

*République algérienne démocratique et populaire*  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*  
*Faculté de Génie de la Construction*  
*Département de Génie Civil*



## ***Mémoire de fin d'études***

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

***Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements***

***Thème :***



***Calcul mécano-fiabiliste d'un réservoir  
circulaire en béton à  
précontrainte extérieure***

***Présenté par :***

*Mr. TAZEKRITT Said*  
*Mr. ZERROUKI Arezki*

***Encadré par :***

*Prof. HAMMOUM Hocine*

***Promotion: 2020/2021***

## Remerciements

*Nous tenons à remercier notre promoteur Mr. HAMMOUM Hocine pour sa disponibilité, son aide précieuse et surtout pour nous avoir fait profiter de sa rigueur scientifique, de son expérience, de nous avoir encouragés tout au long de ce travail. Nous lui sommes reconnaissants particulièrement pour la confiance qu'il nous a donnée et l'autonomie qu'il nous a laissé.*

*Nous exprimons nos remerciements à Madame BOUZELHA Karima, Professeur au Département de Génie Civil de l'UMMTO pour son aide et orientations.*

*Nous remercier également tous nos enseignants qui nous ont toujours accueillis avec beaucoup de gentillesse et patience.*

*Nous remercier également à toutes les personnes qui nous ont soutenus et encouragés pour aller au bout de ce travail, en particulier nos familles et nos amis.*

*Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Enfin, nous remercier les plus sincères à tous ceux, qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

Introduction générale.....	1
<b>Chapitre 01 : Etat de l'art sur la précontrainte extérieure</b>	
1.1 Introduction.....	3
1.2 Généralités sur la précontrainte .....	3
1.3 Avantages du béton précontraint (Setra, 1990) .....	5
1.4 Historique sur précontrainte extérieure (siline, 2017).....	6
1.5 Travaux réalisés dans le domaine des ouvrages hydraulique (réservoirs) ( <a href="https://www.reunion-ingenierie.fr/">https://www.reunion-ingenierie.fr/</a> ).....	8
1.6 Etanchéité des ouvrages .....	9
1.7 La tension à l'origine.....	9
1.8 Considérations économiques .....	9
1.9 Dispositions constructives .....	10
1.10 Conclusion .....	11
<b>Chapitre 02 : Description de l'ouvrage et des matériaux</b>	
2.1. Introduction.....	12
2.2. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	12
2.2.1. Le béton.....	12
a- Résistance à la compression .....	12
b- Résistance à la traction.....	12
c- Contraintes admissibles de compression.....	13
d- Module de déformation longitudinal du béton.....	13
e - Module de déformation transversale du béton .....	13
f- Coefficient de poisson .....	14
2.2.2. Les aciers.....	14
a- Les aciers passifs .....	14
b- Les aciers actifs .....	15
2.3. Présentation du réservoir d'étude.....	17
2.4. Prédimensionnement de l'ouvrage.....	19
2.5 Calcul des poids des différents éléments résistants .....	21
2.5.1 La coupole de couverture .....	21
2.5.2 Poids de la ceinture supérieure .....	23
2.5.3 Poids de la paroi cylindrique .....	23
2.5.4 Poids de l'acrotère .....	23
2.5.5 Poids du radier .....	23

2.5.6 Poids total de l'ouvrage .....	24
2.6. Conclusion : .....	24

### Chapitre 03 : Etude de la précontrainte

3.1 Introduction.....	25
3.2 Calcul de l'effort de précontrainte total .....	25
3.3 Vérification des contraintes (Fascicule 74) .....	26
3.4 Pertes de précontraintes (pertes de tensions) .....	26
3.4.1 Les pertes instantanées.....	27
a- Perte de tension par frottement de l'armature ( $\Delta\sigma_{pf}$ ) .....	27
b- Perte de tension due au recul d'ancrage ( $\Delta\sigma_{pg}$ ) .....	28
c- Perte de tension par déformations instantanées du béton ( $\Delta\sigma_{pns}$ ) .....	28
d- Calcul des pertes instantanées totales .....	29
3.4.2 Les pertes différées .....	29
a- Perte dues au retrait du béton ( $\Delta\sigma_{pr}$ ) .....	30
b- Pertes dues à la relaxation des câbles ( $\Delta\sigma_{prl}$ ) .....	30
c- Pertes dues au fluage ( $\Delta\sigma_{pfl}$ ) .....	31
d- Calcul des pertes différées totales .....	31
3.4.3 Calcul de la tension finale du câble .....	32
3.5. Application au cas d'un réservoir en eau potable posé au sol .....	34
3.5.1. Problématique.....	34
3.6.2. Calcul de l'effort de précontrainte $P_t$ .....	35
3.6.3. Calcul du nombre de câble « n » .....	36
3.6.4 Vérification des contraintes.....	37
3.6.5. Tracé des câbles.....	38
3.7. Pertes de précontraintes .....	38
3.7.1. Pertes instantanées .....	38
a- Perte par frottement.....	38
b- Perte par recul d'ancrage.....	40
c- Perte par non simultanéité de mise en tension des câbles .....	42
d- Calcul des pertes instantanées totales .....	43
3.7.2. Les pertes différées .....	44
a- Perte dues au retrait du béton .....	44
b- Pertes dues à la relaxation des câbles .....	45
c- Pertes dues au fluage.....	46

d- Calcul des pertes différées totales .....	47
3.8. Conclusion .....	48

### Chapitre 04 : Etude hydrodynamique

4.1. Introduction.....	49
4.2. Calcul des pressions hydrodynamiques.....	49
4.2.1. Calcul de la pression moyenne ( $N/m^2$ ) .....	49
4.2.2. Calcul de la période fondamentale T(s) du réservoir.....	50
4.2.3. Calcul du paramètre $\alpha$ .....	51
4.2.4. Calcul de l'effort de traction dynamique [N/ml] .....	52
4.3. Combinaisons d'actions.....	53
4.4. Application au cas d'étude .....	53
4.5. Conclusion .....	59

### Chapitre 05 : Analyse fiabiliste

5.1 Introduction.....	62
5.2 Approche probabiliste et variable aléatoire .....	62
5.2.1 Approche probabiliste.....	62
5.2.2 Critère de défaillance et fonction d'état limite.....	63
5.2.3 Variable aléatoire.....	64
5.2.4 Caractéristiques d'une variable aléatoire .....	64
a- Moyenne arithmétique .....	64
b- Ecart type $\sigma(x)$ .....	64
c- Coefficient de variation Cv .....	64
d- Fonction de densité f(x) .....	64
e- Fonction de répartition F(x) .....	65
5.2.5. Identification des variables aléatoires .....	65
5.2.6. Génération des variables aléatoires .....	65
A. Variable aléatoire $f_{c28}$ .....	66
B. Variable aléatoire « A ».....	72
C. Excentricité du câble e.....	73
5.3. Calcul de la probabilité de défaillance .....	74
5.3.1. Résultats et interprétations .....	75
5.4 Conclusion .....	79
<b>Conclusion générale</b> .....	81
<b>Références bibliographiques</b> .....	82

