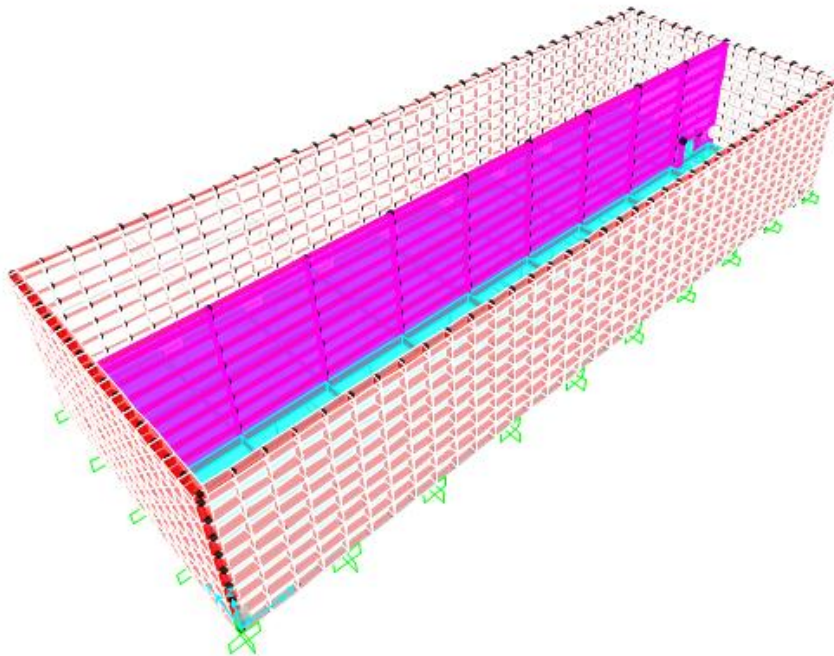


Figure 4.32 : Modélisation sur SAP 2000 du réservoir 5000 m³

4.2.7. Démarrage et exécution

L'exécution du problème peut être démarrée en sélectionnant :

« Analyze » → « Run Analysis »

Elle peut également être démarrée en appuyant sur F5 ou bien sur l'icône . (Figure 4.33)

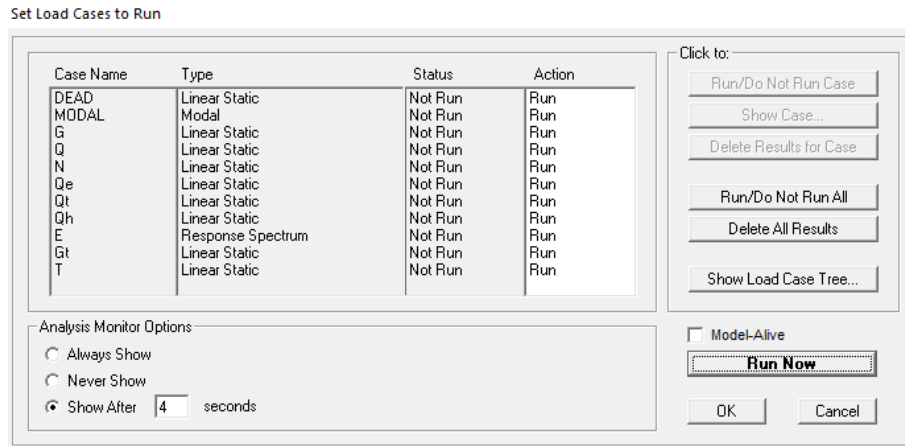


Figure 4.33: Lancement de l'analyse

La prochaine étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

4.3. Résultats et interprétation

Après exécution du logiciel SAP2000 un fichier avec une extension (.out) est construit. Celui-ci permet d'extraire les résultats présentés ci-après.

4.3.1. Période fondamentale de la structure

Le tableau 4.2 illustre les résultats des périodes et des fréquences pour les différents modes de la structure. La période fondamentale $T=0.083676s$. En comparant cette période à celle obtenue par la formule empirique de Rayleigh donnée au chapitre 3 ($T=0.01$), nous concluons que celles-ci sont du même ordre de grandeur. Par ailleurs, étant donné que la période T est inférieure à 0.5, nous concluons, selon New Mark, que notre réservoir est bien rigide ; ce qui est d'ailleurs logique au vu de l'inertie importante de la structure qui est en forme de prisme rectangulaire, à savoir $I_x=3728.18 m^4 \leq I_y=20914.74m^4$.

Tableau 4.2 : Table des périodes et des fréquences

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.084254	11.8688921	74.57444845	5561.348361
MODAL	Mode	2	0.077198	12.95378193	81.39101227	6624.496878
MODAL	Mode	3	0.075478	13.24883932	83.24491257	6929.715468
MODAL	Mode	4	0.073079	13.68391014	85.97854312	7392.309877
MODAL	Mode	5	0.070033	14.27889128	89.71691988	8049.125713
MODAL	Mode	6	0.067293	14.86043535	93.37086907	8718.11919
MODAL	Mode	7	0.062497	16.00086077	100.5363733	10107.56235
MODAL	Mode	8	0.060085	16.64305046	104.5713701	10935.17145
MODAL	Mode	9	0.059458	16.81873533	105.6752307	11167.25438
MODAL	Mode	10	0.059355	16.8478793	105.8583477	11205.98977
MODAL	Mode	11	0.057181	17.48823323	109.8818101	12074.01218
MODAL	Mode	12	0.0545	18.34854235	115.2872917	13291.15962

4.3.2. Déplacements

➤ Déplacements du nœud maître

Les résultats des déplacements du nœud maître (sommet) obtenus, pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 4.3 :

Tableau 4.3 : Déplacement du nœud maître.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
402	C1 vide	Combination		-0.000024	-0.000219	0	0	0	-1.079E-08
402	C2 vide	Combination		-0.000025	-0.000212	0	0	0	-1.044E-08
402	C3 vide	Combination		-0.000019	-0.000098	0	0	0	-5.155E-09
402	C1 plein	Combination		0.000081	-0.000219	0	0	0	-1.079E-08
402	C2 plein	Combination		0.000067	-0.000212	0	0	0	-1.044E-08
402	C4 vide	Combination	Max	-0.000018	-0.00012	0	0	0	-5.081E-09
402	C4 vide	Combination	Min	-0.000018	-0.000197	0	0	0	-1.051E-08
402	C4 plein	Combination	Max	0.000054	-0.00012	0	0	0	-5.081E-09
402	C4 plein	Combination	Min	0.000054	-0.000197	0	0	0	-1.051E-08
402	C5 vide	Combination		-0.000018	-0.000144	0	0	0	-7.343E-09
402	C5 plein	Combination		0.000052	-0.000144	0	0	0	-7.343E-09
402	C6 vide	Combination		-0.000018	-0.000159	0	0	0	-7.795E-09
402	C6 plein	Combination		0.000052	-0.000159	0	0	0	-7.796E-09

Nous constatons que les déplacements maximums du nœud maître suivant les deux directions X et Y sont donnés par la combinaison $(C1 = 1,35(G + Gt) + 1,5 (Q + Qt) + N + 1.5 \psi_0 T)$ pour le réservoir vide et par la combinaison $(C1 = 1,35(G + Gt) + 1,5 (Q + Qe + Qt) + N + 1.5 \psi_0 T)$ pour le réservoir plein (tableau 4.3). Il y'a lieu de noter que ces déplacements sont de l'ordre de centième de mm suivant X et du dixième de mm suivant Y (tableau 4.4) ceci s'explique par les valeurs des inerties. Nous constatons également que les rotations autour de Z sont de l'ordre de 10^{-8} ; ce qui s'explique par une absence de torsion; autrement dit le centre de masse de la structure est quasi confondu avec le centre d'inertie, au vu de la symétrie de notre structure du point de vue des masses et des rigidités (la disposition des voiles) dans les deux sens.

Tableau 4.4 : Déplacement du nœud maître en mm

Réservoir	Sans température			Avec température		
	DX en mm	DY en mm	RZ en Rad	DX en mm	DY en mm	RZ en Rad
Vide	-0.025	-0.252	-1.181E-08	-0.025	-0.219	-1.079E-08
Plein	0.081	-0.252	-1.181E-08	0.081	-0.219	-1.079E-08

➤ Déplacements à la base

Un extrait des résultats des déplacements à la base du réservoir, obtenus pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 4.5. Nous constatons que les déplacements des nœuds de rive sont nuls. Ce résultat est obtenu par la condition d'encastrement que nous avons imposée.

Tableau 4.5: Extrait des déplacements à la base du réservoir.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
3	C6 RV	Combination		0	0	0	0	0	0
4	C1 RV	Combination		0	0	0	0	0	0
4	C2 RV	Combination		0	0	0	0	0	0
4	C3	Combination		0	0	0	0	0	0
4	C4 RV	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
4	C4 RV	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
4	C5 RV	Combination		0	0	0	0	0	0
4	C6 RV	Combination		0	0	0	0	0	0
31	C1 RV	Combination		0.000018	0.000006159	0.000747	0.000113	-0.000105	-0.000008069
31	C2 RV	Combination		0.000019	0.000006288	0.00076	0.000115	-0.000107	-0.000008215
31	C3	Combination		0.000015	0.000004892	0.000587	0.000089	-0.000084	-0.0000063
31	C4 RV	Combination	Max	0.000014	0.000004717	0.000564	0.000086	-0.000079	-0.00000603
31	C4 RV	Combination	Min	0.000014	0.00000458	0.000561	0.000084	-0.00008	-0.000006125
31	C5 RV	Combination		0.000014	0.000004649	0.000562	0.000085	-0.000079	-0.000006077
31	C6 RV	Combination		0.000014	0.000004568	0.000554	0.000084	-0.000078	-0.000005975
34	C1 RV	Combination		0.000029	-0.000002147	0.00121	0.00023	-0.000006204	-0.000006578

Les déplacements maximums, illustrés par le tableau 4.6, montrent que dans le cas du réservoir vide, la base subit un déplacement positif dû à la réaction du sol sous le radier induite par les poids des éléments résistants suite aux blocages de ses extrémités. Par contre, elle subit un déplacement négatif (un tassement) sous l'effet du poids de l'eau dans le cas réservoir plein.

Tableau 4.6 : Déplacement maximal à la base

Réservoir	Sans température			Avec température		
	DX en mm	DY en mm	DZ en mm	DX en mm	DY en mm	DZ en mm
Vide	-0.086	0.006891	1.822	-0.086	0.006933	1.833
Plein	0.269	0.022	-5.539	0.269	0.022	-5.537

4.3.3. Efforts tranchants

Un extrait des résultats des efforts tranchants à la base, pour les différentes combinaisons de charges considérées est présenté dans le tableau 4.7, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 4.7 : Extrait des efforts tranchants

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 RV	Combinaison		-401.27	2.417	1.914	0.1118	8.6388	10.7619	15-1	0
15	4.25	C1 RV	Combinaison		-365.41	2.417	1.914	0.1118	0.5047	0.4916	15-1	4.25
15	8.5	C1 RV	Combinaison		-329.551	2.417	1.914	0.1118	-7.6293	-9.7787	15-1	8.5
15	0	C2 RV	Combinaison		-390.086	2.469	1.987	0.1139	8.9843	10.9893	15-1	0
15	4.25	C2 RV	Combinaison		-354.227	2.469	1.987	0.1139	0.5416	0.4968	15-1	4.25
15	8.5	C2 RV	Combinaison		-318.367	2.469	1.987	0.1139	-7.9011	-9.9957	15-1	8.5
15	0	C3	Combinaison		-269.075	1.923	1.692	0.0873	7.6853	8.5569	15-1	0
15	4.25	C3	Combinaison		-242.512	1.923	1.692	0.0873	0.4945	0.385	15-1	4.25
15	8.5	C3	Combinaison		-215.95	1.923	1.692	0.0873	-6.6962	-7.787	15-1	8.5
15	0	C1 RP	Combinaison		-398.405	-6.468	-5.41	-0.3575	-30.1537	-29.9935	15-1	0
15	4.25	C1 RP	Combinaison		-362.546	-6.468	-5.41	-0.3575	-7.16	-2.5046	15-1	4.25
15	8.5	C1 RP	Combinaison		-326.686	-6.468	-5.41	-0.3575	15.8336	24.9843	15-1	8.5
15	0	C2 RP	Combinaison		-387.603	-5.231	-4.361	-0.2929	-24.6358	-24.3321	15-1	0
15	4.25	C2 RP	Combinaison		-351.744	-5.231	-4.361	-0.2929	-6.1011	-2.0999	15-1	4.25
15	8.5	C2 RP	Combinaison		-315.885	-5.231	-4.361	-0.2929	12.4335	20.1322	15-1	8.5

Les valeurs maximales de l'effort tranchant, tirées du tableau 4.7, pour les différents éléments sont illustrées par le tableau 4.8 :

Tableau 4.8 : Efforts tranchants maximales

Réservoir	Effort tranchant maximal en KN	
	Poteaux	Poutres
Vide	V ₂ = -3.829 V ₃ =7.485	V ₂ =148.836 V ₃ =26.577
Plein	V ₂ =8.648 V ₃ =20.543	V ₂ =-316.991 V ₃ =-35.006

Nous faisons remarquer que l'effort tranchant maximal V₂ et V₃ sont obtenus sous la combinaison C1 pour les poteaux et poutre dans le cas du réservoir plein et sous la combinaison C1 et C2 pour le cas du réservoir vide.

Par ailleurs, il y'a lieu de noter que l'effort tranchant maximal V₂ est subit par le poteau 46 pour le réservoir vide et le poteau 22 pour le réservoir plein, tant dis que l'effort tranchant V₃ est subit par le poteau numéro 19 pour le réservoir vide et par le poteau 43 pour le réservoir plein.

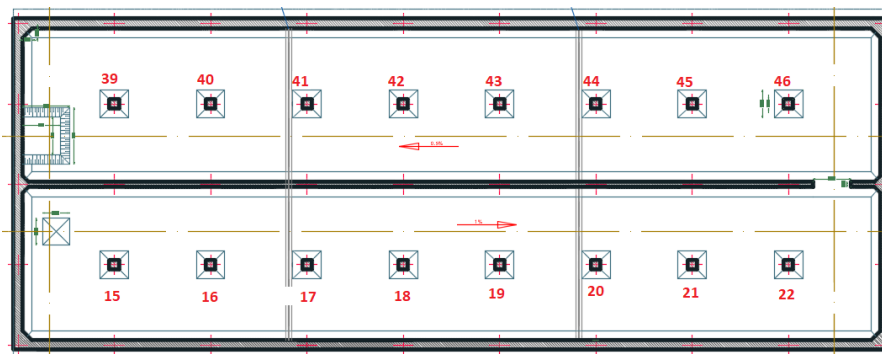


Figure 4.34 : Disposition des poteaux

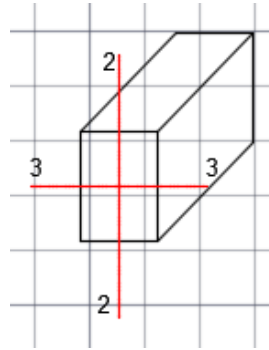


Figure 4.35 : Axes locaux de l'élément frame

➤ Effort normal

Un extrait des résultats des efforts normaux, sous les différentes combinaisons de charges considérées est donné dans le tableau 4.9, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 4.9 : Extrait effort normal

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 RV	Combination		-401.27	2.417	1.914	0.1118	8.6388	10.7619	15-1	0
15	4.25	C1 RV	Combination		-365.41	2.417	1.914	0.1118	0.5047	0.4916	15-1	4.25
15	8.5	C1 RV	Combination		-329.551	2.417	1.914	0.1118	-7.6293	-9.7787	15-1	8.5
15	0	C2 RV	Combination		-390.086	2.469	1.987	0.1139	8.9843	10.9893	15-1	0
15	4.25	C2 RV	Combination		-354.227	2.469	1.987	0.1139	0.5416	0.4968	15-1	4.25
15	8.5	C2 RV	Combination		-318.367	2.469	1.987	0.1139	-7.9011	-9.9957	15-1	8.5
15	0	C3	Combination		-269.075	1.923	1.692	0.0873	7.6853	8.5569	15-1	0
15	4.25	C3	Combination		-242.512	1.923	1.692	0.0873	0.4945	0.385	15-1	4.25
15	8.5	C3	Combination		-215.95	1.923	1.692	0.0873	-6.6962	-7.787	15-1	8.5
15	0	C1 RP	Combination		-398.405	-6.468	-5.41	-0.3575	-30.1537	-29.9935	15-1	0
15	4.25	C1 RP	Combination		-362.546	-6.468	-5.41	-0.3575	-7.16	-2.5046	15-1	4.25
15	8.5	C1 RP	Combination		-326.686	-6.468	-5.41	-0.3575	15.8336	24.9843	15-1	8.5
15	0	C2 RP	Combination		-387.603	-5.231	-4.361	-0.2929	-24.6358	-24.3321	15-1	0

Les valeurs maximales de l'effort normal pour les différents éléments sont illustrées dans le tableau 4.10. Il y'a lieu de noter également que ces valeurs maximales sont obtenus sous la combinaison C1 pour le réservoir plein et sous la combinaison C1 et C2 pour le réservoir vide.

Tableau 4.10 : Effort normal maximal en KN

Réservoir	Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane
Vide	P=-421.069	P=171.403	F ₁₁ =-1061.9 F ₂₂ =-1224.88	F ₁₁ =324.45 F ₂₂ =64.84	F ₁₁ =-617.82 F ₂₂ =-787.87
Plein	P=414.72	P=-338.36	F ₁₁ =-2440.85 F ₂₂ =-4019.24	F ₁₁ =-1046.04 F ₂₂ =-209.21	F ₁₁ =1790.82 F ₂₂ =-2333.74

❖ Diagramme

Les résultats des efforts normaux sous la combinaison C1 sont donnés sous forme de diagramme (figure 4.36 et 4.37), pour le réservoir vide et (figure 4.38 et 4.39) pour le réservoir plein.

✚ Réservoir vide

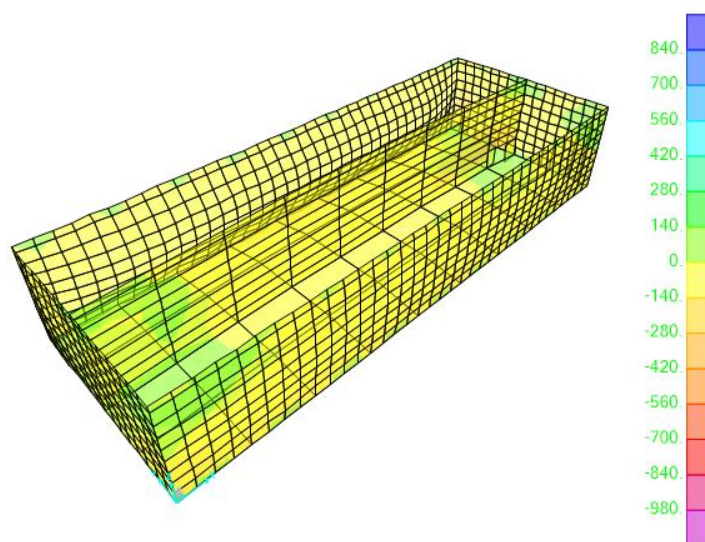


Figure 4.36 : Distribution des efforts F_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément

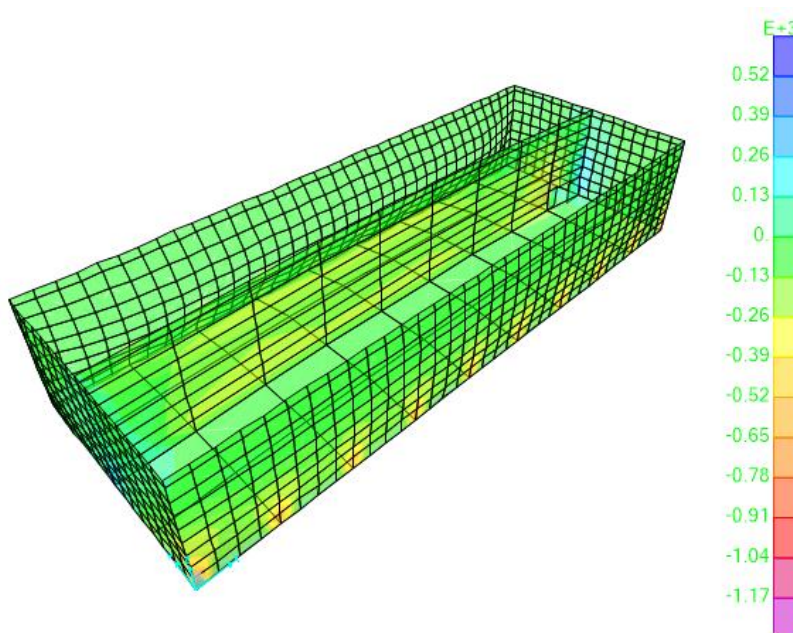


Figure 4.37 : Distribution des efforts F_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément

✚ Réservoir plein

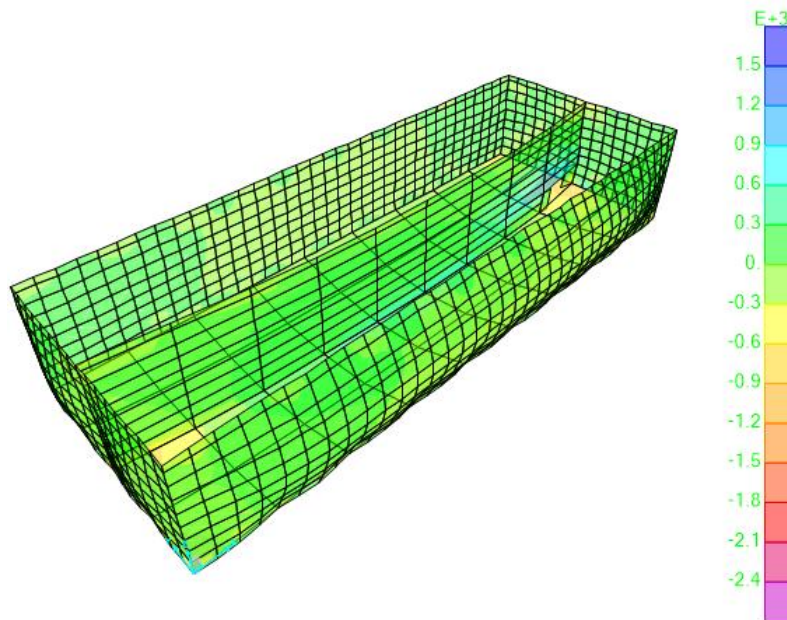


Figure 4.38 : Distribution des efforts F_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément

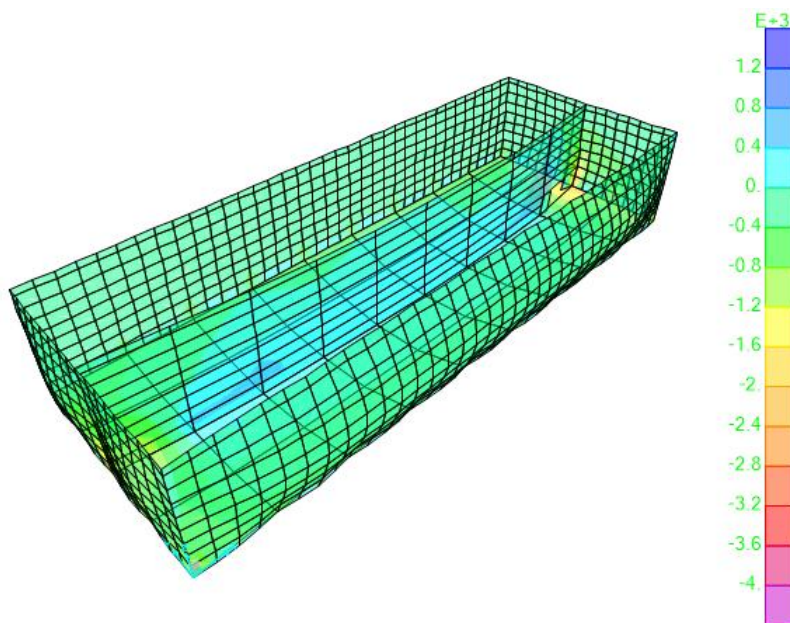


Figure 4.39 : Distribution des efforts F_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément.

4.3.5. Moment fléchissant

Un extrait des résultats des moments fléchissant pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 4.11, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 4.11 : Extrait des moments fléchissants

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 RV	Combination		-401.27	2.417	1.914	0.1118	8.6388	10.7619	15-1	0
15	4.25	C1 RV	Combination		-365.41	2.417	1.914	0.1118	0.5047	0.4916	15-1	4.25
15	8.5	C1 RV	Combination		-329.551	2.417	1.914	0.1118	-7.6293	-9.7787	15-1	8.5
15	0	C2 RV	Combination		-390.086	2.469	1.987	0.1139	8.9843	10.9893	15-1	0
15	4.25	C2 RV	Combination		-354.227	2.469	1.987	0.1139	0.5416	0.4968	15-1	4.25
15	8.5	C2 RV	Combination		-318.367	2.469	1.987	0.1139	-7.9011	-9.9957	15-1	8.5
15	0	C3	Combination		-269.075	1.923	1.692	0.0873	7.6853	8.5569	15-1	0
15	4.25	C3	Combination		-242.512	1.923	1.692	0.0873	0.4945	0.385	15-1	4.25
15	8.5	C3	Combination		-215.95	1.923	1.692	0.0873	-6.6962	-7.787	15-1	8.5
15	0	C1 RP	Combination		-398.405	-6.468	-5.41	-0.3575	-30.1537	-29.9935	15-1	0
15	4.25	C1 RP	Combination		-362.546	-6.468	-5.41	-0.3575	-7.16	-2.5046	15-1	4.25
15	8.5	C1 RP	Combination		-326.686	-6.468	-5.41	-0.3575	15.8336	24.9843	15-1	8.5
15	0	C2 RP	Combination		-387.603	-5.231	-4.361	-0.2929	-24.6358	-24.3321	15-1	0
15	4.25	C2 RP	Combination		-351.744	-5.231	-4.361	-0.2929	-6.1011	-2.0999	15-1	4.25
15	8.5	C2 RP	Combination		-315.885	-5.231	-4.361	-0.2929	12.4335	20.1322	15-1	8.5

Les valeurs maximales des moments fléchissant pour les différents éléments sont illustrées par le tableau 4.12. Il y'a lieu de noter que ces valeurs maximales sont obtenues sous la combinaison C1 pour tous les éléments dans le cas du réservoir plein. Par ailleurs, dans le cas du réservoir vides ces moments maximums sont obtenus sous la combinaison C1 et C2.

Tableau 4.12 : Moment fléchissant en KN

Réservoir	Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane
Vide	$M_2=33.2544$	$M_2=23.5313$	$M_{11}=497.1206$	$M_{11}=109.5904$	$M_{11}=2.0356$
	$M_3=-16.9731$	$M_3=-190.1181$	$M_{22}=983.3188$	$M_{22}=241.6762$	$M_{22}=9.9077$
Plein	$M_2=96.0291$	$M_2=24.496$	$M_{11}=565.6464$	$M_{11}=-276.6469$	$M_{11}=2.0356$
	$M_3=41.1217$	$M_3=-430.3554$	$M_{22}=1110.4967$	$M_{22}=-551.4969$	$M_{22}=9.9077$

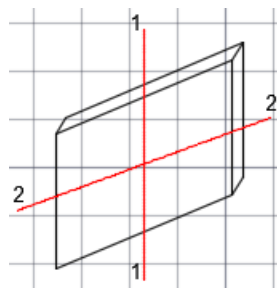


Figure 4.40 : Axes locaux de l'élément shell.

❖ Diagramme

Les résultats des moments fléchissant sous la combinaison C1 sont donnés sous forme de diagramme (figure 4.41 et 4.42) pour le réservoir vide et (figure 4.43 et 4.44) pour le réservoir plein.

✚ Réservoir vide

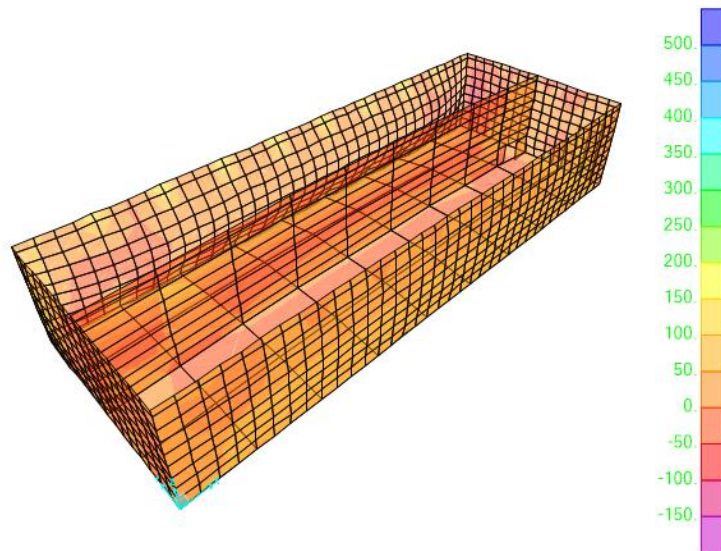


Figure 4.41 : Distribution des moments M_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément

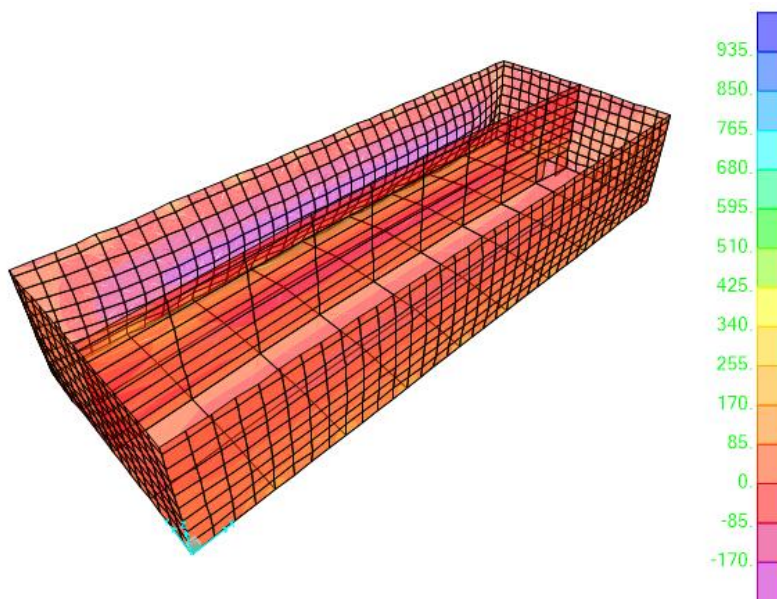


Figure 4.42 : Distribution des moments M_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément

✚ Réservoir plein

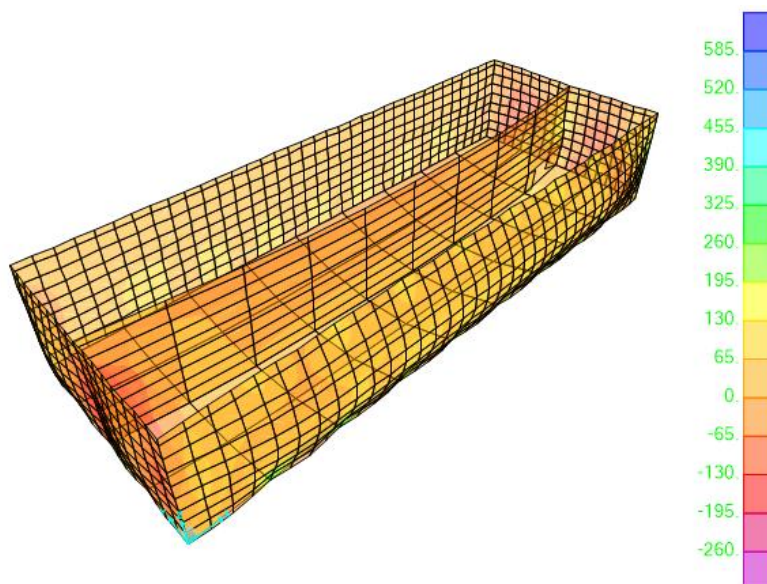


Figure 4.43 : Distribution des moments M_{11} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 1-1 de chaque élément

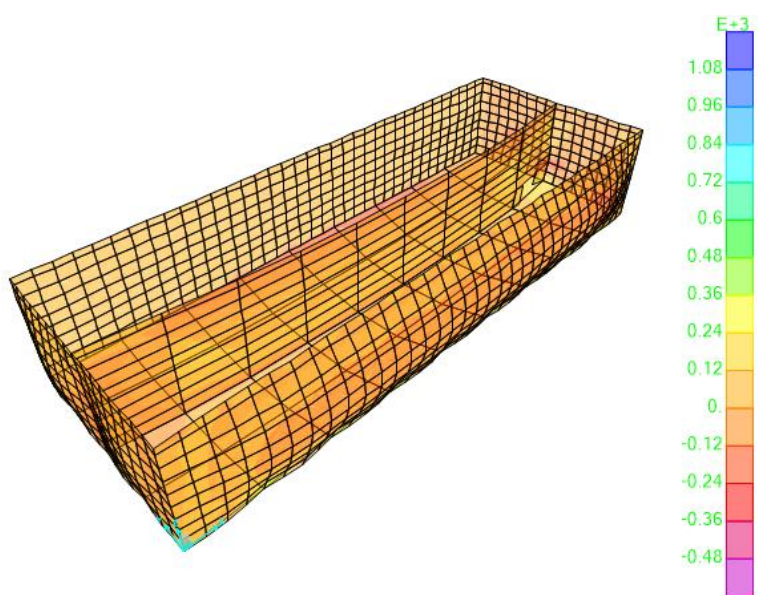


Figure 4.44 : Distribution des moments M_{22} dans tous les éléments représentant les voiles, chicanes et le radier selon l'axe local 2-2 de chaque élément

Conclusion

La modélisation du réservoir d'étude avec le logiciel Sap2000 a été effectuée dans ce chapitre en considérant la base encastrée. L'effet hydrodynamique a été pris en considération en introduisant les charges déterminées à partir de la méthode de **Westergaard**. L'effet de la température a également été considéré au vu de la longueur de notre réservoir ($L > 27\text{m}$).

Les résultats ont montré que la période fondamentale du réservoir est inférieure à 0.5 ; ce qui qualifie notre structure de «**Rigide**». Ce résultat étant conforté par les résultats des déplacements au sommet qui sont de l'ordre du dixième de mm. La disposition des voiles et leurs nombres a conduit à l'absence de torsion ; autrement dit le centre de masse de la structure est quasi confondu avec le centre d'inertie. Les efforts et moments maximums dans les éléments de notre structure (poteaux, poutre, voile, radier et chicane) sont obtenus sous la combinaison C1 à plein et les combinaisons C1 et C2 à vide. Par ailleurs, l'effet de la température est constaté au niveau des déplacements et des efforts internes.

Chapitre V :

*Analyse du réservoir en tenant
compte de l'interaction*

Sol-structures

Introduction

Le chapitre a pour objectif l'analyse sismique du réservoir d'étude, tenant compte de son interaction avec le sol de fondation. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature, nous nous intéressons particulièrement à la méthode sous structure (base flexible) et la méthode directe (socle rocheux) pour l'analyse dynamique de notre réservoir, tenant compte de son interaction avec le sol. Les résultats des périodes fondamentales, des déplacements de la structure et des efforts internes seront étudiés et comparés à ceux obtenus dans le cas du réservoir à base encastree, avec le logiciel Sap2000.

5.2. Méthodes d'analyse de l'Interaction Sol-Structure

Il existe trois méthodes d'analyse d'ISS ; la méthode directe (global), la méthode de sous-structures et la méthode hybride.

• **La méthode directe :** Le sol et la structure sont inclus dans le même modèle (figure 3.1) et analysés comme un système complet. Son calcul est effectué en une seule étape par résolution direct de l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F \quad (5.1)$$

M, C et K : désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de raideur du système ;

U : représente le vecteur de déplacement du système ;

F : Etant le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système.

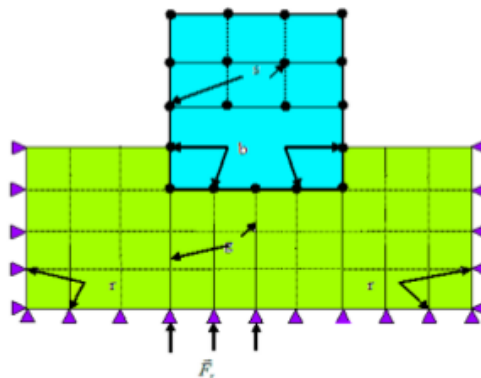


Figure 5.1 : Modèle d'une méthode directe (Amine Bou Mehdi, 2015) .