## Liste des figures

Figure 1.1 : Fonctionnement d'une poutre : (a) en béton armé, (b) en béton précontraint. ....	4
Figure 1.2 : Eléments précontraints. ....	7
Figure 1.3 : Renforcement de l'ouvrage à l'aide de cerces de précontrainte. ....	8
Figure 1.4 : Axe théorique des câbles ....	10
Figure 1.5 : Ancrage de précontrainte avec nervure verticale extérieure. ....	10
Figure 2.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).....	14
Figure 2.2 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU. ....	15
Figure 2.3 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS.....	15
Figure 2.4 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et barres.....	16
Figure 2.5 : Diagramme contraintes – déformations Pour les fils tréfilés et les torons. ....	16
Figure 2.6 : Schéma représentatif du réservoir.....	17
Figure 2.7 : Vue d'un bossage vertical. ....	18
Figure 2.8 : Schéma représentatif du bossage. ....	19
Figure 2.9 : Dimensions du gousset.....	19
Figure 2.10 : Coupe transversale de la coupole.....	21
Figure 2.11 : Schéma représentatif de lanterneau.....	21
Figure 3.1 : forme géométrique de la bande.....	25
Figure 3.2 : Paroi soumise à des efforts hydrostatiques.....	34
Figure 3.3 : Longueur du câble et son angle de courbure. ....	38
Figure 3.4 : Graphe des pertes de tension par frottement.....	39
Figure 3.5 : Diagramme de tensions après blocage d'ancrage. ....	40
Figure 3.6 : Graphe des pertes de tension par recul d'ancrage.....	41
Figure 3.7 : Pertes par non simultanéité dans le câble du fond et du haut. ....	43
Figure 3.8 : Pertes du au retrait dans le câble du fond et du haut.....	45
Figure 3.9 : Pertes due à la relaxation dans le câble du fond et du haut. ....	46
Figure 3.10 : Pertes au fluage dans le câble du fond et du haut. ....	47
Figure 3.11 : Pertes différées totales dans le câble du fond et du haut. ....	48
Figure 4.1 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir. ....	49
Figure 4.2 : Pression hydrodynamique agissant sur une bande quelconque i. ....	50
Figure 4.3 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous la combinaison C1. ....	56
Figure 4.4 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous la combinaison C2. ....	57
Figure 4.5 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C3. ....	57
Figure 4.6 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C4. ....	57

## Liste des figures

Figure 4.7 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C3 des deux premières bandes.....	58
Figure 4.8 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure.....	59
Figure 4.9 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure des deux premières bandes. .....	59
Figure 5.1 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (1).....	66
Figure 5.2 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (2).....	66
Figure 5.3 : Paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel. ....	67
Figure 5.4 : Fonction de densité de « $f_{c28}$ ».....	68
Figure 5.5 : Fonction de répartition de « $f_{c28}$ ». ....	68
Figure 5.6 : Fonction de répartition de « $f_{c28}$ ».....	69
Figure 5.7 : Fonction de densité de « $f_{c28}$ ».. ....	69
Figure 5.8 : Histogramme des données « $f_{c28}$ » superposé aux lois de distribution normale et log-normale.....	71
Figure 5.9 : Organigramme de la méthode de Monte Carlo.....	75
Figure 5.10 : programmation Visual Basic (VB).....	76
Figure 5.11 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV. ....	77
Figure 5.12 : Probabilité de défaillance en fonction de « e » pour chaque valeur de « A ». ...	79

## Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Contraintes des états de fissuration.....	14
Tableau 2.2 : Résultat du pré-dimensionnement du réservoir.....	20
Tableau 2.3 : Calcul du poids de lanterneau. ....	22
Tableau 2.4 : Poids de la coupole de couverture. ....	22
Tableau 2.5 : Poids de la ceinture supérieure. ....	23
Tableau 2.6 : Poids de la paroi cylindrique. ....	23
Tableau 2.7 : Poids de l'acrotère. ....	23
Tableau 2.8 : Poids du radier.....	24
Tableau 2.9 : Résultats du pré-dimensionnement du réservoir. ....	24
Tableau 3.1 : valeurs de $\theta$ .....	26
Tableau 3.2: Caractéristiques géométriques des bandes. ....	34
Tableau 3.3 : Résultats de calculs de l'effort de précontrainte.....	36
Tableau 3.4 : Nombre de câbles adopté dans chaque bande. ....	36
Tableau 3.5 : Vérification des contraintes.....	37
Tableau 3.6 : caractéristiques géométriques du câble.....	38
Tableau 3.6 : Perte par frottement dans un câble.....	39
Tableau 3.7 : Perte par frottement dans tous les câbles. ....	39
Tableau 3.8 : perte de tension par recul d'ancrage. ....	41
Tableau 3.9 : Pertes de tension par non simultanéité de mise en tension. ....	42
Tableau 3.10 : Les pertes instantanées totales.....	43
Tableau 3.11 : Pertes de tension par retrait. ....	44
Tableau 3.12 : Pertes de tension par relaxation des aciers. ....	45
Tableau 3.13: Pertes dues au fluage.....	46
Tableau 3.14 : Pertes de tension différées totales.....	47
Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone « A ».....	51
Tableau 4.2 : Pourcentage d'amortissement critique $\xi$ . ....	51
Tableau 4.3 : Pénalités observées $P_q$ . ....	52
Tableau 4.4 : Périodes caractéristiques $T_1, T_2$ .....	52
Tableau 4.5 : Contraintes de traction et de compression admissibles.....	54
Tableau 4.6 : Différents paramètres.....	55
Tableau 4.7 : Contraintes dans les fibres intérieures vis-à-vis de la traction. ....	56
Tableau 4.8 : Contraintes dans la fibre extérieure vis-à-vis la compression.....	58
Tableau 5.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité .....	65
Tableau 5.2 : Echantillon réel des valeurs de « $f_{c28}$ ». ....	67

## Liste des tableaux

Tableau 5.3 : Analyse statistique de l'échantillon réel de « $f_{c28}$ ».....	67
Tableau 5.4 : Paramètres de la loi normale .....	68
Tableau 5.5 : Paramètres de la loi log-normale.....	69
Tableau 5.6 : Extrait des valeurs théoriques générées « $f_{c28}$ » .....	69
Tableau 5.7 : Répartition de l'échantillon théorique et l'échantillon réel dans des classes .....	70
Tableau 5.8 : Valeurs de khi 2 pour chaque loi de distribution.....	70
Tableau 5.9 : Extrait de valeurs de khi2 critique .....	71
Tableau 5.10 : résultats de test de khi 2 .....	71
Tableau 5.11 : Extrait de valeurs générées « $f_{c28}$ » .....	72
Tableau 5.12 : Paramètres utiles pour la génération.....	73
Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées du coefficient d'accélération « A » .....	73
Tableau 5.14 : les valeurs de a et b.....	73
Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées excentricité.....	74
Tableau 5.14 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.....	76
Tableau 5.15 : Probabilité de défaillance en fonction de « A » pour chaque CV. ....	76
Tableau 5.16 : Relation entre $\beta$ et $P_f$ .....	77
Tableau 5.17 : Valeurs minimales de $\beta$ en fonction de la classe de conséquences. ....	77
Tableau 5.18 : Classes de conséquences.....	78
Tableau 5.19 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.....	78
Tableau 5.20 : Probabilité de défaillance en fonction de « e » pour chaque « A ». ....	79

# *Introduction générale*

Tous les ouvrages liés aux métiers de l'eau vieillissent et subissent des transformations dans le temps qui peuvent les rendre vulnérables voir défailants. Notre projet de fin d'études consiste à renforcer un réservoir en béton armé de  $5000 \text{ m}^3$  qui est soumis à la totalité des poussées hydrostatique depuis au moins 50 ans avec une précontrainte additionnelle externe, dans le but de soulager la paroi des contraintes de traction importantes, et lui permettre de retrouver son état de service admissible.