• **La méthode de sous-structure** : Cette catégorie de méthodes fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global.

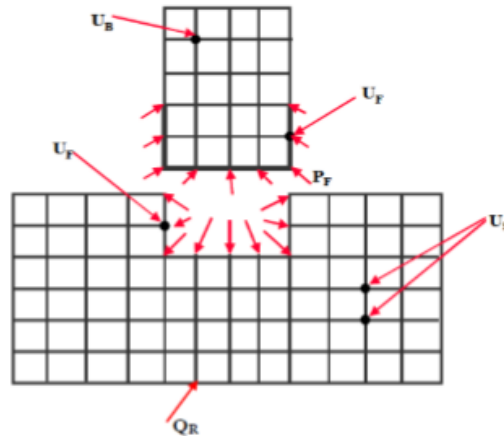


Figure 5.2 : Schématisation d'une méthode de sous-structure (Amine Bou Mehdi, 2015).

• **La méthode hybride** : Présente une combinaison de la méthode directe et de sous-structure, tout en profitant des avantages de chacune d'elles. Dans ce modèle, les fondations : filantes, rectangulaires et circulaires, sont implantées sous chargements statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.

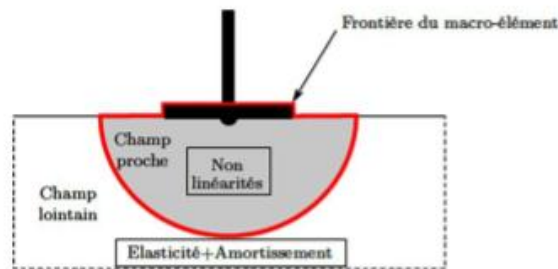


Figure 5.3 : Décomposition en champ proche et champ lointain pour la définition de la frontière d'un macroélément d'ISS (Amine Bou Mehdi, 2015)

5.3. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont les suivants (Bou Mehdi, 2015) :

- L'analyse sismique concerne l'effet de l'interaction inertielle (les effets de l'interaction cinématique ne sont pas comptés) ;

- Le sol est assimilé à un milieu semi-infini élastique caractérisé par un module d'élasticité dynamique E et un coefficient de poisson ν . Le sol pris pour l'étude est horizontal et homogène ;
- Le sol reste toujours dans le domaine élastique sous l'action sismique ; il n'y a pas d'excursion des grains dans le domaine anélastique, et le sol ne présente pas un risque de liquéfaction ;
- Le sol est stable et on n'a pas de tassements du sol ;
- Les raideurs de l'ensemble sol-fondations sont modélisées par des ressorts élastiques.

5.4. Modélisation du réservoir, tenant compte de l'interaction sol-structure

5.4.1. Modélisation par la méthode sous structure

Il s'agit de modéliser le réservoir 5000 m^3 , ayant fait l'objet d'étude au quatrième chapitre, en tenant compte cette fois-ci de l'interaction avec le sol de fondation. A cet effet, la méthode sous structure est utilisée dans un premier temps, celle-ci consiste à modéliser le sol par des ressorts définissant la réaction élastique du sol supposé homogène à l'égard des composantes de déplacement et de rotation de la fondation (figure 5.4).

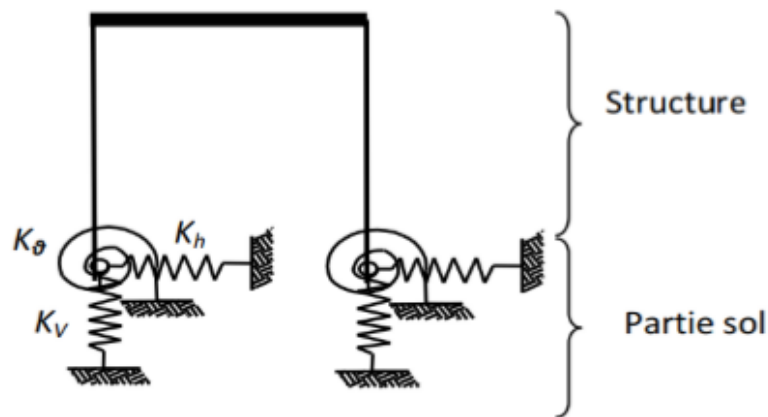


Figure 5.4 : Modèle tenant en compte de l'ISS (Amine Bou Mehdi, 2015)

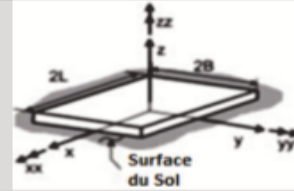
Plusieurs formulations de calcul de raideurs des ressorts sont proposées en fonction de la géométrie de la fondation (NEHRP, 2012). Pour une fondation rectangulaire (radier), nous citons :

- Les formules de Newmark-Rosenblueth ;
- Les formules de Paris et kausel ;
- Les formules de Gazetas, Mylonakis et al.

Nous retenons dans notre cas, les formules proposées par Paris et kausel, telles qu'illustrées dans le tableau 5.1

Tableau 5.1 : Formules de Pais et kausel (1988) des raideurs d'une fondation rectangulaire surfacique (NEHRP, 2012)

Degré de liberté	Raideur statique
Translation suivant l'axe Z	$K_{z,surf} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Translation suivant l'axe Y	$K_{y,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Translation suivant l'axe X	$K_{x,surf} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsion autour de l'axe Z	$K_{zz,surf} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Balancement autour de l'axe Y	$K_{yy,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Balancement autour de l'axe X	$K_{xx,surf} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$
Notes : - les axes doivent être orientés tel que $L \geq B$ - L : demi-longueur - B : demi-largeur	



Avec :

G : Module de cisaillement, soit

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

Les valeurs du coefficient de poisson ν et du module de Young du sol sont tirées de la littérature (Livaoglu et al, 2007).

Pour un sol ferme $\nu=0.3$ et $E=2000$ MPA.

Ce qui nous donne :

$$G = 769230.7692 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des raideurs obtenus sont illustrés par le tableau 5.2

Tableau 5.2 : résultats des raideurs

Site	Kx (kN/m)	Ky (kN/m)	Kz (kN/m)
S2	966,880,3	982,264,9.745	120,360,16.78

Pour les besoins de notre étude, nous ne considérons que l'effet des ressorts des composantes de déplacement.

5.4.1.1. Etape de modélisation sous Sap2000

Pour la modélisation des ressorts avec le logiciel Sap2000, nous intervenons à l'étape de conditions aux limites par la commande :

« Assign » → « Joint » → « Springs »

La fenetre 5.5 apparait, afin d'introduire les valeurs des raideurs dans les trois directions :

Figure 5.5 : Introduction des raideurs

5.4.1.2. Résultats et interprétations

a1- Période fondamentale

Le tableau 5.3 illustre les résultats des périodes pour les différents modes de la structure à base flexible avec ressort. Nous constatons que la période fondamentale $T = 0.093253$ **supérieure** à la valeur obtenue pour le réservoir à base encastree, soit $T = 0.083676$ s. Toutefois, cette période fondamentale reste toujours inférieure à 0.5 (réservoir rigide).

Tableau 5.3 : Table des périodes et des fréquences

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.093253	10.72353123	67.37793389	4539.785976
MODAL	Mode	2	0.076997	12.98756564	81.6032816	6659.095568
MODAL	Mode	3	0.076686	13.0402001	81.93399365	6713.179316
MODAL	Mode	4	0.073016	13.6955657	86.05177717	7404.908355
MODAL	Mode	5	0.06716	14.88979287	93.5553278	8752.599359
MODAL	Mode	6	0.065981	15.15599203	95.22790645	9068.354166
MODAL	Mode	7	0.063111	15.84504229	99.5573369	9911.663331
MODAL	Mode	8	0.062948	15.88621011	99.81600198	9963.234251
MODAL	Mode	9	0.06186	16.16551018	101.570896	10316.64692
MODAL	Mode	10	0.05721	17.47935448	109.8260232	12061.75538
MODAL	Mode	11	0.056171	17.80262482	111.8571907	12512.03111
MODAL	Mode	12	0.055907	17.88672283	112.3855941	12630.52176

a2- Déplacements

➤ Déplacement du nœud maitre

Les résultats des déplacements du nœud maitre obtenus, pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 5.4, pour les deux cas de figures :

Tableau 5.4 : Déplacement du nœud maitre

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
402	C1 vide	Combination		0.000011	-0.000383	0	0	0	-9.672E-07
402	C2 vide	Combination		0.000011	-0.000371	0	0	0	-9.493E-07
402	C3 vide	Combination		0.000007223	-0.00019	0	0	0	-5.822E-07
402	C1 plein	Combination		0.000026	-0.000405	0	0	0	-0.000001314
402	C2 plein	Combination		0.000024	-0.000391	0	0	0	-0.00000125
402	C4 vide	Combination	Max	0.000008825	-0.000221	0	0	0	-5.982E-07
402	C4 vide	Combination	Min	0.000007355	-0.000334	0	0	0	-8.142E-07
402	C4 plein	Combination	Max	0.00002	-0.000236	0	0	0	-8.217E-07
402	C4 plein	Combination	Min	0.000019	-0.000349	0	0	0	-0.000001038
402	C5 vide	Combination		0.000008061	-0.000262	0	0	0	-6.843E-07
402	C5 plein	Combination		0.000018	-0.000277	0	0	0	-9.155E-07
402	C6 vide	Combination		0.000008135	-0.000277	0	0	0	-7.079E-07
402	C6 plein	Combination		0.000018	-0.000292	0	0	0	-0.000000939

Les déplacements maximums suivant la direction X et suivant la direction Y sont donnés dans le tableau 5.5 et 5.6 pour la structure à base encasté et base flexible (ressort).

Tableau 5.5 : Déplacement DX en [mm]

Réservoir	Vide	Plein
Base rigide	-0.025	0.081
Base flexible	0.011	-0.026

Tableau 5.6 : Déplacement DY en [mm]

Réservoir	Vide	Plein
Base rigide	-0.219	-0.219
Base flexible	-0.383	-0.405

Comme dans le cas de la structure à base encastree, nous constatons que les déplacements de la structure flexible suivant X sont de l'ordre du centième de mm et suivant Y du dixième de mm.

➤ **Déplacement à la base**

Un extrait des résultats des déplacements à la base, obtenus pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 5.7, pour les deux cas de figures :

Tableau 5.7 : Déplacement à la base

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	C1 RV	Combination		0.000009492	-0.000051	-0.001156	0.000016	-0.000001635	-0.000016
1	C2 RV	Combination		0.000008679	-0.000049	-0.001138	0.000014	-0.000001097	-0.000015
1	C3	Combination		0.000002336	-0.000028	-0.000773	0.000001171	0.000001717	-0.00001
1	C1 RP	Combination		-0.000028	-0.000079	-0.002214	0.000205	-0.000064	-0.000017
1	C2 RP	Combination		-0.000024	-0.000073	-0.002055	0.000178	-0.000055	-0.000017
1	C4 RV	Combination	Max	0.000009647	-0.000032	-0.000795	0.000018	7.992E-07	-0.000011
1	C4 RV	Combination	Min	0.000003526	-0.000042	-0.000896	0.000003017	-0.000002618	-0.000012
1	C4 RP	Combination	Max	-0.000021	-0.000052	-0.001518	0.000175	-0.000052	-0.000012
1	C4 RP	Combination	Min	-0.000027	-0.000062	-0.001619	0.00016	-0.000056	-0.000013
1	C5 RV	Combination		0.000006587	-0.000037	-0.000846	0.000011	-9.095E-07	-0.000011
1	C5 RP	Combination		-0.000018	-0.000055	-0.001551	0.000137	-0.000042	-0.000012
1	C6 RV	Combination		0.000006549	-0.000037	-0.000849	0.000011	-9.232E-07	-0.000011
1	C6 RP	Combination		-0.000018	-0.000055	-0.001555	0.000137	-0.000042	-0.000012
2	C1 RV	Combination		-0.000009884	-0.000051	-0.00114	0.000008691	-0.000001813	0.000015
2	C2 RV	Combination		-0.000009083	-0.000049	-0.001122	0.000006735	-0.000002485	0.000015

Le déplacement maximums à la base du réservoir (vide et plein) sont illustrés par les tableaux 5.8 et 5.9 suivants :

Tableau 5.8 : Déplacement DX en mm

Réservoir	Vide	Plein
Base encastree	-0.086	0.269
Base flexible	-0.043	0.066

Tableau 5.9 : Déplacement DY en [mm]

Réservoir	Vide	Plein
Base encastree	-0.006933	0.022
Base flexible	-0.078	-0.08411

Tableau 5.10 : Déplacement DZ[mm]

Réservoir	Vide	Plein
Base encastree	1.833	-5.537
Base flexible	-0.385	-0.582

a3- Efforts tranchants

Un extrait des résultats des efforts tranchant à la base, pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.7, pour le réservoir vide et le réservoir plein.

Tableau 5.7 : Extrait des Efforts tranchants

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 RV	Combination		-388.002	0.29	-1.257	-0.2804	-6.0432	1.8617	15-1	0
15	4.25	C1 RV	Combination		-352.142	0.29	-1.257	-0.2804	-0.6991	0.628	15-1	4.25
15	8.5	C1 RV	Combination		-316.283	0.29	-1.257	-0.2804	4.645	-0.6058	15-1	8.5
15	0	C2 RV	Combination		-376.697	0.296	-1.203	-0.2683	-5.7993	1.8694	15-1	0
15	4.25	C2 RV	Combination		-340.837	0.296	-1.203	-0.2683	-0.6857	0.6101	15-1	4.25
15	8.5	C2 RV	Combination		-304.978	0.296	-1.203	-0.2683	4.4279	-0.6492	15-1	8.5
15	0	C3	Combination		-258.707	0.192	-0.643	-0.1423	-3.1758	1.2261	15-1	0
15	4.25	C3	Combination		-232.144	0.192	-0.643	-0.1423	-0.4438	0.4089	15-1	4.25
15	8.5	C3	Combination		-205.582	0.192	-0.643	-0.1423	2.2883	-0.4083	15-1	8.5
15	0	C1 RP	Combination		-416.052	-0.019	-1.277	-0.2997	-11.1493	0.7424	15-1	0
15	4.25	C1 RP	Combination		-380.193	-0.019	-1.277	-0.2997	-5.7206	0.8234	15-1	4.25
15	8.5	C1 RP	Combination		-344.333	-0.019	-1.277	-0.2997	-0.2918	0.9043	15-1	8.5
15	0	C2 RP	Combination		-401.007	0.028	-1.22	-0.2851	-10.2247	0.8993	15-1	0
15	4.25	C2 RP	Combination		-365.148	0.028	-1.22	-0.2851	-5.0377	0.7794	15-1	4.25
15	8.5	C2 RP	Combination		-329.288	0.028	-1.22	-0.2851	0.1493	0.6596	15-1	8.5

Les valeurs maximales de l'effort tranchant pour les différents éléments sont illustrées par le tableau 5.8 :

Tableau 5.8 : Effort tranchant maximal

Réservoir		Poteaux	Poutres
Base encastrée	Vide	$V_2 = -3.829$ $V_3 = 7.485$	$V_2 = 148.836$ $V_3 = 26.577$
	Plein	$V_2 = 8.648$ $V_3 = 20.543$	$V_2 = -338.36$ $V_3 = -35.006$
Base flexible	Vide	$V_2 = 0.251$ $V_3 = 2.028$	$V_2 = 131.001$ $V_3 = 29.228$
	Plein	$V_2 = -0.512$ $V_3 = 2.215$	$V_2 = -130.44$ $V_3 = -28.871$

Poteaux

Nous constatons que l'effort tranchant maximal V_2 est subit par le poteau 42 pour le réservoir vide et 40 pour le réservoir plein, tant dis que l'effort tranchant V_3 est subit par le poteau numéro 41 pour le réservoir vide et le poteau 18 pour le réservoir plein ; ceci montre une redistribution des efforts pour l'équilibre de la structure. Par ailleurs les combinaisons les plus défavorable est toujours C1.



Figure 5.6 : Disposition des poteaux

a4- Effort normal

Un extrait des résultats des efforts normaux, pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.7, pour le réservoir vide et le réservoir plein.

Tableau 5.9 : Extrait des Efforts normaux

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 RV	Combination		-388.002	0.29	-1.257	-0.2804	-6.0432	1.8617	15-1	0
15	4.25	C1 RV	Combination		-352.142	0.29	-1.257	-0.2804	-0.6991	0.628	15-1	4.25
15	8.5	C1 RV	Combination		-316.283	0.29	-1.257	-0.2804	4.645	-0.6058	15-1	8.5
15	0	C2 RV	Combination		-376.697	0.296	-1.203	-0.2683	-5.7993	1.8694	15-1	0
15	4.25	C2 RV	Combination		-340.837	0.296	-1.203	-0.2683	-0.6857	0.6101	15-1	4.25
15	8.5	C2 RV	Combination		-304.978	0.296	-1.203	-0.2683	4.4279	-0.6492	15-1	8.5
15	0	C3	Combination		-258.707	0.192	-0.643	-0.1423	-3.1758	1.2261	15-1	0
15	4.25	C3	Combination		-232.144	0.192	-0.643	-0.1423	-0.4438	0.4089	15-1	4.25
15	8.5	C3	Combination		-205.582	0.192	-0.643	-0.1423	2.2883	-0.4083	15-1	8.5
15	0	C1 RP	Combination		-416.052	-0.019	-1.277	-0.2997	-11.1493	0.7424	15-1	0
15	4.25	C1 RP	Combination		-380.193	-0.019	-1.277	-0.2997	-5.7206	0.8234	15-1	4.25
15	8.5	C1 RP	Combination		-344.333	-0.019	-1.277	-0.2997	-0.2918	0.9043	15-1	8.5
15	0	C2 RP	Combination		-401.007	0.028	-1.22	-0.2851	-10.2247	0.8993	15-1	0
15	4.25	C2 RP	Combination		-365.148	0.028	-1.22	-0.2851	-5.0377	0.7794	15-1	4.25
15	8.5	C2 RP	Combination		-329.288	0.028	-1.22	-0.2851	0.1493	0.6596	15-1	8.5

Les valeurs maximales de l'effort normal pour les différents éléments sont illustrées par le tableau 5.10. Notons que les efforts normaux ont diminué dans le cas du réservoir à base flexible dans les poutres et les poteaux.