Les méthodes de renforcement existantes dans notre cas sont nombreuses, on peut citer le chemisage qui consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif, ou encore par la précontrainte extérieure qui a trouvé un nouveau champ d'application avec le renforcement et la réhabilitation des ouvrages d'art, essentiellement à partir des années 1970. la solution adoptée dans notre projet est la précontrainte extérieure précontraints au moment de leur construction, ont dû être renforcés par des câbles nécessairement extérieurs au béton. Ce sont les progrès technologiques rendus nécessaires par ces applications dans le domaine de la réparation qui ont permis de relancer l'idée de la précontrainte extérieure pour les ouvrages neufs. La précontrainte extérieure s'est ainsi largement développée aux Etats-Unis à partir de (1978-1979) sous l'impulsion de Jean Muller. Et en France, à partir de 1980-1981. Notamment sous l'action du SETRA. Elle ouvre en effet des possibilités de remplacement des câbles moyennant dispositions adéquates avec une excentricité constante comme nous le verrons tout le long de ce projet.

Après une approche déterministe ou les différentes équations régissant sur l'évaluation des contraintes, dans les câbles tenant compte des pertes de précontraintes, nous présentons une approche fiabiliste en considérant des variables aléatoires telles que le coefficient d'accélération de zone « A », la résistance caractéristique «  $f_{c28}$  » et l'excentricité « e ».

Le mémoire est structuré en cinq chapitres, répartis comme suit :

Dans le premier chapitre, nous présentons les principes de la précontrainte extérieure et les étapes générales de réalisation. Un bref aperçu est donné sur son historique et ces nombreux avantages.

Au deuxième chapitre, nous nous intéressons à décrire l'ouvrage en précisant ces différents éléments, puis nous abordons les caractéristiques des matériaux utilisés, ainsi que le prédimensionnement et les différents poids de ces éléments.

Nous avons abordé spécifiquement la précontrainte au chapitre trois, en décrivant le processus de précontrainte et les classes de vérification. Nous avons d'abord calculé la précontrainte nécessaire pour résister à la pression hydrostatique créée par l'eau, puis nous déterminons le

nombre de câbles équivalent pour cet effort, enfin nous avons déterminé les pertes de tension instantanées et différées après la mise en tension des câbles.

Le quatrième chapitre sera consacré au calcul déterministe de la paroi du réservoir sous l'effet des charges hydrostatiques et hydrodynamique. L'originalité de ce calcul réside dans l'application de la méthode de Westergaard, en utilisons les combinaisons d'action conformément au fascicule 74, pour analyser la stabilité de notre réservoir ainsi que son comportement vis-à-vis les efforts sismiques (effets de liquide sur la paroi).

Au cinquième chapitre, les variables aléatoires : résistance à la compression ( $f_{c28}$ ), le coefficient d'accélération ( $A$ ) et l'excentricité ( $e$ ) seront prise en considération. Ils seront générés par une loi de distribution normale. La méthode de Monté Carlo classique sera appliquée pour l'évaluation de la probabilité de défaillance à l'état limite de traction pour les différentes zones envisageables.

Une conclusion générale relatera les principaux résultats d'étude ainsi que quelques perspectives.

*Chapitre 01 :*

*Etat de l'art sur la  
précontrainte extérieure*

## 1.1 Introduction

La précontrainte extérieure a trouvé un nouveau champ d'application avec le renforcement et la réparation des ouvrages en béton précontraint, essentiellement à partir des années 1970. On se propose alors, dans ce chapitre d'exposer certaines étapes de réalisation suivant les normes et les règles de l'art ainsi qu'un bref aperçu sur l'historique de la précontrainte dans le domaine des réservoirs et ces avantages.

## 1.2 Généralités sur la précontrainte

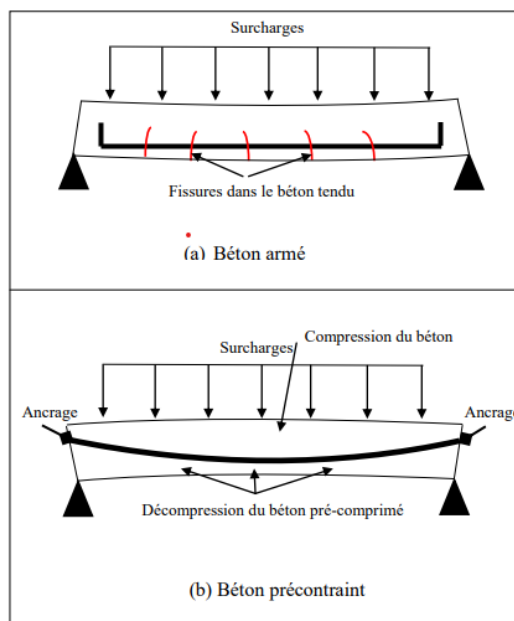
Le béton est un matériau qui résiste bien et d'une façon économique aux efforts de compression, par ailleurs et à cause de son hétérogénéité, il présente un comportement de plus en plus fragile face aux efforts de traction ou de cisaillement. Contrairement au béton, l'acier présente une solution devant ces efforts de traction. L'utilisation de l'acier avec le béton permet aux constructeurs d'avoir un matériau qui s'adapte à tout type de sollicitation, grâce à l'adhérence entre les deux composants du béton armé. Au-delà d'une certaine limite, où les sollicitations et les dimensions des sections sont très importantes, la solution du béton armé s'avère insuffisante. Dans les fibres tendues de la pièce, le béton ne peut plus suivre les armatures dans leur allongement, d'où le béton tendu se déforme et les fissures apparaissent. A cela s'ajoute une déformation différée causée par le fluage, ces déformations vont influencer sur l'enrobage des aciers (risque de corrosion), l'étanchéité de l'ouvrage et sa durabilité. Face à ces contraintes, le constructeur est souvent obligé de faire augmenter les sections de béton et d'acier de sa structure. Une telle solution engendre une augmentation importante dans le poids de l'ouvrage et une densification de ferrailage dont le bétonnage devient plus difficile ; ceci impose d'utiliser un béton liquide, ce qui peut conduire à une diminution dans la résistance du béton.

Dans les situations où le béton armé n'est plus convenable, il existe deux autres solutions, la charpente métallique et le béton précontraint. Comme le béton armé, le béton précontraint associe béton et armatures, mais il s'en différencie de façon fondamentale dans son principe. En 1928, Eugène Freyssinet eut l'idée géniale qui révolutionna le monde de la construction en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint. Le principe du béton précontraint consiste à installer un effort permanent dans une structure de béton, de manière à y engendrer des contraintes permanentes de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Ces contraintes se combinent aux efforts engendrés par la construction. Le béton doit être comprimé sans être tendu.

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples (figure 1.1). Si on la soumet à une charge, elle se déforme. La section transversale se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure de la poutre.

Supprimons dans cette poutre l'armature de traction classique pour la remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte. En tirant sur les câbles, on comprime la poutre. Dans la section transversale, la fibre supérieure se trouve faiblement comprimée et la fibre inférieure sera très comprimée. Si l'on applique une charge au-dessus de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprime. Il est possible de déterminer l'effort de précontrainte nécessaire pour que la poutre soit toujours comprimée quelles que soient les charges appliquées.

En réalité, dans les grosses poutres, il y a de nombreuses gaines. La disposition exacte de ces câbles et leur nombre dépend de nombreux paramètres (dimensions et forme de la poutre, charges à supporter, etc.). Leur position relevée vers les extrémités est destinée à améliorer la résistance à l'effort tranchant.



**Figure 1.1 : Fonctionnement d'une poutre : (a) en béton armé, (b) en béton précontraint.**

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsqu'on tend les câbles, par réaction, ils vont appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

En effet, la précontrainte a pour but de soumettre le béton, lors de sa fabrication, à des contraintes préalables permanentes de compression. Une fois l'ouvrage est mis en service, ce gain en compression va s'opposer aux contraintes de traction créées par les charges appliquées à l'ouvrage (poids propre, charge d'exploitation, charge climatique, etc.). Le béton, matériau qui présente une faible résistance à la traction, se trouve ainsi utilisé au mieux de ses possibilités en ne travaillant qu'en compression.