Tableau 5.10 : Effort normal maximal en KN

Réservoir		Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane
Base encastrée	Vide	P=-421.069	P=171.403	F ₁₁ =-1061.9 F ₂₂ =-1224.88	F ₁₁ =324.45 F ₂₂ =64.84	F ₁₁ =-617.82 F ₂₂ =-787.87
	Plein	P=414.72	P=-338.36	F ₁₁ =-2440.85 F ₂₂ =-4019.24	F ₁₁ =-1046.04 F ₂₂ =-209.21	F ₁₁ =1790.82 F ₂₂ =-2333.74
Base flexible	Vide	P= -400.283	P=-99.066	F ₁₁ =-1246.45 F ₂₂ =-1610.77	F ₁₁ =-73.37 F ₂₂ =-183.52	F ₁₁ =78.44 F ₂₂ =-376.33
	Plein	P= -466.331	P=163.322	F ₁₁ = -1711.34 F ₂₂ =-1803.82	F ₁₁ =172.87 F ₂₂ =194.18	F ₁₁ =581.67 F ₂₂ =-400

a5-Moment fléchissant

Un extrait des résultats des moments fléchissant pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.11, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 5.11 : Moment fléchissant (reservoir avec base flexible)

TABLE: Element Forces - Area Shells									
M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle
KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	Degrees	KN/m	KN/m	KN/m	Degrees
2.6928	7.5254	8.4187	13.8677	-3.6495	53.007	1.26	1.58	2.03	51.442
-3.6213	-11.2639	7.1734	0.6852	-15.5704	30.978	1.26	1.58	2.03	51.442
-6.3432	-18.6372	-5.4177	-4.2965	-20.6839	-20.696	1.26	1.58	2.03	51.442
0.2324	1.4146	-4.1724	5.0376	-3.3906	-49.032	1.26	1.58	2.03	51.442
2.8297	7.8307	8.4033	14.0976	-3.4372	53.285	1.29	1.69	2.12	52.689
-3.5994	-10.8593	7.2008	0.8347	-15.2934	31.624	1.29	1.69	2.12	52.689
-6.3705	-18.6725	-5.3046	-4.399	-20.644	-20.387	1.29	1.69	2.12	52.689
0.3285	1.2796	-4.1022	4.9338	-3.3257	-48.307	1.29	1.69	2.12	52.689
2.3839	6.5416	5.891	10.7098	-1.7843	54.719	0.96	1.55	1.83	58.142
-2.4275	-6.2976	5.1944	1.1806	-9.9058	34.784	0.96	1.55	1.83	58.142
-4.5519	-13.3435	-3.3455	-3.4237	-14.4718	-18.637	0.96	1.55	1.83	58.142
0.4789	0.3807	-2.6489	3.0792	-2.2196	-44.469	0.96	1.55	1.83	58.142
-67.6821	-153.2526	23.7612	-61.5269	-159.4078	14.523	-8.07	-55.65	56.23	-98.252
-27.4527	-206.3158	25.7913	-23.8079	-209.9606	8.044	-8.07	-55.65	56.23	-98.252
22.7906	33.9092	-14.3683	43.7562	12.9436	-55.576	-8.07	-55.65	56.23	-98.252

Les valeurs maximales des moments fléchissant, pour les différents éléments sont illustrées par le tableau 5.12. Les résultats montrent que pour le réservoir à base flexible, les moments fléchissant diminuent dans le cas des poteaux

Tableau 5.12 : Moments fléchissant maximums en KN.m

Réservoir		Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane
Base	Vide	M ₂ = 33.2544 M ₃ =-16.9731	M ₂ =23.5313 M ₃ =-190.1181	M ₁₁ =497.1206 M ₂₂ =983.3188	M ₁₁ =109.5904 M ₂₂ =241.6762	M ₁₁ =2.0356 M ₂₂ =9.9077
	Plein	M ₂ =96.0291 M ₃ =41.1217	M ₂ =24.496 M ₃ =-430.3554	M ₁₁ =565.6464 M ₂₂ =1110.496	M ₁₁ =-276.6469 M ₂₂ =-551.4969	M ₁₁ =2.0356 M ₂₂ =9.9077
Base	Vide	M ₂ =-19.8332 M ₃ =1.9426	M ₂ =25.2166 M ₃ =-248.052	M ₁₁ =463.1427 M ₂₂ =842.2202	M ₁₁ =61.9012 M ₂₂ =306.7674	M ₁₁ =2.6816 M ₂₂ =20.156
	Plein	M ₂ =-22.3115 M ₃ =4.2019	M ₂ =26.0701 M ₃ =160.1261	M ₁₁ =537.8771 M ₂₂ =945.5713	M ₁₁ =-92.7612 M ₂₂ =-339.8408	M ₁₁ =2.7398 M ₂₂ =20.4934

5.4.2. Modélisation par la méthode directe.

La méthode de directe est utilisée, dans un second temps, pour tenir compte de l'effet de l'interaction avec le sol de fondation. Celle-ci consiste à modéliser la structure et le sol comme un système global. La géométrie du socle est définie conformément à la littérature (Bulletin des

laboratoires des ponts et chaussées, 1997). La profondeur H est égale est quatre (04) fois la hauteur du réservoir et la largeur est de deux fois la largeur de chaque extrémité (figure 5.7).

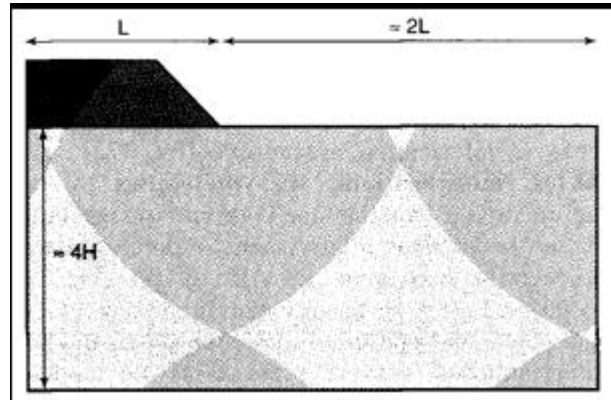


Figure 5.7 : Dimensions conseillées pour le maillage

Les caractéristiques du sol sont introduites pour la géométrie définie. Celles-ci sont tirées de la littérature (Livaoglu et al. 2007) et sont présentées dans le tableau 5.13

Tableau 5.13 : Propriétés du type de sol utilisé

Sol	Site	E	ν	G (KN/m ²)	γ (KN/m ²)
Ferme	S2	2000000	0.3	769230.769	20

5.4.2.1 Etapes de modélisation du sol

a1-Libération des nœuds

On sélectionne les nœuds à la base en dessinant une fenêtre dans le plan X-Y pour $Z=0$. Pour libérer les nœuds à la base, on utilise la commande suivante :

« Assign » → « Joint (nœuds) » → « Restraints »

On clique sur l'icône  qui représente No restraint (figure 5.8) :

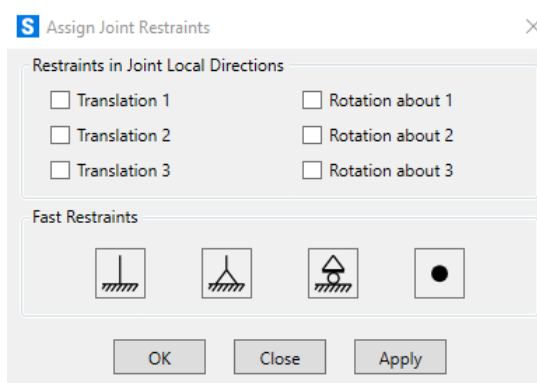


Figure 5.8 : Choix des conditions d'appuis

a2-Création du socle et introduction de ses propriétés

Pour créer l'élément sol, on sélectionne :

« **Define** » ➔ « **Soil profiles** » ➔ « **Add New Soil Profile** » ➔ « **Ok** »

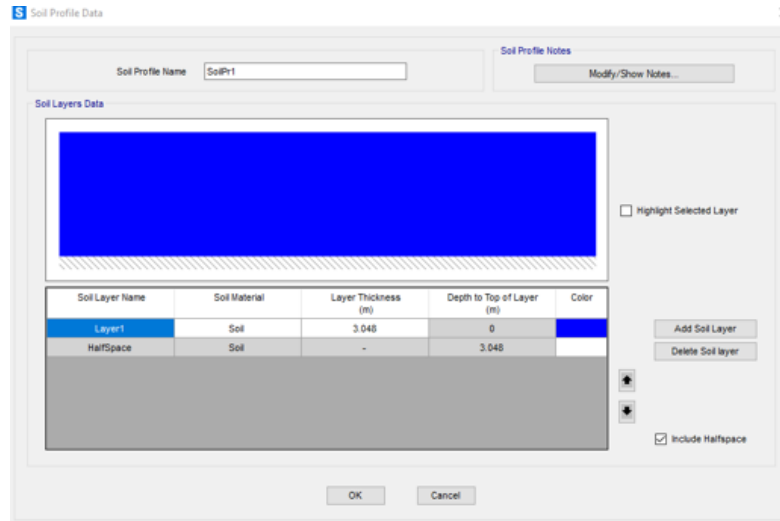


Figure 5.9 : Création de l'élément sol

Pour définir les propriétés du sol (poids volumique, le module de Young, Cohésion et angle ...etc.), On sélectionne :

« **Define** » ➔ « **Materials** » ➔ « **Soil** » ➔ « **Modify/Show Material** »

Les caractéristiques introduites sont illustrées dans la figure 5.10 :

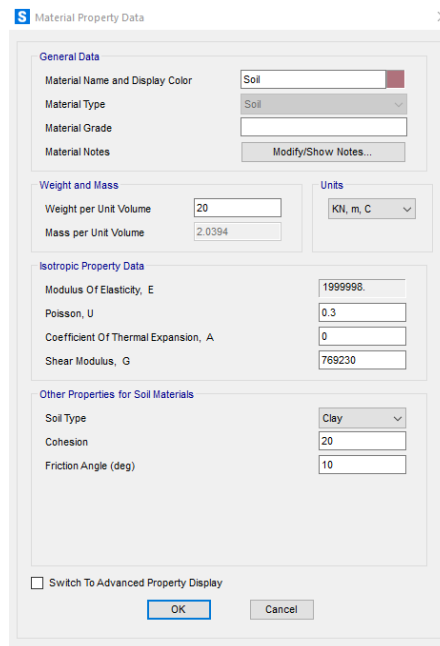


Figure 5.10: Introduction des propriétés du sol

a3- Définition de la géométrie du modèle

Pour spécifier les travées suivant X, Y, et la hauteur suivant Z de notre nouvelle modélisation, on sélectionne :

« **Define** » ➔ « **Coordinate Systems/Grids** » ➔ « **Modify/Show System** »

La figure 5.11 illustre les données de notre socle.

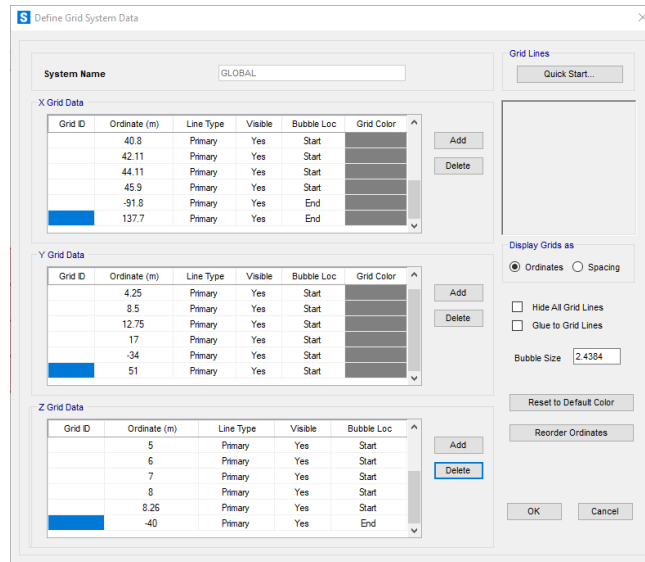


Figure 5.11: Introduction de la géométrie.

Deux vues (2D et 3D) de la géométrie de notre socle sont affichées comme l'illustre la figure 5.12.

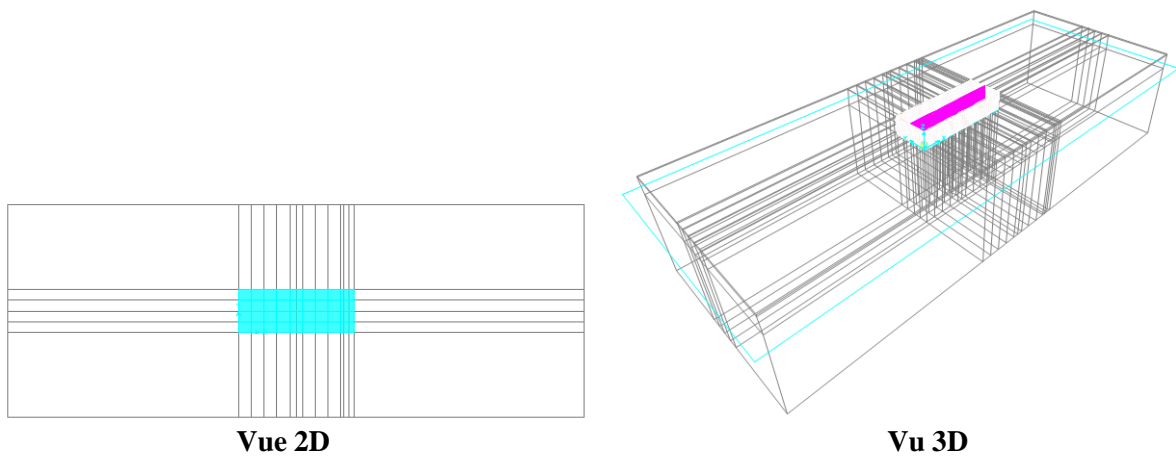


Figure 5.12: Modèle de base

a4-Définition de la section du sol et de l'élément solide

Pour la définition du sol, nous devons passer par deux étapes, en premier lieu nous créons une surface dont le poids est négligé, en second lieu nous créons l'élément solide.

➤ Pour définir section sol, on sélectionne.

« Define » → « Section Properties » → « Area Sections » → « Add New Section »

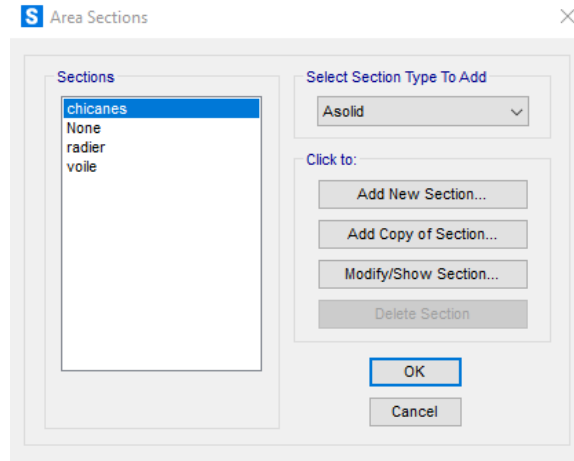


Figure 5.13 : Choix du type de section

La figure 5.14 suivante apparaît, on précise section le nom dans « Section Name », le type du matériau dans « Material »

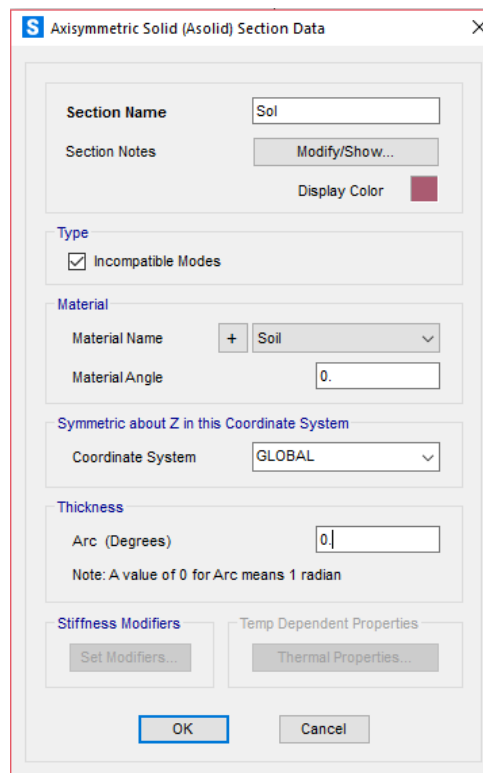


Figure 5.14 : Définition de la section du sol.

➤ Pour définir l'élément solide, on sélectionne

« Define » ➡ « Section Properties » ➡ « Solid Properties » ➡ « Add New Property »

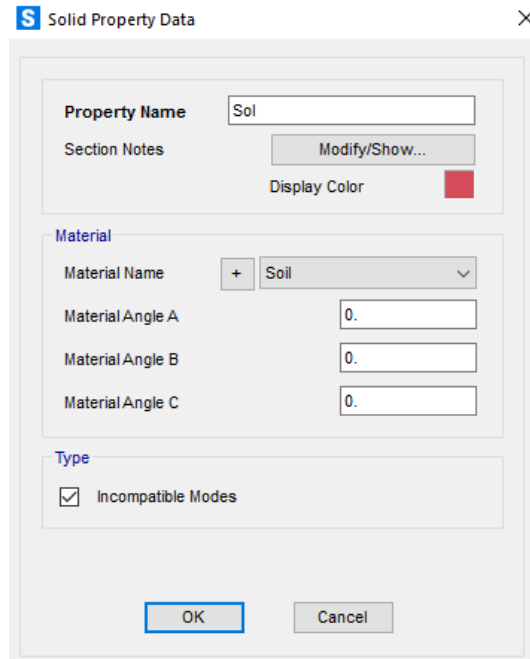


Figure 5.15 : Définition de l'élément solide.

a5- Affectation du sol

Pour affecter les propriétés du sol, on présente la structure du sol dans le plan XY sur l'une des vues du modèle affichées (3D et 2D) sur écran, on sélectionne :

« Draw » ➡ « Draw Rectangular Area  »

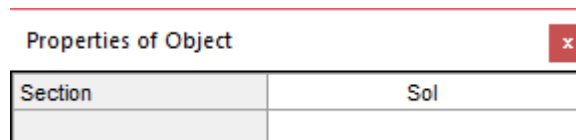


Figure 5.16 : Choix du sol.

On dessine le sol, tel que l'illustre la figure 5.17 :

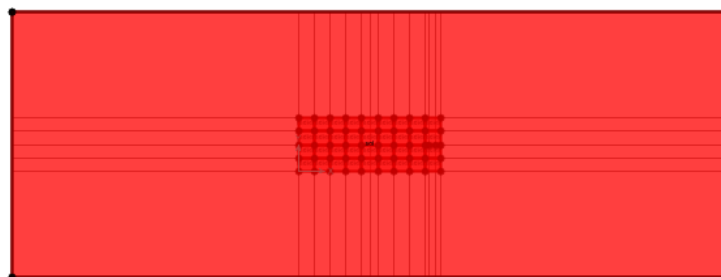


Figure 5.17 : Affectation de la section sol

On sélectionne la section créée ensuite on sélectionne :

« **Extrude** » → « **areas to solids** ».

Une fenêtre apparaît qui permet de d'introduire les dimensions du solide.

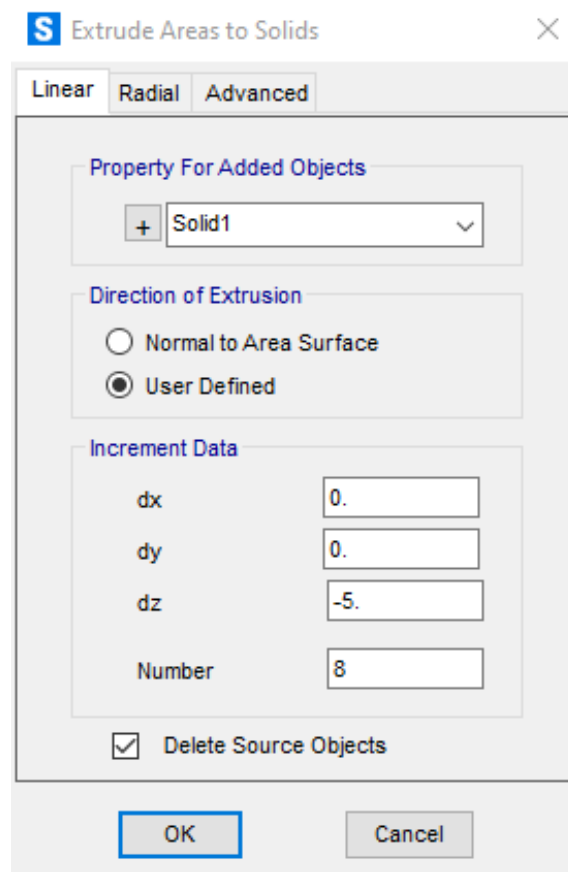


Figure 5.18 : Création de l'élément solide

NB : Il faut s'assurer d'avoir coché la case « Delete Source Objects », le cas contraire l'analyse ne peut pas s'effectuer.

a6-Maillage de l'élément solide

Pour le maillage de l'élément solide on sélectionne :

« **Select** » → « **Select** » → « **Properties** » → « **Solid Properties** »
« **Select** » → « **Apply** »

Une fenêtre apparaît comme le montre la figure 5.19

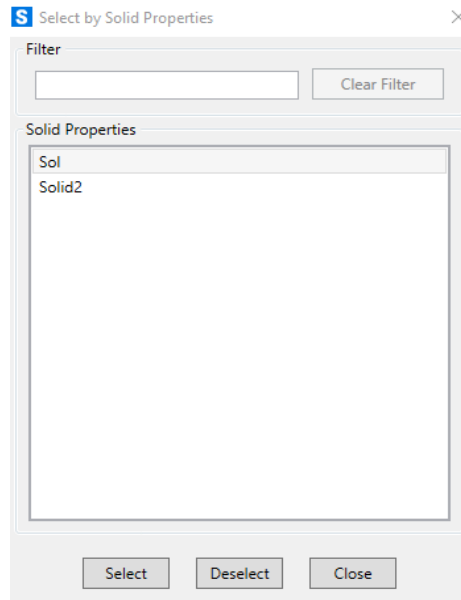


Figure 5.19 : Outil de sélection

Après avoir sélectionné le solide, on maille en sélectionnant :

« Edit » → « Divide solids » → « Apply » → « Ok »

La fenêtre suivante apparaît figure (5.20) afin de diviser le solide selon X, Y et Z.

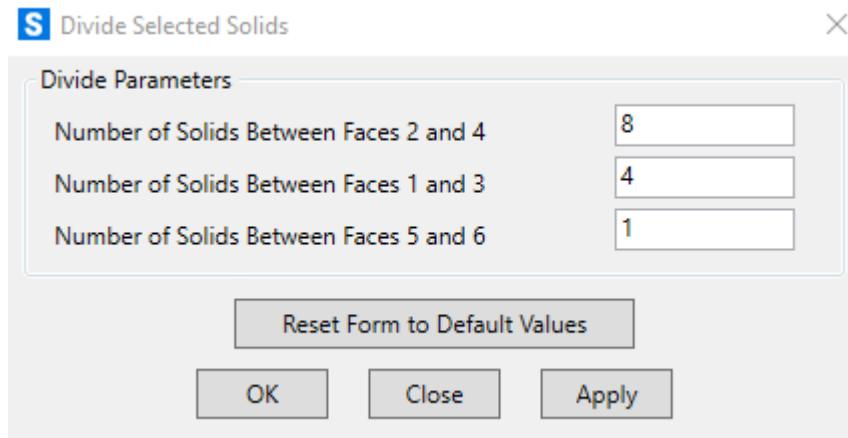


Figure 5.20 : Maillage de l'élément.

a7-Introduction des conditions d'appuis

On affiche notre structure sur le plan X Z comme le montre la figure (5.21) :

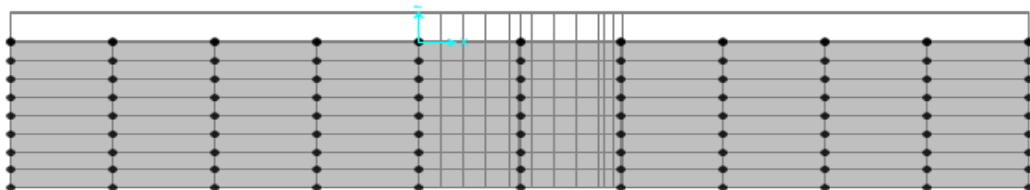


Figure 5.21: Plan X Z.

- On sélectionne tous les nœuds de cette façade ainsi que ceux de la façade opposée puis on les bloque selon U2 (figure 5.22)

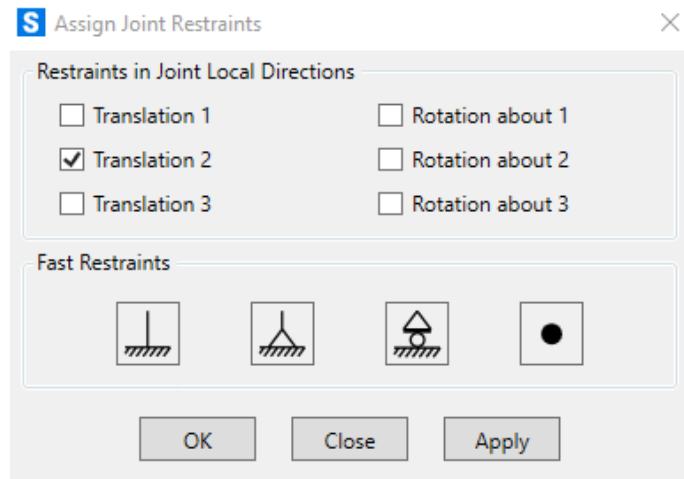


Figure 5.22: Blocage selon U2.

On affiche les nœuds du plan YZ tel qu'il est montré dans la figure (5.23)

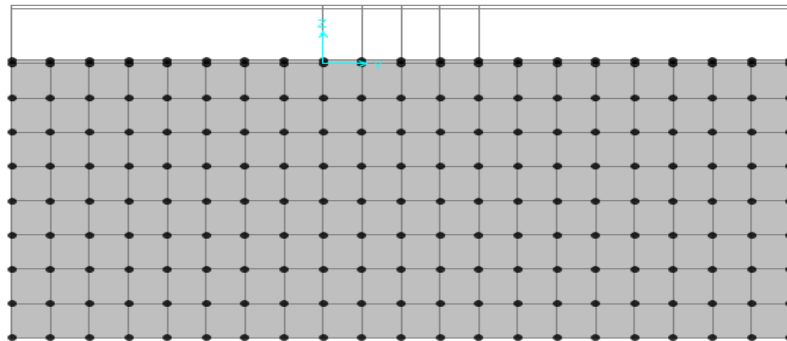


Figure 5.23 : Plan Y Z.

- On sélectionne de la même manière que l'étape précédente pour le blocage au niveau d'U1 comme (figure 5.24)

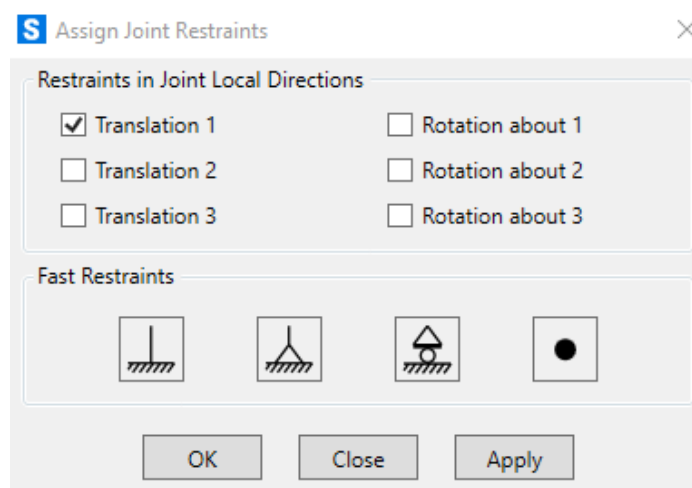
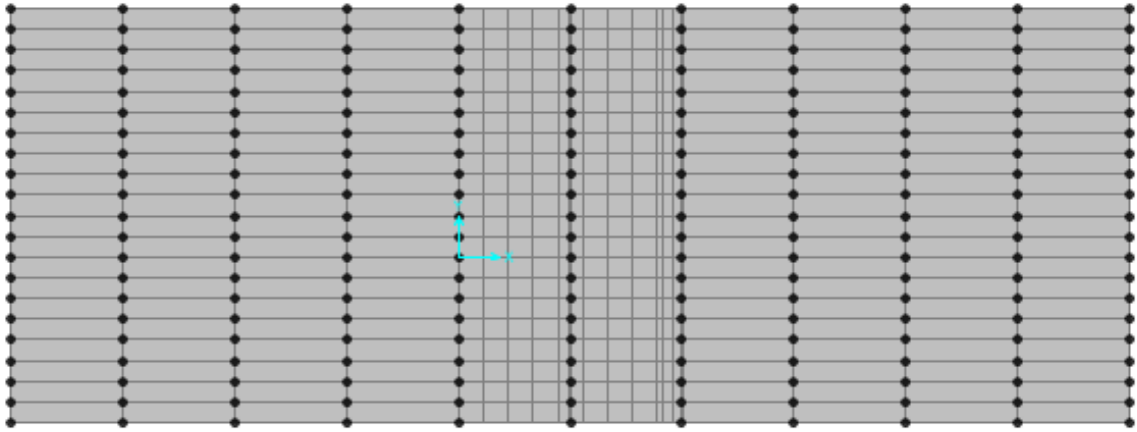
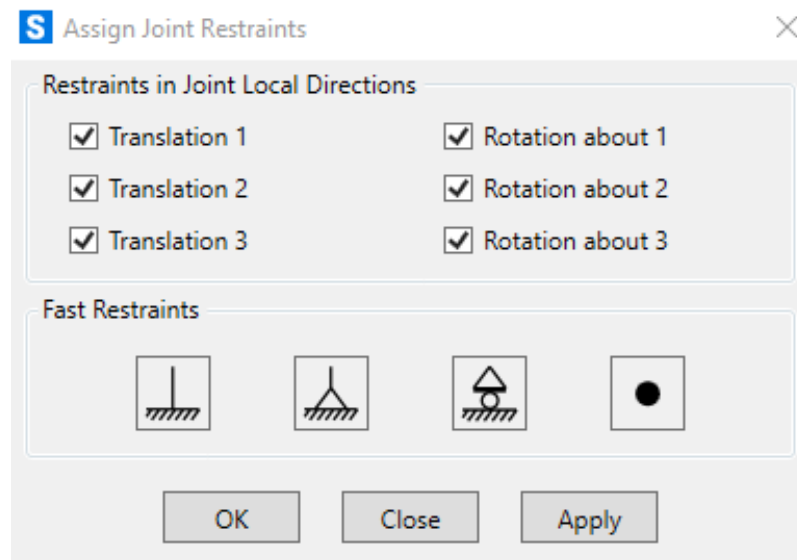


Figure 5.24 : Blocage selon U1.

On affiche la structure sur le plan X Y figure 5.25:

**Figure 5.25 : Plan X Y.**

On sélectionne tous les nœuds de la base en bloquant tous les degrés de libertés comme le montre la figure (5.26).

**Figure 5.26 : Encastrement parfait.**

La structure modélisée est représentée par la figure 5.27 :

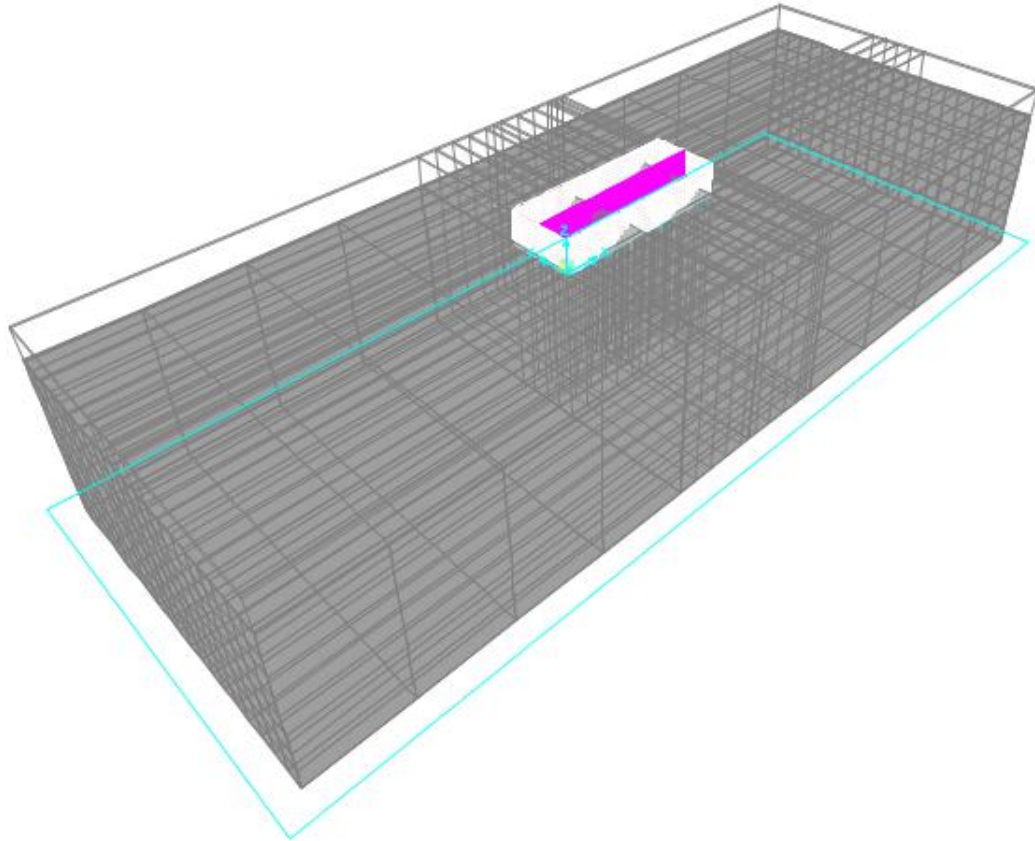


Figure 5.27: Modélisation sur SAP 2000 du réservoir 5000 m³

5.4.2.2. Résultats et interprétation

a1- Période fondamentale

Le tableau 5.13 illustre les résultats des périodes du réservoir, avec base flexible (sous structure). La période fondamentale obtenue pour le réservoir à base flexible $T= 0. 229326$ s.

Tableau 5.13 : Table des périodes et des fréquences

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.229326	4.360601493	27.39846723	750.6760067
MODAL	Mode	2	0.186736	5.355160576	33.64746625	1132.151985
MODAL	Mode	3	0.176851	5.654493328	35.5282294	1262.255084
MODAL	Mode	4	0.173744	5.755602559	36.16351743	1307.799993
MODAL	Mode	5	0.161495	6.192142251	38.90637721	1513.706188
MODAL	Mode	6	0.156807	6.37727402	40.06959442	1605.572397
MODAL	Mode	7	0.154679	6.464989351	40.6207261	1650.043389
MODAL	Mode	8	0.149224	6.701324026	42.10566066	1772.886659
MODAL	Mode	9	0.148618	6.728673403	42.27750186	1787.387164
MODAL	Mode	10	0.14856	6.731307681	42.29405352	1788.786963
MODAL	Mode	11	0.14851	6.733546141	42.30811818	1789.976864
MODAL	Mode	12	0.147945	6.759252055	42.4696332	1803.669744

La comparaison des résultats des périodes fondamentales du réservoir est illustrée par l'histogramme de la figure 5.46, pour les trois conditions aux limites considérées (base encastree, base flexible avec ressort et base flexible avec socle). Nous constatons que la période de la structure à base flexible (ressort) a augmenté de **12.5%** et celle de la structure à base flexible (sous structure) a augmenté de **175 %**, par rapport à la base encastree.

Cette dernière modélisation a rendu la structure plus souple comme si le socle rocheux de fond est assimilé à un support supportant l'ouvrage au-dessus. Toutefois, les valeurs de la période fondamentale restent toujours inférieures à 0.5s.

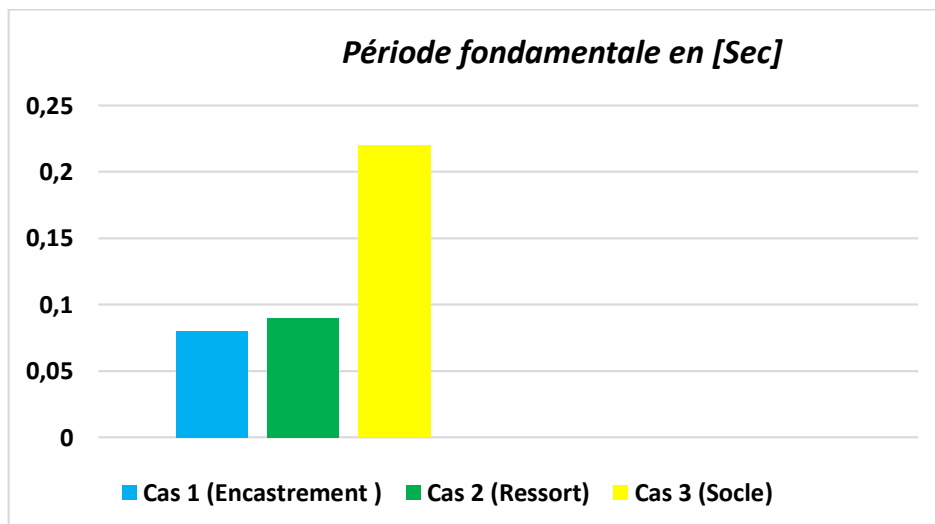


Figure 5.28 : Comparaison des résultats de périodes fondamentales

a2- Déplacements

➤ Déplacement au sommet

Un extrait des résultats des déplacements au sommet obtenus, pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 5.14, pour les deux cas du réservoir plein et vide.