La précontrainte permet la réalisation d'ouvrages soumis à des contraintes importantes (ponts ou réservoirs de grande capacité) aussi bien que d'éléments qui, tout en étant de faible épaisseur, doivent assurer des portées relativement longues (dalles-planchers, poutres). Elle est à l'origine de progrès considérables pour l'utilisation du béton dans les ouvrages d'art et les structures coulées en place ou réalisées à partir d'éléments préfabriqués. La précontrainte peut être appliquée au béton :

- Soit par pré-tension (mise en tension des aciers avant coulage du béton).
- Soit par post-tension (mise en tension des câbles après durcissement du béton).

En Algérie, dont quelques cas sont exposés dans ce document, le recours au béton précontraint reste très limité. En l'absence de son utilisation dans d'autres domaines, la solution que présente le béton précontraint est adoptée principalement pour les ponts. Bien que la plupart de nos ouvrages soient conçus en béton armé, en charpente métallique ou en structure mixte, ce n'est qu'à l'occasion du projet du siècle que ce procédé a connu un essor scientifique et industriel important. Grâce au transfert technologique issu de l'échange scientifique avec les entreprises étrangères réalisatrices de l'autoroute est-ouest, COJAAL et CETIC, nos entreprises nationales (SERO-EST, ENGOA, SAPTA, COSIDER, etc.) sont aujourd'hui motivées de construire avec le béton précontraint. L'acquisition du matériel de la mise en tension, la formation des équipes et des cadres dans les procédés de la précontrainte et la fabrication des moules de coffrage pour les poutres de 33 et 36m sont des décisions déjà prises par ces entreprises (Silne, 2017).

Selon **Eugène Freyssinet (1946)**, « À aucun degré, le béton précontraint n'est du béton armé amélioré. Il n'a, avec le béton armé, aucune frontière commune ».

Selon **Y. Guyo**, « Dans la poutre en béton précontraint, l'acier n'est pas une armature, c'est une force. » (Taleb, 2020).

### 1.3 Avantages du béton précontraint (Setra, 1990)

La précontrainte extérieure, qu'elle soit totalement extérieure au béton ou mixte, présente de nombreux avantages :

- Amélioration du bétonnage : Etant donné que les câbles intérieurs n'existent pas, la descente du béton est facilitée ;
- Simplification de la mise en œuvre des gaines : Les gaines ne passant pas dans le béton, leur mise en place est plus simple ;
- Simplification de l'injection : Etant donné que les câbles ont un tracé rectiligne, leur injection est facilitée ;
- Diminution des pertes par frottement, par la simplification du tracé ; Possibilité de remplacement des câbles en cas de vieillissement ;
- Amélioration des résistances : Les câbles n'étant plus présents dans la section de béton, on peut profiter pleinement de la résistance de celle-ci ;
- Allègement de la structure : Les conditions de recouvrement des câbles internes ne devant pas être respectées, les sections peuvent dans certains cas être diminuées ;

#### 1.4 Historique sur précontrainte extérieure (Siline, 2017)

La précontrainte extérieure est une technique de construction des ouvrages, utilisée depuis quelques années et est en fait un cas particulier de la post tension. L'utilisation de la précontrainte extérieure dans la construction des ponts connaît un développement spectaculaire après avoir été utilisée pour renforcer des ouvrages anciens. Elle consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines qui ne sont plus noyées mais extérieures au béton en partie courante. Ces gaines ne sont placées dans le béton qu'aux extrémités de l'élément et mises en place dans des « bossages de déviation ». Ce dispositif est généralisé en pratique sur les ouvrages d'art, cette précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme les cercles de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariot, le pneu et la chambre à air...etc.

La pratique de la précontrainte des pièces préfabriquées est très vieille. Qui sait quand et à qui appartient l'idée du cerclage des tonneaux et des roues des charrettes (Figure 1.2). Ce sont deux exemples typiques d'éléments précontraints qui appartiennent à la période empirique de l'utilisation de la technique de la précontrainte.

Pour la réalisation d'un baril, l'assemblage des douves se fait par le battement des cercles métalliques (traction de l'armature). Entre les douves pour lesquels les bords ne se superposent pas parfaitement, on introduit un matériau d'étanchéité pour assurer l'utilisation dans de bonnes conditions. Si les douves sèchent, les cercles faiblissent et tombent alors que le baril ne sera plus opérationnel. Pour pouvoir réutiliser ce baril, les cercles doivent être battus de nouveau. Ce battement ultérieur des cercles n'est pas nécessaire si les douves se gonflent par

l'introduction et la conservation du liquide à l'intérieur. La précontrainte du baril se fait donc soit par le battement de ses cercles soit par le gonflement de ses douves. La technologie très ancienne de fabrication des barils peut être facilement traduite dans la technologie moderne d'exécution des réservoirs précontraints.

Un deuxième exemple est celui de la roue de bicyclette : mise en tension des rayons pour éviter leur flambement (le poids du cycliste engendre une dé-tension du rayon, qui ne sera jamais comprimé) (figure 1.2).



*Figure 1.2 : Eléments précontraints.*

Les premières propositions de réalisation d'éléments à ce que nous appelons aujourd'hui béton précontraint sont les brevets d'invention de l'Américain P.H Jackson (1860) et l'Allemand Dohering (1888) et un peu plus tard l'Australien J Mandl (1896) qui proposèrent la réalisation des éléments en béton armé avec des efforts initiaux par la mise en tension des armatures. Leur préoccupation était d'éliminer la fissuration dans le béton, qui était considérée comme un défaut majeur, par la précontrainte de celui-ci. Leurs travaux n'ont pas mené à des résultats satisfaisants à cause des phénomènes de retrait et du fluage, qui n'était pas encore connu, et de l'utilisation des aciers de qualité non correspondantes, ce qui a annulé en grande partie l'effet de la précontrainte.

C'est Eugène Freyssinet (1879-1962) qui, en se plaçant dans des conditions voisines des voûtes, introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. En 1926, il découvrit le phénomène de fluage et les lois du retrait suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel. Après la guerre, on assista à un essor du béton précontraint dans les pays industrialisés avec P. Abeles en Grande Bretagne, G. Magnel en Belgique, F. Leonhardt en Allemagne, T.Y. Lin aux Etats-Unis, V. Mikhailov en USSR, J.J. Bouvy aux Pays-Bas, E. Freyssinet et Y. Guyon en France. Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés par précontraintes extérieure au béton au moyen des câbles. Ce sont les ponts de la Saale à Alse en

Allemagne (1928) de 68 m de portée, et d'Aue en Allemagne (1936) de 69 m de portée. Du domaine des ponts à poutres, puis pont-dalles, pont à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts construits par encorbellement, aux ponts suspendus et aux ponts à haubans. D'autre part, le champ s'est élargi aux réservoirs, aux poteaux, tuyaux, dalles, tirants de voûtes, tirants d'ancrages, portiques, radiers, ...etc.

Les réservoirs font partie des premières applications du béton précontraint se prêtant par excellence à la précontrainte, grâce aux sollicitations prépondérantes de traction. L'usage des réservoirs et les silos pour lesquels on applique la précontrainte est le stockage des différents fluides (eau, pétrole, gaz...etc.) et l'emmagasinement des matières granulaires. On réalise aussi en béton précontraint des vases de pression pour les réacteurs nucléaires.