Tableau 5.14 : Extrait déplacement au sommet

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
402	C1 vide	Combination		5.453E-08	-0.000413	-0.009414	-0.000047	-3.376E-07	-5.841E-09
402	C2 vide	Combination		3.095E-08	-0.000401	-0.009385	-0.000043	-3.341E-07	-4.784E-09
402	C3 vide	Combination		-1.62E-08	-0.000203	-0.006898	-0.000035	-2.399E-07	-6.9E-09
402	C1 plein	Combination		0.000003382	-0.000413	-0.010302	-0.000047	-8.078E-07	-5.847E-09
402	C2 plein	Combination		0.000002915	-0.000401	-0.010154	-0.000043	-7.417E-07	-4.789E-09
402	C4 vide	Combination	Max	0.000519	-0.000278	-0.006953	-0.00003	5.456E-07	-1.882E-09
402	C4 vide	Combination	Min	-0.000519	-0.00032	-0.006954	-0.000036	-0.000001041	-5.596E-09
402	C4 plein	Combination	Max	0.000521	-0.000278	-0.007544	-0.00003	0.000000189	-1.886E-09
402	C4 plein	Combination	Min	-0.000516	-0.00032	-0.007544	-0.000036	-0.000001398	-5.6E-09
402	C5 vide	Combination		2.444E-08	-0.000282	-0.006954	-0.000044	-2.478E-07	-8.07E-09
402	C5 plein	Combination		0.000002243	-0.000282	-0.007546	-0.000044	-5.613E-07	-8.074E-09
402	C6 vide	Combination		3.988E-08	-0.000299	-0.006972	-0.000033	-2.497E-07	-3.739E-09
402	C6 plein	Combination		0.000002258	-0.000299	-0.007564	-0.000033	-5.632E-07	-3.743E-09

Les déplacements maximums suivant la direction X et la direction Y sont donnés dans les tableaux 5.15 et 5.16, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 5.15 : Déplacement DX en mm

Réservoir		Vide	Plein
Base encastrée		-0.025	0.081
Base flexible	Ressort	0.011	0.026
	Socle rocheux	0.519	0.521

Tableau 5.16 : Déplacement DY en mm

Réservoir		Vide	Plein
Base encastrée		-0.219	-0.219
Base flexible	Ressort	-0.383	-0.405
	Socle rocheux	-0.413	-0.413

La comparaison des déplacements aux sommets est illustrée par l'histogramme de la figure 5.29

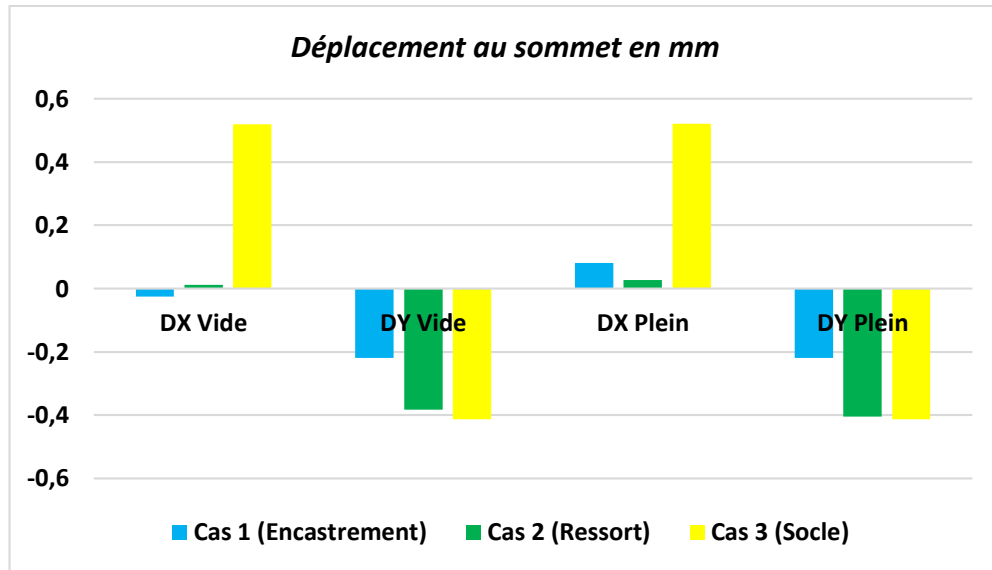


Figure 5.29 : Comparaison des résultats de déplacements au sommet

On constate une augmentation de la valeur du déplacement pour la structure à base flexible. Cette augmentation est de 2176 % et 88.58 % déplacement selon X et Y respectivement pour le réservoir vide par rapport au déplacement obtenu avec une base encastree et une augmentation de 543.21 % et 88.58 % déplacement selon X et Y respectivement pour le réservoir plein. Ceci confirme que le socle agit comme un support souple amplifiant les déplacements. Ce phénomène est rencontré dans les réservoirs surélevés.

➤ Déplacement à la base

Un extrait des résultats des déplacements à la base obtenus, pour les différentes combinaisons de charges considérées, sont illustrés dans le tableau 5.17, pour les deux cas de figure :

Tableau 5.17 : Déplacement à la base

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	C1 vide	Combination		0.000002224	-0.000116	-0.008587	0.000023	0.000004187	5.744E-07
1	C2 vide	Combination		0.000001886	-0.000112	-0.008582	0.000022	0.000004211	0.00000053
1	C3 vide	Combination		-3.623E-07	-0.000062	-0.006341	0.000013	0.000003402	1.984E-07
1	C1 plein	Combination		-0.000061	-0.000126	-0.009006	0.000606	0.000017	-0.000001848
1	C2 plein	Combination		-0.000053	-0.00012	-0.008945	0.000527	0.000015	-0.000001569
1	C4 vide	Combination	Max	0.000503	-0.000069	-0.006325	0.00002	0.000003677	4.692E-07
1	C4 vide	Combination	Min	-0.0005	-0.000099	-0.006391	0.000013	0.000002539	3.309E-07
1	C4 plein	Combination	Max	0.000449	-0.00008	-0.006607	0.000528	0.000012	-0.000001771
1	C4 plein	Combination	Min	-0.000554	-0.00011	-0.006672	0.00052	0.000011	-0.000001909
1	C5 vide	Combination		0.000001465	-0.000084	-0.006358	0.000017	0.000003108	4.001E-07
1	C5 plein	Combination		-0.000041	-0.00009	-0.006637	0.000405	0.000011	-0.000001215
1	C6 vide	Combination		0.000001437	-0.000084	-0.006359	0.000017	0.000003144	4.042E-07
1	C6 plein	Combination		-0.000041	-0.00009	-0.006638	0.000405	0.000011	-0.000001211
2	C1 vide	Combination		-0.000001026	-0.000116	-0.008585	0.000023	-0.000017	0.000005339
2	C2 vide	Combination		-7.431E-07	-0.000112	-0.00858	0.000022	-0.000017	0.000005146

Le déplacement maximal des nœuds à la base du réservoir (vide et plein) illustré par les tableaux ci-dessous :

Tableau 5.18: Déplacement DX en mm

Réservoir		Vide	Plein
Base encastrée		0.086	0.269
Base flexible	Ressort	-0.043	0.066
	Socle rocheux	0.513	-0.572
S _{iss} / S		5.97	2.13

Tableau 5.19 : Déplacement DY

Réservoir		Vide	Plein
Base encastrée		0.006933	0.022
Base flexible	Ressort	-0.078	-0.08411
	Socle rocheux	-0.25	-0.191

Tableau 5.20 : Déplacement DZ

Réservoir		Vide	Plein
Base encastrée		1.833	-5.537
Base flexible	Ressort	-0.385	-0.582
	Socle rocheux	-8.744	-9.658

On constate une augmentation de la valeur du déplacement à la base pour la structure à base flexible par rapport à la structure à base encastrée. Cette augmentation est de 496.51 % ,3705.94 % et 577.03% selon X, Y et Z respectivement pour le réservoir vide et de l'ordre de 312.64 %, 968.18 % et 74.42 % selon X, Y et Z respectivement, pour le réservoir plein.

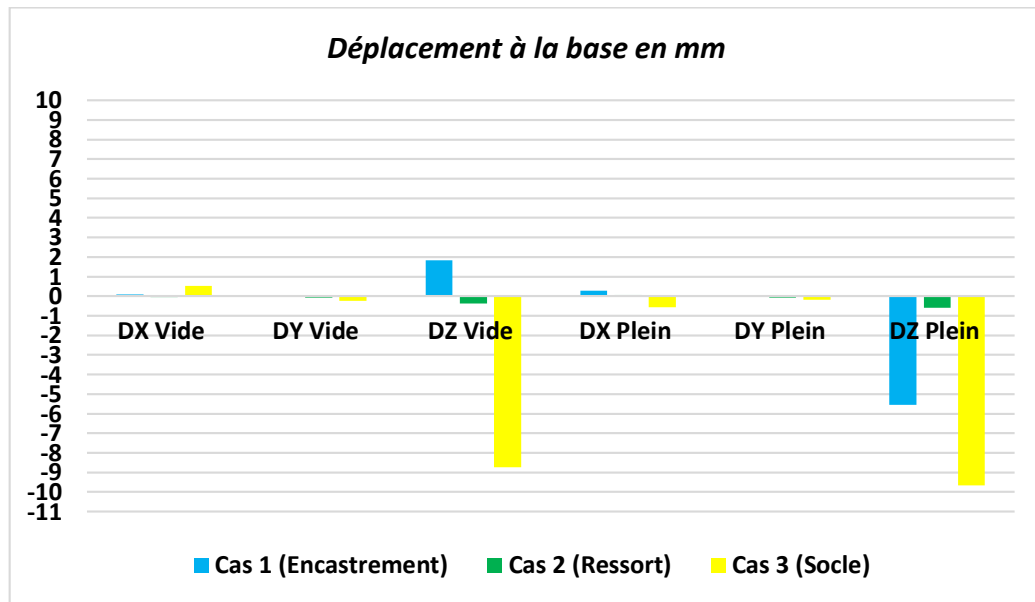


Figure 5.30 : Comparaison des résultats de déplacements à la base
a3- Effort tranchant

Un extrait des résultats des efforts tranchant à la base, pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.21, pour le réservoir vide et le réservoir plein.

Tableau 5.21 : Extrait des efforts tranchant.

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 vide	Combination		-384.632	-0.237	-0.947	-0.0095	-4.7438	-0.911	15-1	0
15	4.25	C1 vide	Combination		-348.772	-0.237	-0.947	-0.0095	-0.7175	0.0944	15-1	4.25
15	8.5	C1 vide	Combination		-312.913	-0.237	-0.947	-0.0095	3.3088	1.0997	15-1	8.5
15	0	C2 vide	Combination		-373.236	-0.23	-0.913	-0.0087	-4.5736	-0.8913	15-1	0
15	4.25	C2 vide	Combination		-337.377	-0.23	-0.913	-0.0087	-0.6934	0.0881	15-1	4.25
15	8.5	C2 vide	Combination		-301.518	-0.23	-0.913	-0.0087	3.1869	1.0676	15-1	8.5
15	0	C3 vide	Combination		-256.249	-0.164	-0.508	-0.003	-2.585	-0.6405	15-1	0
15	4.25	C3 vide	Combination		-229.687	-0.164	-0.508	-0.003	-0.4265	0.0562	15-1	4.25
15	8.5	C3 vide	Combination		-203.124	-0.164	-0.508	-0.003	1.7319	0.7529	15-1	8.5
15	0	C2 plein	Combination		-412.094	0.057	-0.766	-0.0012	-9.8374	-0.4797	15-1	0
15	4.25	C2 plein	Combination		-376.234	0.057	-0.766	-0.0012	-6.5818	-0.7217	15-1	4.25
15	8.5	C2 plein	Combination		-340.375	0.057	-0.766	-0.0012	-3.3263	-0.9637	15-1	8.5
15	0	C4 vide	Combination	Max	-277.024	-0.166	-0.68	-0.006	-3.4027	-0.6131	15-1	0
15	4.25	C4 vide	Combination	Max	-250.462	-0.166	-0.68	-0.006	-0.511	0.0917	15-1	4.25
15	8.5	C4 vide	Combination	Max	-223.899	-0.166	-0.68	-0.006	2.3978	0.7974	15-1	8.5

Nous tenons les valeurs maximal de l'effort tranchant pour les différents éléments tel quelles sont illustrées par le tableau 5.22 :

Tableau 5.22 : Effort tranchant maximal.

Réservoir		Poteaux	Poutres
Base encastrée	Vide	V ₂ = -3.829 V ₃ =7.485	V ₂ =148.836 V ₃ =26.577
	Plein	V ₂ =8.648 V ₃ =20.543	V ₂ =-316.991 V ₃ =-35.006
Base flexible	Ressort	Vide	V ₂ =0.251 V ₃ =2.028
		Plein	V ₂ =-0.512 V ₃ =2.215
	Socle rocheux	Vide	V ₂ =0.364 V ₃ =2.079
		Plein	V ₂ =-0.778 V ₃ =1.089

➤ Poteaux

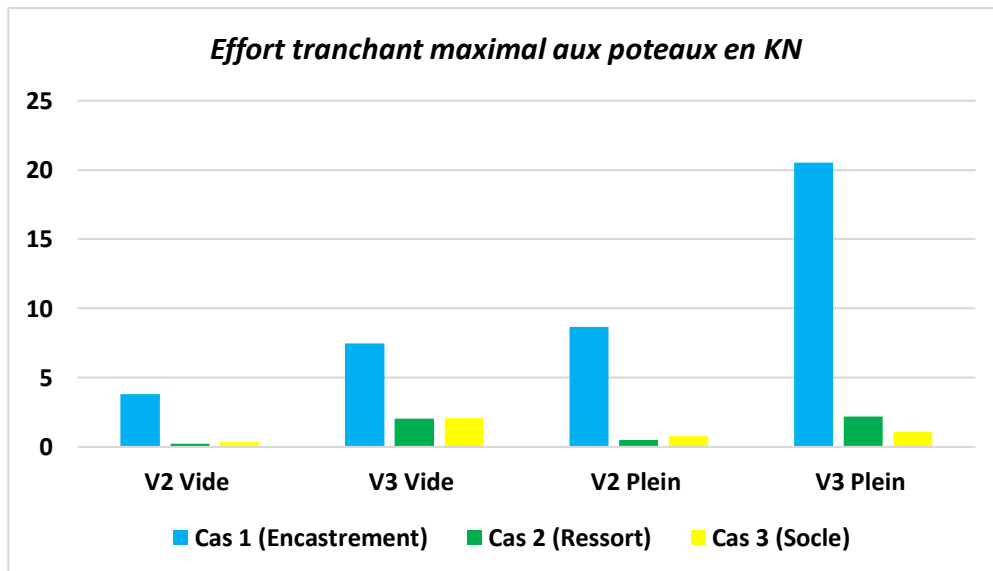


Figure 5.31 : Comparaison des résultats de l'effort tranchant aux poteaux

➤ Poutres

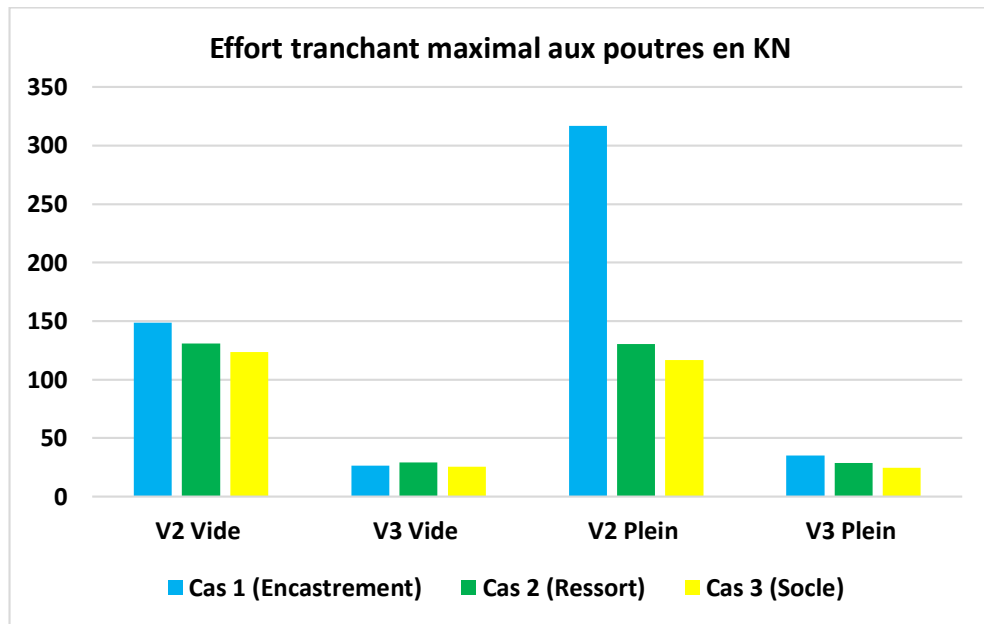


Figure 5.32 : Comparaison des résultats de l'effort tranchant aux poutres

La comparaison des résultats des efforts tranchants illustrés par les figures 5.31 et 5.32, montre que la condition d'encastrement à la base pénalise les efforts tranchants.

a4. Effort normal

Un extrait des résultats des efforts normaux, pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.23, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 5.23 : Extrait des efforts normaux

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 vide	Combination		-384.632	-0.237	-0.947	-0.0095	-4.7438	-0.911	15-1	0
15	4.25	C1 vide	Combination		-348.772	-0.237	-0.947	-0.0095	-0.7175	0.0944	15-1	4.25
15	8.5	C1 vide	Combination		-312.913	-0.237	-0.947	-0.0095	3.3088	1.0997	15-1	8.5
15	0	C2 vide	Combination		-373.236	-0.23	-0.913	-0.0087	-4.5736	-0.8913	15-1	0
15	4.25	C2 vide	Combination		-337.377	-0.23	-0.913	-0.0087	-0.6934	0.0881	15-1	4.25
15	8.5	C2 vide	Combination		-301.518	-0.23	-0.913	-0.0087	3.1869	1.0676	15-1	8.5
15	0	C3 vide	Combination		-256.249	-0.164	-0.508	-0.003	-2.585	-0.6405	15-1	0
15	4.25	C3 vide	Combination		-229.687	-0.164	-0.508	-0.003	-0.4265	0.0562	15-1	4.25
15	8.5	C3 vide	Combination		-203.124	-0.164	-0.508	-0.003	1.7319	0.7529	15-1	8.5
15	0	C2 plein	Combination		-412.094	0.057	-0.766	-0.0012	-9.8374	-0.4797	15-1	0
15	4.25	C2 plein	Combination		-376.234	0.057	-0.766	-0.0012	-6.5818	-0.7217	15-1	4.25
15	8.5	C2 plein	Combination		-340.375	0.057	-0.766	-0.0012	-3.3263	-0.9637	15-1	8.5
15	0	C4 vide	Combination	Max	-277.024	-0.166	-0.68	-0.006	-3.4027	-0.6131	15-1	0
15	4.25	C4 vide	Combination	Max	-250.462	-0.166	-0.68	-0.006	-0.511	0.0917	15-1	4.25
15	8.5	C4 vide	Combination	Max	-223.899	-0.166	-0.68	-0.006	2.3978	0.7974	15-1	8.5

Nous tenons les valeurs maximales de l'effort normal pour les différents éléments tel quelles sont illustrées par le tableau 5.24 :

Tableau 5.24 : Effort normal maximal en KN

Réservoir		Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane	
Base encastree	Vide	P=-421.069	P=171.403	F ₁₁ =-1061.9 F ₂₂ =-1224.88	F ₁₁ =324.45 F ₂₂ =64.84	F ₁₁ =-617.82 F ₂₂ =-787.87	
	Plein	P=414.72	P=-338.36	F ₁₁ =-2440.85 F ₂₂ =-4019.24	F ₁₁ =-1046.04 F ₂₂ =-209.21	F ₁₁ =1790.82 F ₂₂ =-2333.74	
Base flexible	Ressort	Vide	P=-400.283	P=-99.066	F ₁₁ =-1246.45 F ₂₂ =-1610.77	F ₁₁ =-73.37 F ₂₂ =-183.52	F ₁₁ =78.44 F ₂₂ =-376.33
		Plein	P= -466.331	P=163.322	F ₁₁ = -1711.34 F ₂₂ =-1803.82	F ₁₁ =172.87 F ₂₂ =194.18	F ₁₁ =581.67 F ₂₂ =-400
	Socle rocheux	Vide	P= -396.889	P= -87.862	F ₁₁ =-1192.31 F ₂₂ =-1067.89	F ₁₁ =-50.35 F ₂₂ =-243.13	F ₁₁ =-76.29 F ₂₂ = -270.17
		Plein	P= -449.204	P=-86.641	F ₁₁ =-2316.38 F ₂₂ =-1457.2	F ₁₁ =82.16 F ₂₂ = 118.19	F ₁₁ =485.22 F ₂₂ = 654.38

➤ Poteaux

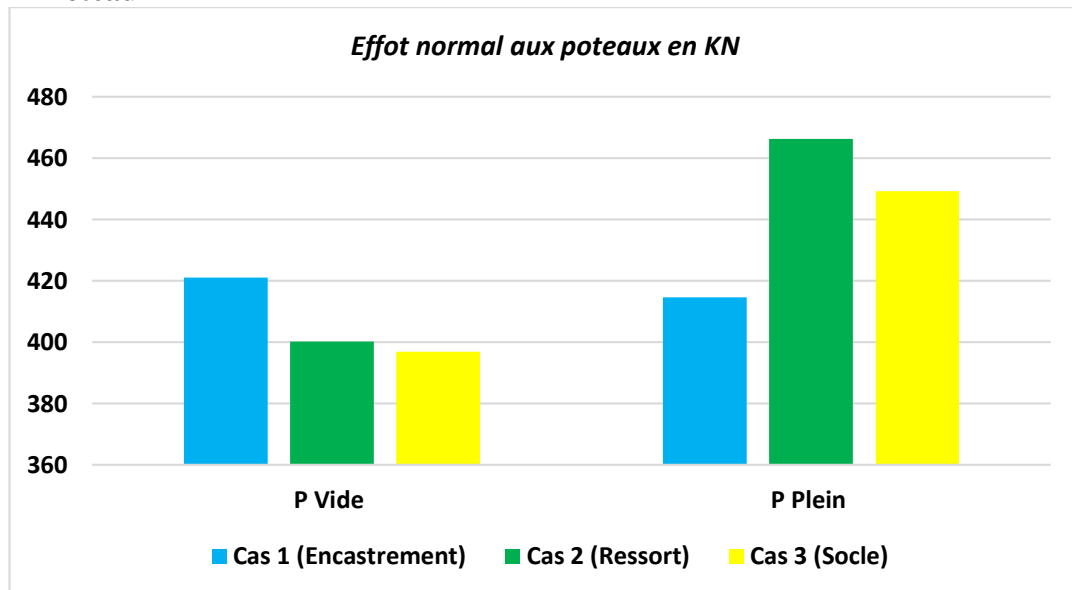


Figure 5.33 : Comparaison des résultats de l'effort normal aux poteaux

➤ Poutres

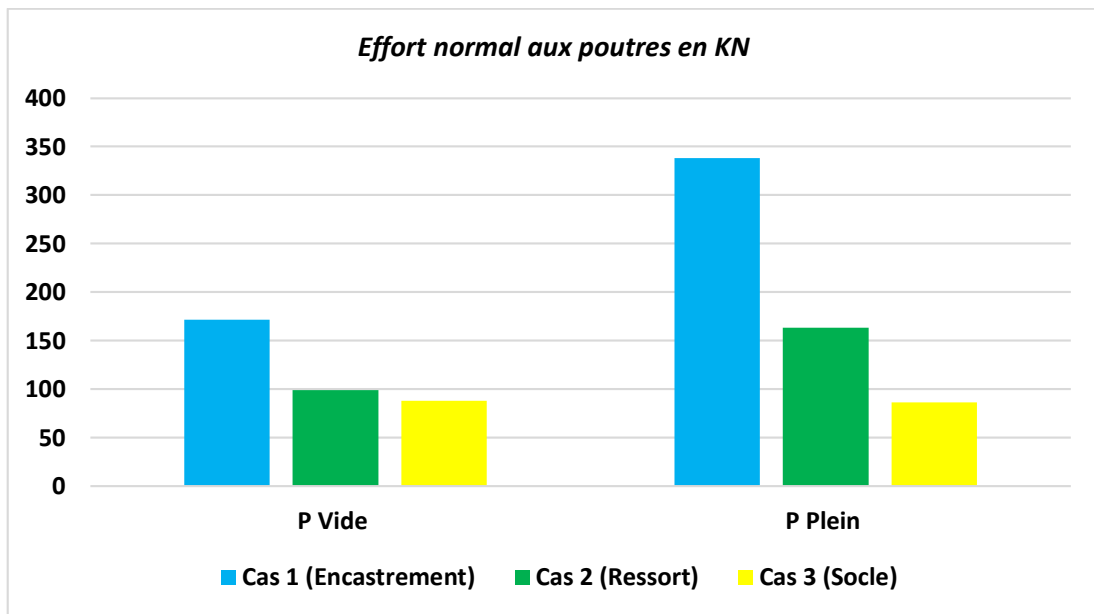


Figure 5.34 : Comparaison des résultats de l'effort normal aux poutres

➤ Voile

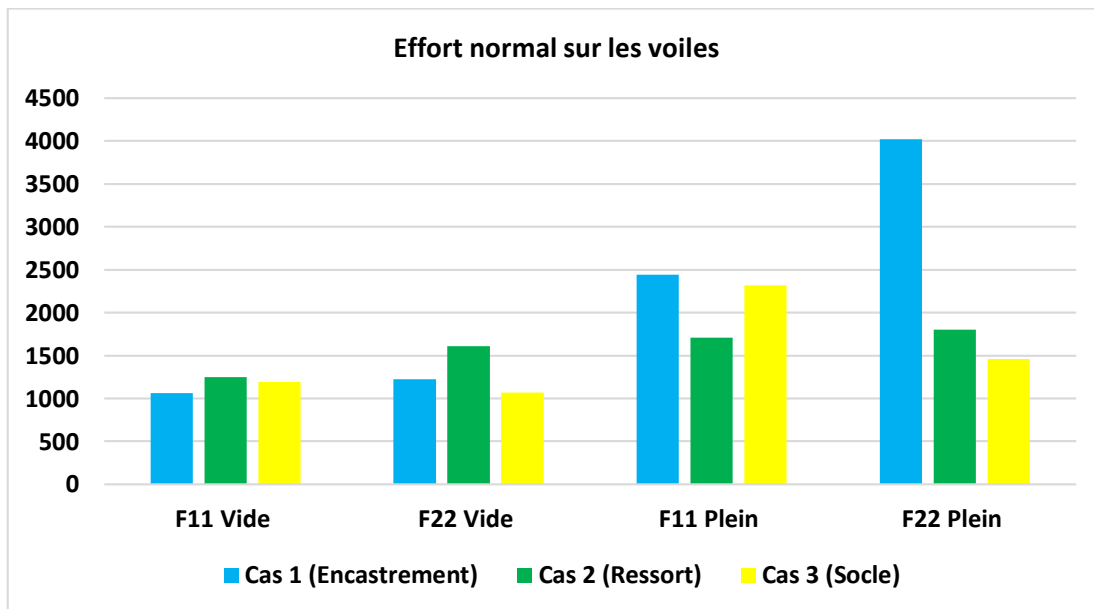


Figure 5.35 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur les voiles

➤ Radier

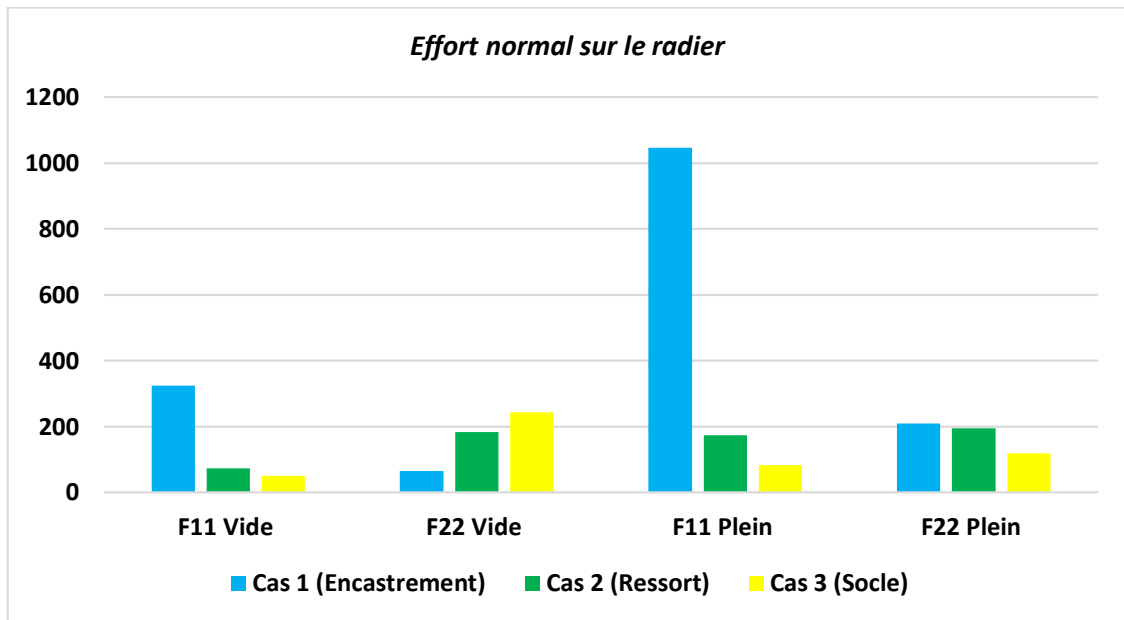


Figure 5.36 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur le radier

➤ Chicane

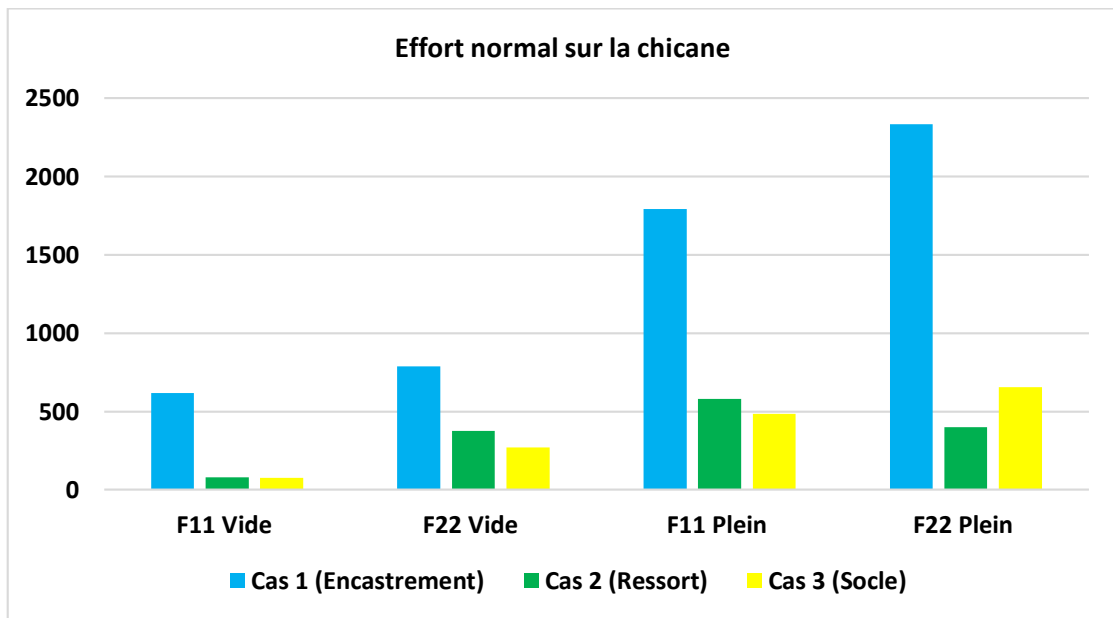


Figure 5.37 : Comparaison des résultats de l'effort normal sur la chicane

La comparaison des résultats des efforts normaux (figures 5.33 à 5.37), montre que la condition d'encastrement à la base pénalise les efforts normaux.

5. Moment fléchissant

Les résultats des moments fléchissant pour les différentes combinaisons de charges considérées sont illustrés par le tableau 5.25, pour le réservoir vide et plein.

Tableau 5.25 : Moment fléchissant

TABLE: Element Forces - Frames												
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
15	0	C1 vide	Combination		-384.632	-0.237	-0.947	-0.0095	-4.7438	-0.911	15-1	0
15	4.25	C1 vide	Combination		-348.772	-0.237	-0.947	-0.0095	-0.7175	0.0944	15-1	4.25
15	8.5	C1 vide	Combination		-312.913	-0.237	-0.947	-0.0095	3.3088	1.0997	15-1	8.5
15	0	C2 vide	Combination		-373.236	-0.23	-0.913	-0.0087	-4.5736	-0.8913	15-1	0
15	4.25	C2 vide	Combination		-337.377	-0.23	-0.913	-0.0087	-0.6934	0.0881	15-1	4.25
15	8.5	C2 vide	Combination		-301.518	-0.23	-0.913	-0.0087	3.1869	1.0676	15-1	8.5
15	0	C3 vide	Combination		-256.249	-0.164	-0.508	-0.003	-2.585	-0.6405	15-1	0
15	4.25	C3 vide	Combination		-229.687	-0.164	-0.508	-0.003	-0.4265	0.0562	15-1	4.25
15	8.5	C3 vide	Combination		-203.124	-0.164	-0.508	-0.003	1.7319	0.7529	15-1	8.5
15	0	C2 plein	Combination		-412.094	0.057	-0.766	-0.0012	-9.8374	-0.4797	15-1	0
15	4.25	C2 plein	Combination		-376.234	0.057	-0.766	-0.0012	-6.5818	-0.7217	15-1	4.25
15	8.5	C2 plein	Combination		-340.375	0.057	-0.766	-0.0012	-3.3263	-0.9637	15-1	8.5
15	0	C4 vide	Combination	Max	-277.024	-0.166	-0.68	-0.006	-3.4027	-0.6131	15-1	0
15	4.25	C4 vide	Combination	Max	-250.462	-0.166	-0.68	-0.006	-0.511	0.0917	15-1	4.25
15	8.5	C4 vide	Combination	Max	-223.899	-0.166	-0.68	-0.006	2.3978	0.7974	15-1	8.5

Nous tenons les valeurs maximal du moment fléchissant pour les différents éléments tel quelles sont illustrées par le tableau 5.26 :

Tableau 5.27 : Moment fléchissant maximal en KN.m

Réservoir		Poteaux	Poutres	Voile	Radier	Chicane	
Base encastrée	Vide	M ₂ = 33.2544 M ₃ =-16.9731	M ₂ =23.5313 M ₃ =190.1181	M ₁₁ =497.1206 M ₂₂ =983.3188	M ₁₁ =109.5904 M ₂₂ =241.6762	M ₁₁ =2.0356 M ₂₂ =9.9077	
	Plein	M ₂ =96.0291 M ₃ =41.1217	M ₂ =24.496 M ₃ =-430.3554	M ₁₁ =565.6464 M ₂₂ =1110.4967	M ₁₁ =-276.6469 M ₂₂ =-551.4969	M ₁₁ =2.0356 M ₂₂ =9.9077	
Base flexible	Ressort	Vide	M ₂ =-19.8332 M ₃ =1.9426	M ₂ =25.2166 M ₃ =-248.052	M ₁₁ =463.1427 M ₂₂ =842.2202	M ₁₁ =61.9012 M ₂₂ =306.7674	M ₁₁ =2.6816 M ₂₂ =20.156
		Plein	M ₂ =-22.3115 M ₃ =-4.2019	M ₂ =26.0701 M ₃ =160.1261	M ₁₁ =537.8771 M ₂₂ =945.5713	M ₁₁ =-92.7612 M ₂₂ =-339.8408	M ₁₁ =2.7398 M ₂₂ =20.4934
	Socle rocheux	Vide	M ₂ =-18.877 M ₃ =1.7816	M ₂ =21.615 M ₃ =-222.5721	M ₁₁ =204.7045 M ₂₂ =410.1309	M ₁₁ =67.4917 M ₂₂ =332.8147	M ₁₁ =2.1227 M ₂₂ =4.994
		Plein	M ₂ =-15.1589 M ₃ =3.1101	M ₂ =21.96 M ₃ =122.9347	M ₁₁ =316.7321 M ₂₂ =482.5972	M ₁₁ =-75.119 M ₂₂ =-374.3659	M ₁₁ =2.1227 M ₂₂ =-4.994