### 1.5 Travaux réalisés dans le domaine des ouvrages hydraulique (réservoirs)

(<https://www.reunion-ingenierie.fr/>)

En 2008, la Mairie de Saint Paul a confié à Réunion Ingénierie une mission complète de maîtrise d'œuvre pour la réhabilitation d'une dizaine de réservoirs d'eau potable. Les réservoirs sont en service, ils participent à l'alimentation en eau potable de la commune. Ils présentent tous de graves défauts, certains sont menacés de ruine, plusieurs de ces défauts font que les ouvrages ne sont en l'état pas acceptables sur le plan sanitaire, ils n'offrent pas une protection suffisante à la denrée stockée, alimentaire.

L'ors de la recherche de l'origine de ces pertes, l'une des constatations et reconnaissances qui sont réalisées dans le cadre de la conception, la fissuration de la jupe, observable de l'extérieur, est par endroit importante au niveau de l'interface jupe-radier et plus précisément au niveau du pied du gousset. Le projet intégrera un renforcement par précontrainte additionnelle (figure 1.3).



Figure 1.3 : Renforcement de l'ouvrage à l'aide de cerces de précontrainte.

## 1.6 Etanchéité des ouvrages

Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité. On distingue quatre classes selon le **Fascicule 74 (CCTG)** :

**Classe A** : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.

**Classe B** : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation.

**Classe C** : Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité, adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique.

**Classe D** : Ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués.

## 1.7 La tension à l'origine

C'est La force réelle transmise à l'acier de précontrainte par le vérin, obtenue par une combinaison de mesure de la pression hydraulique dans le vérin et la mesure de l'allongement du câble pendant la tension. La plupart des vérins sont étalonnés par les constructeurs en fonction des cellules de charge et sont généralement précis à quelques pourcents près. Le règlement BPEL préconise, pour l'évaluation de la tension maximale à la mise en tension appelée également 'tension à l'origine, notée  $\sigma_{p0}$  la relation (1.1).

$$\sigma_{p0} = \min (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) \quad (1.1)$$

Avec :

$f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

$f_{peg}$  : limite conventionnelle d'élasticité.

## 1.8 Considérations économiques

Tout d'abord, le recours à une précontrainte extérieure permet généralement de réduire les sections de béton en partie courante, donc d'alléger la structure et par là-même de diminuer les sollicitations de poids propre. En termes de coût initial, la précontrainte extérieure est intéressante lorsque l'allègement de la structure est important et si sa construction peut être industrialisé (**Amarourche, 2019**). La précontrainte extérieure n'en conserve pas moins des atouts importants car elle permet :

- d'améliorer sensiblement la qualité, donc la durabilité des ouvrages ;
- de faciliter la surveillance et par là même de réduire les coûts d'exploitation.

## 1.9 Dispositions constructives

- Position des câbles

Dans le cas des réservoirs circulaires et silos, la précontrainte externe sera constituée de plusieurs spirales de fils d'acier enroulés autour du voile en béton armé avec des guides.

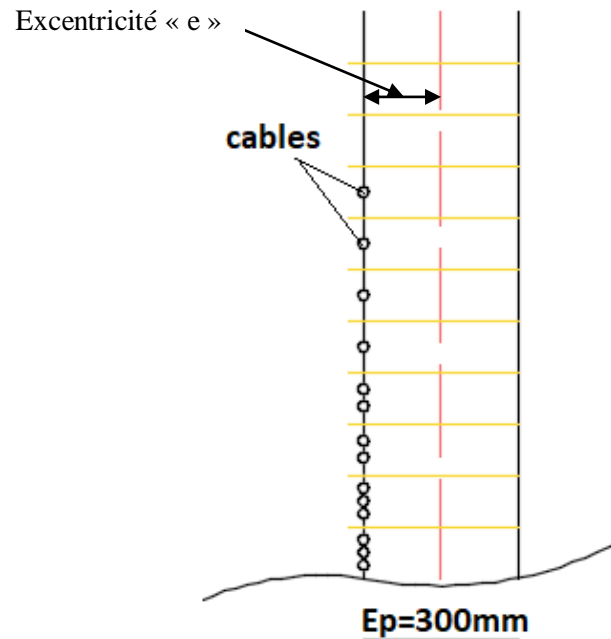


Figure 1.4 : Axe théorique des câbles

- Disposition des ancrages

Les ancrages de précontrainte horizontale sont disposés en général selon des nervures verticales extérieures, comme illustrée par la figure (1.5)

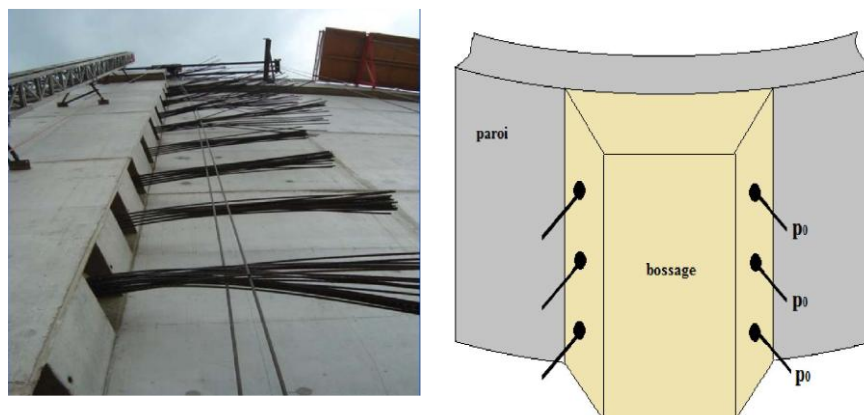


Figure 1.5 : Ancrage de précontrainte avec nervure verticale extérieure.

Il est recommandé de prévoir au moins quatre nervures équidistantes et de décaler les ancrages successifs. Dans le cas où ces dispositions ne sont pas adoptées, il y a lieu de vérifier les risques d'ovalisation.

### **1.10 Conclusion**

Après avoir définie la précontrainte extérieure et pris connaissance de son principe et de ces avantages tant sur le plan résistance (amélioration du bétonnage, amélioration des résistances, allègement de la structure...etc.) Et sur le plan économique (réduire les coûts d'exploitation), nous allons l'appliquer pour la première fois, dans ce mémoire, au cas d'un réservoir posé au sol de capacité 5000m<sup>3</sup>.

## *Chapitre 02 :*

### *Description de l'ouvrage et des matériaux*

## 2.1. Introduction

Le deuxième chapitre est consacré à la description du réservoir faisant l'objet de notre étude, à la présentation des propriétés des matériaux utilisés (béton armé et le béton précontraint) et enfin au calcul des poids des différents éléments qui constitue le réservoir en question.

## 2.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

Nous allons présenter les caractéristiques du béton et celles des aciers actifs et passifs, conformément aux règlements aux états limites **BAEL (1999)** et **BPEL (1999)**, en vigueur. Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

### 2.2.1. Le béton

Le béton précontraint nécessite un béton qui présente une résistance à la compression élevée à un âge raisonnablement précoce, avec une résistance à la traction plus élevée comparativement au béton ordinaire. Faible retrait, caractéristiques minimales de fluage et une valeur élevée du module d'élasticité (module de Young) sont généralement jugés nécessaires pour le béton utilisé pour les éléments précontraints (**Adjrad, 2017**). Le dosage du ciment est de l'ordre de **400 à 500 kg/m<sup>3</sup>**.

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

#### *a- Résistance à la compression*

On entend par résistance du béton, sa résistance à la compression à **j** jours (généralement 28 jours), que nous allons noter « **f<sub>c28</sub>** » et que l'on nomme résistance caractéristique. Le **BPEL** donne les relations 2.1 et 2.2 à prendre dans les calculs

➤ Si :  $f_{c28} \leq 40$  Mpa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad (2.1)$$

➤ Si :  $f_{c28} > 40$  Mpa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad (2.2)$$

#### *b- Résistance à la traction*

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée « **f<sub>tj</sub>** » est conventionnellement définie par la relation 2.3

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (2.3)$$

**c- Contraintes admissibles de compression**

La contrainte admissible est la contrainte qu'il ne faut pas dépasser en tous point de l'ouvrage.