➤ Poteaux

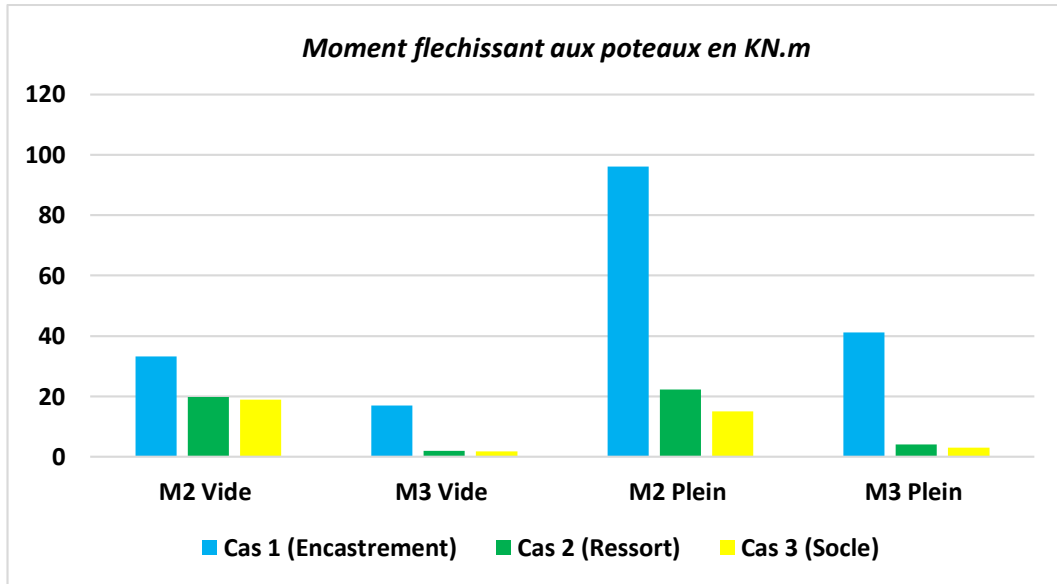


Figure 5.38 : Comparaison des résultats du moment fléchissant aux poteaux

➤ Poutres

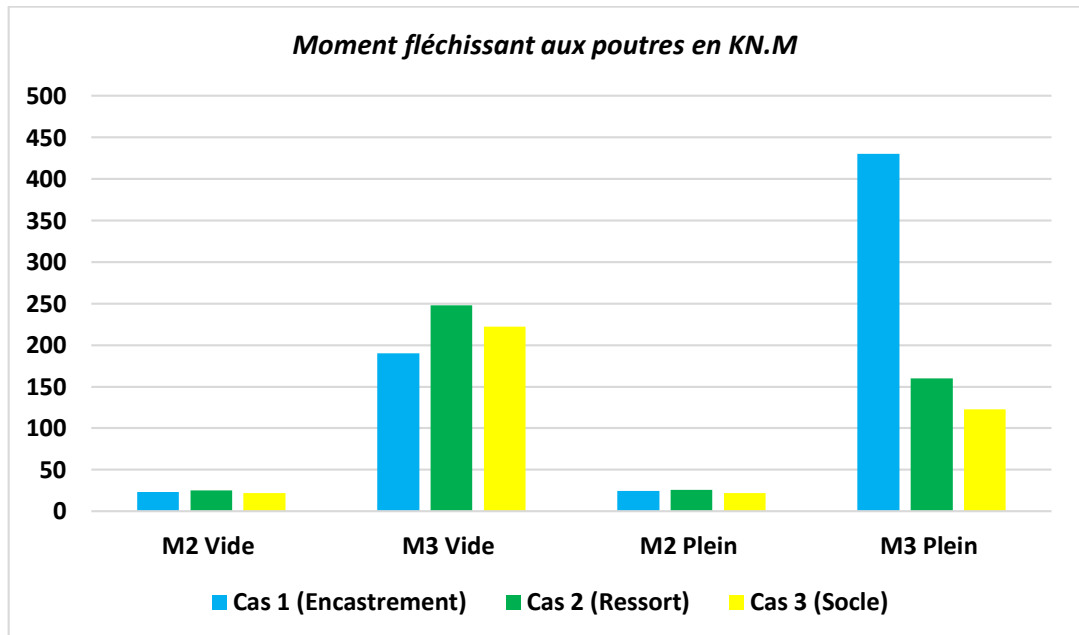


Figure 5.39: Comparaison des résultats du moment fléchissant aux poutres

➤ Voile

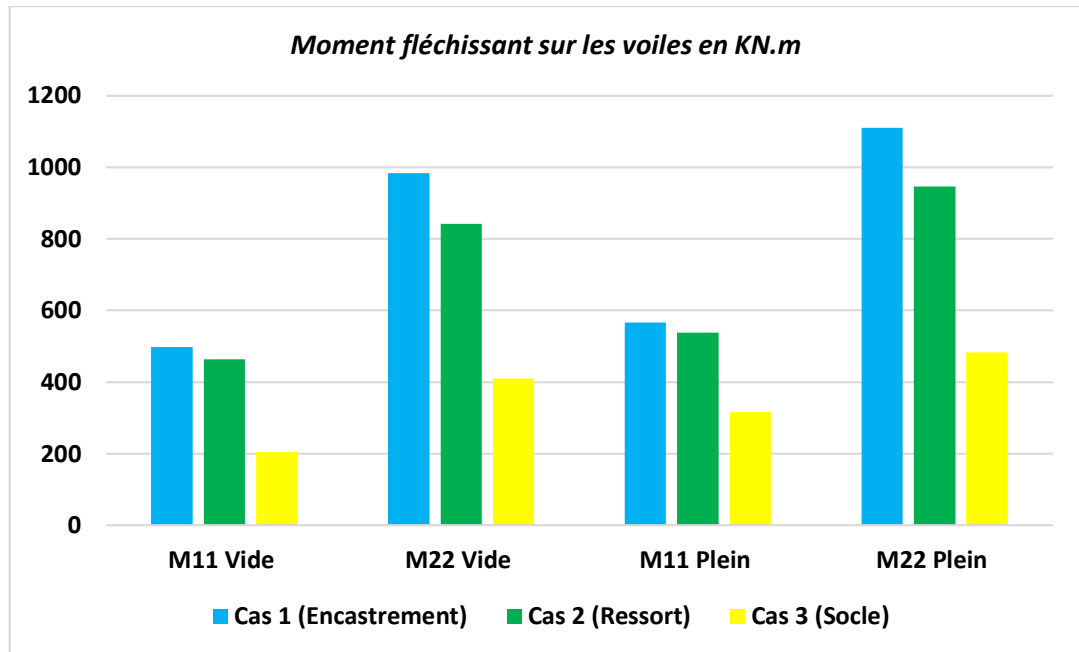


Figure 5.40: Comparaison des résultats du moment fléchissant sur les voiles

➤ Radier

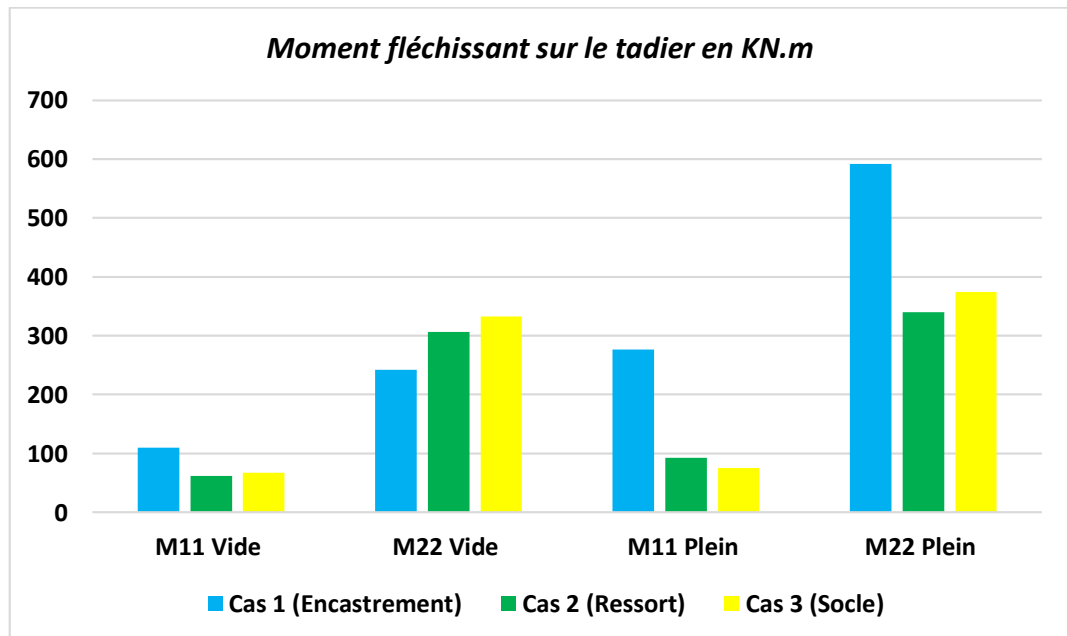


Figure 5.41: Comparaison des résultats du moment fléchissant sur le radier

➤ Chicane

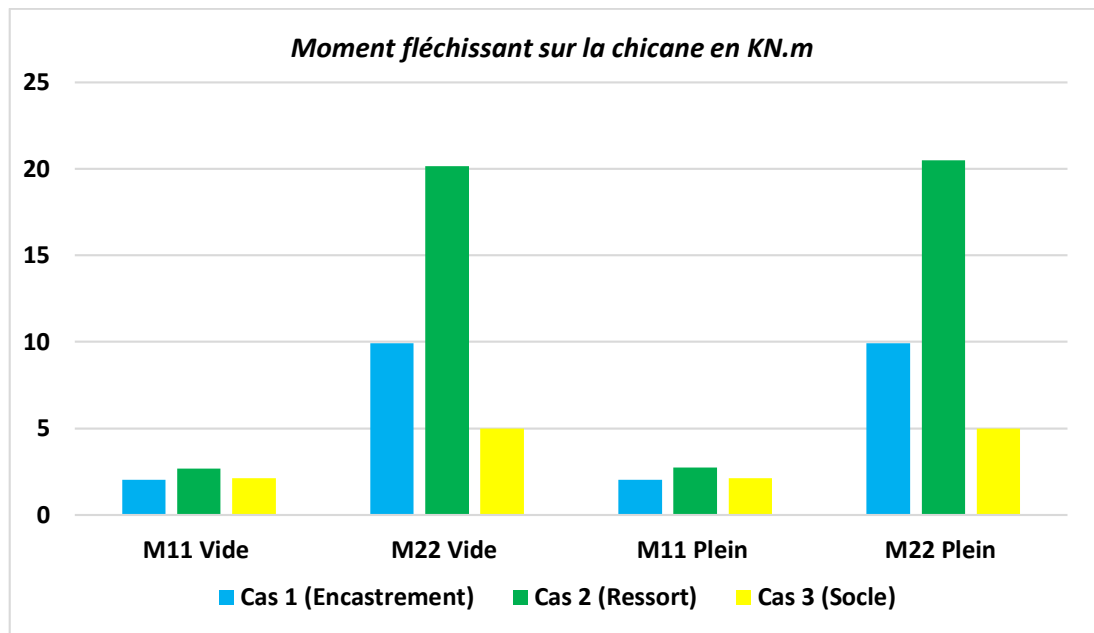


Figure 5.42: Comparaison des résultats du moment fléchissant sur la chicane

La comparaison des résultats des moments fléchissant illustrés par les figures 5.38 et 5.42, montre que la condition d'encastrement à la base pénalise les moments fléchissant.

Conclusion

L'interaction sol structure est modélisée, dans ce chapitre, par deux méthodes. La première méthode remplace l'effet du sol par des amortissements caractérisés par des rigidités de déplacements et de rotation, qui sont déterminées par plusieurs relations, en fonction de la géométrie de la fondation et des caractéristiques du sol. Pour le cas de notre réservoir, et pour une fondation rectangulaire, nous avons utilisé la relation de **Paris et Kausel**, en considérant uniquement les rigidités de déplacements. Pour les caractéristiques du sol, celles-ci ci sont prises de la littérature et sont basées sur des essais géotechniques.

La deuxième méthode modélise le massif avec sa géométrie et ses caractéristiques puis analyse la structure comme un système globale.

La comparaison des résultats de l'analyse dynamique du réservoir à base encastree et du réservoir tenant compte de l'interaction sol structure a montré :

- que la période fondamentale du réservoir augmente avec la prise en compte de l'interaction avec le sol. Cette augmentation est plus prononcée avec le socle ; ce qui a rendu la structure plus souple.

- une augmentation de la valeur du déplacement au sommet pour la structure à base flexible. Ceci confirme que le socle agit comme un support souple amplifiant les déplacements. Ce phénomène est rencontré dans les réservoirs surélevés.
- une diminution importante des efforts tranchant à la base ainsi que des moments fléchissant, compte tenue de l'interaction sol structure. Autrement dit, la condition d'encastrement à la base pénalise les efforts tranchants et les moments fléchissant.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'interaction sol-structure (ISS) est une discipline de la mécanique appliquée particulièrement importante dans l'analyse de structure, afin de réduire les efforts. Celle-ci est souvent ignorée par les ingénieurs qui considèrent la condition d'encastrement parfait à la base structure.

Pour la première fois, et dans le domaine des ouvrages d'art hydraulique, nous nous sommes intéressés à l'analyse du comportement hydrodynamique d'un réservoir béton armé, en tenant compte de l'effet de l'ISS. Pour cerner l'effet de cette interaction sur la période fondamentale et sur les efforts internes, nous avons proposé trois types d'analyses

La première analyse, la plus adaptée par les bureaux d'études en ingénierie, considère la base de la structure encastree. Les résultats ont montré que cette condition pénalise lourdement les efforts internes (MNT) dans les éléments résistants, sous différentes combinaisons. Certes, elle procure une certaine sécurité pour l'ingénieur, mais pénalise financièrement le coût de la structure.

La deuxième analyse est basée sur la méthode approchée de sous structure. Elle introduit l'effet de l'ISS par des ressorts. Cette analyse est confrontée à la difficulté du choix du type de formules à utiliser tant les avantages et inconvénients ne sont pas complétement cernés. Les paramètres utilisés par ces formules font appel à des incertitudes que l'ingénieur a des difficultés à identifier, sans une étude géotechnique poussée.

La troisième analyse traite le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité. Le sol de fondation et la structure sont inclus dans le même modèle et analysés comme un système complet. Cette analyse reproduit un comportement plus réaliste du réservoir. Au vu des résultats, il apparait que le socle confère une certaine souplesse au réservoir. Ce socle est assimilé à un support supportant l'ouvrage au-dessus. Ce phénomène est rencontré dans les réservoirs surélevés. Cette analyse a mis en évidence que la prise en compte de l'interaction avec le sol prend en compte plusieurs aspects non considérée par les méthodes classiques. Enfin, l'interaction sol structure s'avère un passage obligé pour les ingénieurs soucieux de l'économie.

Dans la continuité de ce travail de recherche, nous proposons comme perspectives, l'introduction l'interaction Fluide-Structure-Sol pour l'analyse de ces ouvrages d'art hydraulique.

Amine Bou Mehdi, Interaction dynamique sol-structure, Mémoire d'ingénieur en Construction et Aménagement, ISAE - centre associé du Liban, 2015.

BetaouafSouâd et Kechar Mohammed El Amine, Dimensionnement et étude d'un réservoir d'eau circulaire capacité 2000 m³ en béton armé, Mémoire de Master en Structure, Universitaire Belhadj Bouchaib - Ain Témouchent, 2020.

Bouhoui Yacine et Ouar Ahmed, Etude d'un réservoir d'eau de capacité 1500m³, Mémoire de Master en Matériaux et Structures, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2014.

BoukaisSaid, Etude d'un château d'eau tronconique de capacité 1500m³ implanté à Berrahmoune-commune de Corso - Wilaya de Boumerdes, Mémoire d'ingénierie en Constructions Hydrauliques et Aménagements, Université des sciences et de la technologie Houari Boumediene (USTHB).

DTR, règles parasismiques algériennes(RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.

DTR, C2 – 4.7 Règles de neige et vent 1999.

Eurocode 8, Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations, 1998.

Fascicule 74, texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.

HamaneHammou et Afroun Saloua, Etude d'un réservoir d'eau rectangulaire en béton armé. Matériaux et Structures, Université A-Mira de Bejaïa, 2013.

Ider O., Hammoum H., Bouzelha K. ET Aliche, A. Evaluation of the Behaviour Coefficient of an Elevated RC Tank. Journal of The Institution of Engineers (India): Series A, 1-15. (2022).

Khalil L, Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : analyse dans les domaines linéaire et non linéaire. Thèse de doctorat, Université Lille, 2009.

Livaoglu R., Soil Dynamics and Earthquake Engineering Karadeniz Technical University, Turquie vol.27 pp : 855–863. 2007.

Mestat, Philippe, Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique - Conseils et recommandations, Bulletin-Laboratoires des Ponts et Chaussées, pp : 39-64, 1997.

NedjaiAlaeddine et Rouane Zakarya, L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée), Mémoire de Master Académique en structure, Université Mohamed Boudiaf - M'Sila 2017.

Règles parasismiques Algériennes RPA 99 / VERSION 2003

Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, Edition Eyrolles 2000.

Robert D.Holtz et William D.Kovacs, Introduction à la Géotechnique. École Polytechnique de Montréal, 1991.

Schlosser F. et al, Instruction Sols-Structure. Actes du colloque organisé par l'Ecole National des Pont et Chaussées, 1987.

Tamahloult M., Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments, Mémoire de magister, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef, 2010.

TorkiaHaitem, Etude de l'effet de l'interaction sol structure ISS sur la réponse dynamique des structures en béton armé. Thèse doctorat en Matériaux et Structures. Université de Batna - 2, 2017.