➤ **Etat limite ultime**

La contrainte admissible de compression se calcule avec la formule 2.4

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (2.4)$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires ;

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application de la combinaison d'actions, tel que :

$\theta = 1$  la durée est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0,9$  la durée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;

$\theta = 0,85$  lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

➤ **Etat limite de service**

La contrainte admissible de compression est donnée par le **Fascicule 74** par la formule 2.5

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad (2.5)$$

**d- Module de déformation longitudinal du béton**

Le module de déformation longitudinal du béton appelé aussi module de Young noté « E » se calcule comme suit :

➤ Module de déformation instantanée donné par la formule 2.6

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (2.6)$$

➤ Module de déformation différée donné par la formule 2.7

$$E_{dj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (2.7)$$

**e - Module de déformation transversale du béton**

Le module de déformation transversal du béton noté « G » se calcule avec la formule 2.8

$$G = \frac{E_{ij}}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad (2.8)$$

### f- Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente le rapport des déformations relatives transversales et celles longitudinales donné par la formule 2.9

$$\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \quad (2.9)$$

ELU :  $\nu = 0,2$  → béton non fissuré.

ELS :  $\nu = 0$  → béton fissuré.

Le diagramme des contraintes du béton est donné par la figure 2.1 :

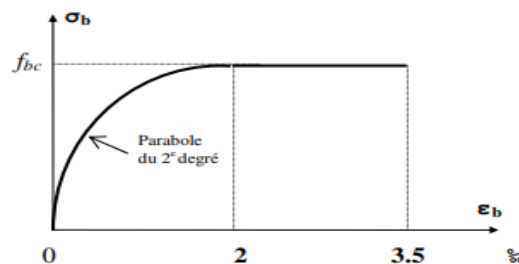


Figure 2.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU).

### 2.2.2. Les aciers

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes, On distingue les aciers passifs et les aciers actifs.

#### a- Les aciers passifs

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 type (HA), avec une limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa, leur module d'élasticité «  $E_s$  » est égal à  $2 \times 10^5$  MPa.

#### ➤ La limite élastique

A l'état limite ultime : la limite élastique est prise égale à  $(f_e/\gamma_s)$ , tel que :

$\gamma_s = 1$  → situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  → situation durable ou transitoire.

A l'état limite de service : sa valeur dépend de l'état de fissuration considéré. Le tableau 2.1 nous donne la formule à utiliser pour la détermination de cette contrainte :

Tableau 2.1 : Contraintes des états de fissuration.

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Aucune vérification
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min (2f_e/3, 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})$
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = 0,8 \min [(2f_e/3, \max (0,5f_e ; 110\sqrt{n \cdot f_{tj}})]$

Avec :

$n = 1$  → treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$  → aciers à haute adhérence.

Les diagrammes des contraintes à l'ELU et ELS sont présentés dans les figures 2.2, 2.3 (BAEL art 2.2, 1999)

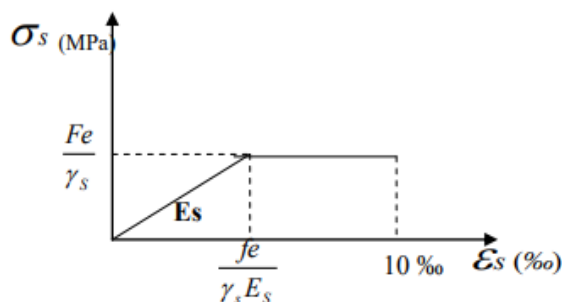


Figure 2.2 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELU.

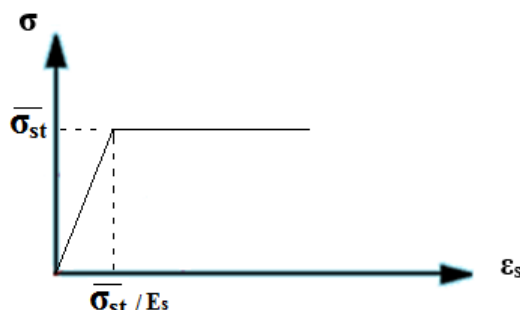


Figure 2.3 : Diagramme contrainte – déformation à l'ELS.

#### *b- Les aciers actifs*

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance, qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Elles sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure, ils sont classés par catégories :

- Les fils ;
- Les barres ;
- Les torons

#### ➤ **La limite élastique**

Comme ces aciers n'ont pas de paliers de plasticité, nous définissons la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente **89 %** de la résistance garantie à la rupture.

#### ➤ **Le module de Young**

Le module d'élasticité longitudinal «  $E_P$  » des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_P = 200\ 000$  MPa pour les barres.

$E_P = 190\ 000$  MPa pour les torons.

Les valeurs des contraintes sont données avec les formules 2.10 et 2.11 suivantes :

$$\sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p < f_{peg}/E_p \quad (2.10)$$

$$\sigma_p = f_{peg} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p \geq f_{peg}/E_p \quad (2.11)$$

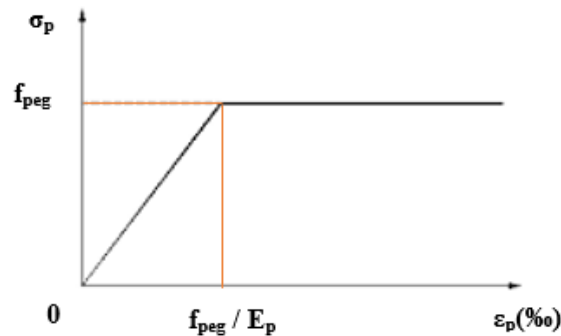


Figure 2.4 : Diagramme contrainte – déformation Pour les fils trempés et barres.

Le **BPEL** donne les équations 2.12 et 2.13 suivantes :

$$\text{➤ Si : } 0 \leq \sigma_p \leq 0,9 f_{peg} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (2.12)$$

$$\text{➤ Si : } \sigma_p > 0,9 f_{peg} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left[ \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,90 \right]^5 \quad (2.13)$$

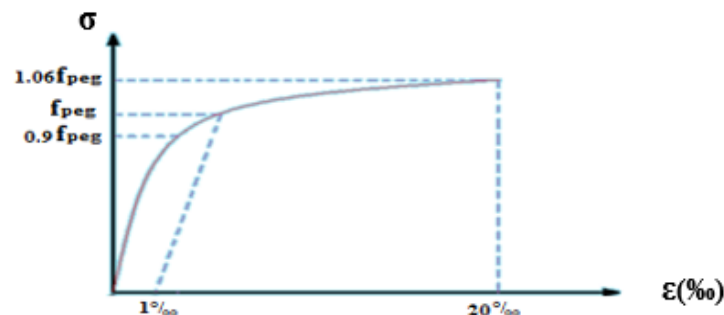


Figure 2.5 : Diagramme contraintes – déformations Pour les fils tréfilés et les torons.

### Remarque

- Lorsque la nature de l'acier est ignorée, nous pouvons utiliser le diagramme bilinéaire ci-dessus.
- Si une grande précision n'est pas recherchée, ce même diagramme peut être utilisé pour les fils tréfilés et les torons.

### ❖ Fiche technique des câbles utilisés

Pour les armatures actives, nous utilisons des câbles constitués de sept (5) fils de faible diamètre enroulés en hélice sur un fil central.

Les torons que nous avons choisis ont les caractéristiques suivantes [[www.socitrel.pt](http://www.socitrel.pt)] :

* Section d'acier totale	$A_p = 87.96 \text{ mm}^2$ ;
* Contrainte de rupture garantie	$f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ ;
* Limite conventionnelle d'élasticité	$f_{peg} = 1570 \text{ MPa}$ ;
* Diamètre des gaines	$\varnothing_{gaine} = 15 \text{ mm}$ ;
* Coefficients de frottement (SETRA, 1990) :	
-Courbe :	$f = 0.05 \text{ rad}^{-1}$ ;
-Droit :	$\varphi = 1 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ ;
* Recul d'ancrage :	$g = 2 \text{ mm}$ ;
* Relaxation à 1000 heures	$\rho_{1000} = 2,5 \text{ \% TBR}$ ;
* déformation de retrait	$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$ ;
* Module d'élasticité de l'acier	$E_p = 190000 \text{ MPa}$ .

### 2.3. Présentation du réservoir d'étude

Il s'agit d'un réservoir circulaire en béton armé posé au sol qu'on va lui appliquer une précontrainte extérieure sur sa paroi, il a une capacité de  $5000 \text{ m}^3$  constitué de plusieurs éléments, tels qu'illustrés par la figure 2.6 :

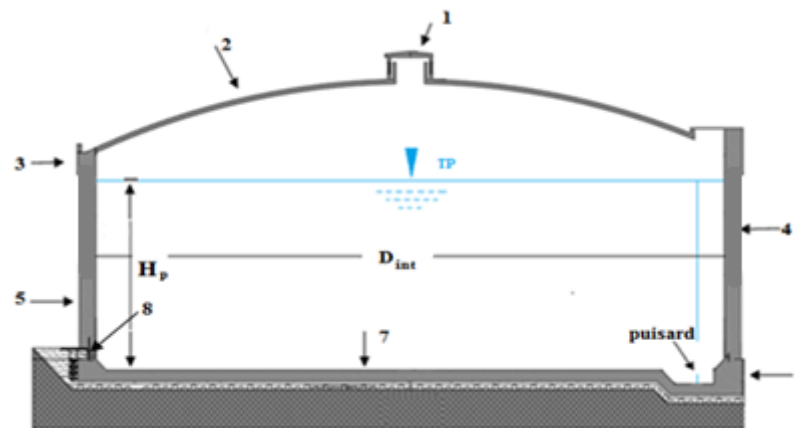


Figure 2.6 : Schéma représentatif du réservoir.

#### (1) -Lanterneau

C'est un élément standard qui sert à l'aération. Il permet d'avoir une pression à la surface libre de liquide, égal à la pression atmosphérique.

#### (2) -Coupole de couverture

C'est une partie de l'ouvrage qui a la forme d'une coque destinée à couvrir un espace de forme circulaire. Conformément au **Fascicule 74 (CCTG)**, l'épaisseur d'une coupole de

couverture est égale au moins à 8cm. Pour notre cas d'étude, le réservoir a une épaisseur de  $e_c = 15\text{cm}$ .

### (3) -Ceinture supérieure

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- La largeur  $b = 0,7\text{m}$ .
- La hauteur  $h = 0,8\text{m}$ .
- Le rayon  $R1 = 12,7\text{m}$ .

### (4) -Paroi cylindrique

C'est un voile circulaire à base trapézoïdale réalisé en béton armé, et renforcé avec des câbles de précontrainte extérieure. Ces caractéristiques sont :

- Hauteur totale  $H_p = 13\text{m}$  ;
- Épaisseur moyenne à la base  $e_{pm} = 0,35\text{m}$  ;
- Épaisseur sur le reste de sa hauteur (11m)  $e_p = 0,3\text{m}$ .

### (5) – Bossages

Ce sont des éléments en béton armé qui servent d'appuis aux organes d'ancrage des câbles de précontrainte et qui permettent une répartition équilibrée des pertes de tension par frottement (figure 2.7 et 2.8) :

- Hauteur  $h_b = 8\text{m}$ .
- Épaisseur  $e_b = 0,5\text{m}$ .
- Largeur  $l_b = 2,8\text{m}$ .



*Figure2.7 : Vue d'un bossage vertical.*

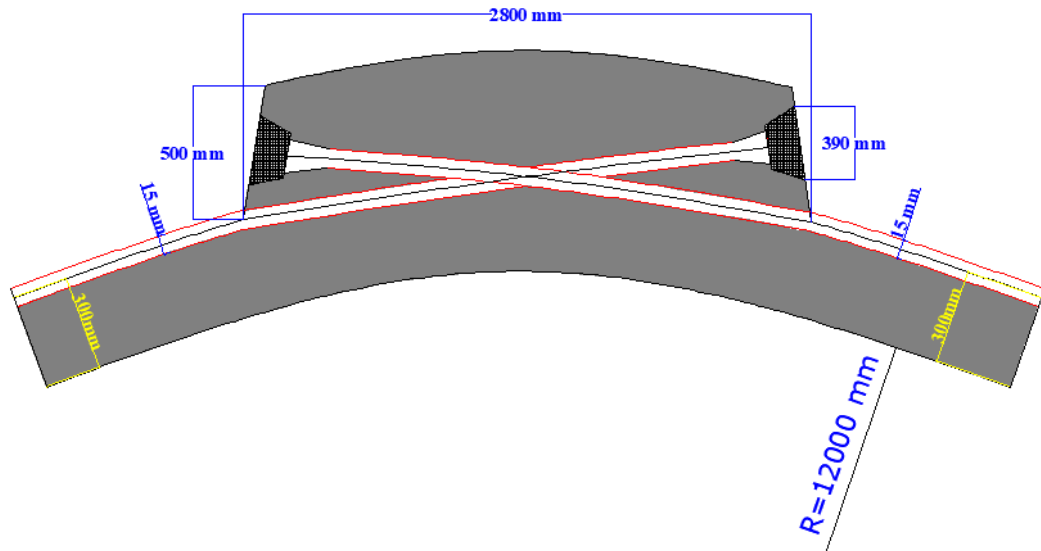


Figure 2.8 : Schéma représentatif du bossage.

#### (6)-Gousset

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- La largeur  $l_{cinf} = e_r + 10 = 0,5\text{m}$ .
- La hauteur  $h_{cinf} = 2e_r = 0,8\text{m}$ .

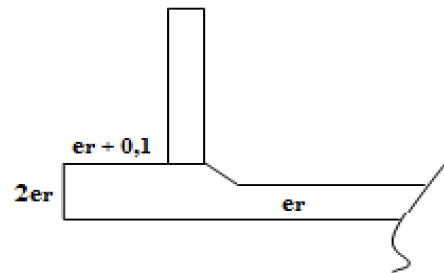


Figure 2.9 : Dimensions du gousset.

#### (7)-Fondation

La fondation de notre réservoir est sous forme circulaire, elle est superficielle de type radier général.

Les dimensions du radier sont :

- Epaisseur  $e_r = 0,4\text{m}$ .
- Diamètre  $D_r = 25,6\text{m}$ .

#### (8)-Puisard

Il représente la zone la plus basse du réservoir qui est soumise à des fortes pressions, et cela dans le but d'effectuer l'opération de vidange lors de l'entretien.

### 2.4. Prédimensionnement de l'ouvrage

Pour le prédimensionnement du réservoir, nous utilisons les formules de **Fonlladosa** (Guerrin Lavour, 1972) :

#### a- Diamètre intérieur du réservoir $D_{int}$

Il se calcul avec la formule 2.13

$$D_{int} = 1,405 \times \sqrt[3]{V} \quad (2.13)$$

V : Capacité théorique du réservoir.

**b- Hauteur utile d'eau He**

Elle se calcule avec la formule 2.14

$$He = 0,46 \times D_{int} \quad (2.14)$$

**c- Volume réel de l'eau**

Il se calcul avec la formule 2.15

$$V_{réel} = D_{int}^2 \times He \frac{\pi}{4} \quad (2.15)$$

**d- Flèche de la coupole de couverture**

Elle se calcule avec la formule 2.16

$$f = 0,104 \times D_{int} \quad (2.16)$$

D'après le **Fascicule 74**, il est recommandé d'adopter pour les flèches des coupoles de couverture une valeur supérieure à  $\frac{D}{10} = 2,4$  m. « Vérifiée »

**e- Rayon de courbure de la coupole de couverture**

Il se calcule à l'aide de la formule 2.17

$$R = \frac{D_{int}^2 + 4f^2}{8f} \quad (2.17)$$

**f- Hauteur au-dessus du niveau libre du liquide**

La hauteur  $h_0$  se calcule avec la formule 2.18

$$h_0 = 0,10 \times D_{int} \quad (2.18)$$

Les résultats du pré-dimensionnement obtenus à partir des relations 2.13 et 2.18 sont présentés dans le tableau 2.2 :

**Tableau 2.2 : Résultat du pré-dimensionnement du réservoir.**

Désignation	Valeurs	Unités
Capacité théorique du réservoir V	5000	m <sup>3</sup>
Diamètre intérieur D <sub>int</sub>	24.03	m
Diamètre adopté	24.00	m
Hauteur d'eau He	11.04	m
Hauteur d'eau adoptée	11.00	m
Volume réel Vr	4 976.28	m <sup>3</sup>
La flèche f	2.50	m
Rayon de courbure R	30.05	m
Hauteur au-dessus du liquide	2.40	m
Hauteur adoptée	2.00	m

## 2.5 Calcul des poids des différents éléments résistants

### 2.5.1 La coupole de couverture

La coupole de couverture est composée de trois éléments, la couverture, son étanchéité et lanterneau.

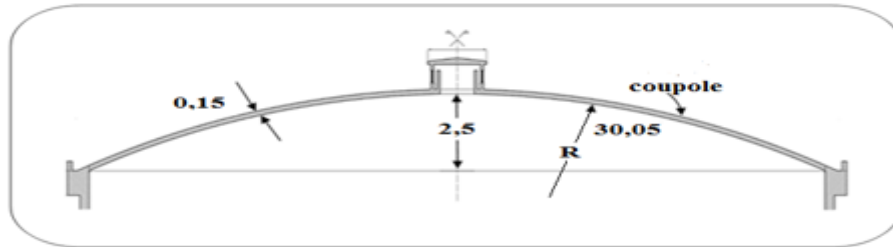


Figure 2.10 : Coupe transversale de la coupole.

#### ➤ Poids de lanterneau

Pour avoir le poids de lanterneau, nous devons calculer le poids de la dalle circulaire (couverture de lanterneau) et le poids du voile cylindrique (figure 2.12)

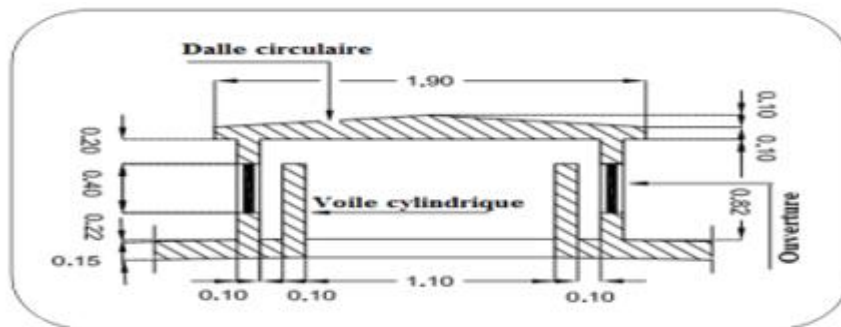


Figure 2.11 : Schéma représentatif de lanterneau.

#### ▪ Poids de la dalle circulaire

Soit  $P_{dalle}$  le poids de la dalle circulaire qui se calcul avec la formule 2.19

$$P_{dalle} = \frac{2}{3} \pi R_{dalle}^2 * \rho * e_{p\ lanter} + 40 * \pi * R_{dalle}^2 \quad (2.19)$$

#### ▪ Poids de voile cylindrique

Soit  $V_{voile}$  le volume de voile cylindrique

$$V_{voile} = V_1 + V_2 \quad (2.20)$$

$$V_1 = \frac{\pi}{4} 0,6 (1,3^2 - 1,1^2)$$

$$V_2 = \frac{\pi}{4} 0,8 (1,7^2 - 1,5^2)$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau 2.3 :

Tableau 2.3 : Calcul du poids de lanterneau.

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur du lanterneau	1.00	m
Rayon de la dalle	0.95	m
Epaisseur de lanterneau	0.10	m
Étanchéité des enduits intérieurs	40.00	kg/m <sup>2</sup>
Poids de la dalle circulaire P <sub>dalle</sub>	585.96	kg
Poids de voile cylindrique	1 570.80	kg
Poids de lanterneau	2 156.76	kg

### ➤ Poids de la chape d'étanchéité

L'étanchéité se fait en deux couches de 2 cm d'épaisseur chacune. La première est une chape en mortier de ciment de densité  $\gamma_1 = 2200 \text{ kg/m}^3$ , et la deuxième est une multicouche en ciment volcanique de densité  $\gamma_2 = 600 \text{ kg/m}^3$  (DTR B.C.2.2, 1988).

Le poids de la chape d'étanchéité se calcule avec la formule 2.21

$$P_{ch} = (\gamma_1 + \gamma_2) \times S_{nc} * e_{p\ ch} \quad (2.21)$$

La surface nette de la coupole avec la formule 2.22

$$S_{nc} = S_c - S_L \quad (2.22)$$

La surface de la coupole de couverture est donnée par la relation 2.23

$$S_c = 2\pi Rf \quad (2.23)$$

La surface revenant à lanterneau se calcule avec la formule 2.24

$$S_L = \pi 1,102/4 \quad (2.24)$$

### ➤ Poids de la coupole de couverture

Le poids est donné par cette formule 2.25

$$P_c = \rho \times S_{nc} \times e_c \quad (2.25)$$

Soit donc **G** la charge permanente totale :

$$G = P_{ch} + P_c + P_l$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau 2.4

Tableau 2.4 : Poids de la coupole de couverture.

Désignation	Valeurs	Unités
Epaisseur de la coupole $e_c$	0.15	m
Epaisseur de la chape d'étanchéité ciment volcanique $e_{ch}$	0.02	m
Epaisseur de la chape d'étanchéité mortier	0.02	m
Surface nette de la coupole $S_{nc}$	471.07	m <sup>2</sup>
Surface de lanterneau $S_L$	0.95	m <sup>2</sup>
Surface de la coupole $S_c$	471.07	m <sup>2</sup>
Poids de la Chape d'étanchéité	26 380.14	kg
Poids de la coupole	176 652.74	kg

### 2.5.2 Poids de la ceinture supérieure

Le poids de la ceinture supérieure se calcul avec la formule 2.26, comme suit

$$P_{cs} = \frac{\pi}{4} (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \times h \times \rho \quad (2.26)$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau 2.5

*Tableau 2.5 : Poids de la ceinture supérieure.*

Désignation	Valeurs	Unités
Largeur de la ceinture supérieure b	0.70	m
Hauteur de la ceinture supérieure h	0.80	m
Rayon intérieur	12.00	m
Poids de la ceinture supérieure	108 636.27	kg

### 2.5.3 Poids de la paroi cylindrique

Le poids de la paroi cylindrique se calcul avec la formule 2.27 comme suit

$$P_{pc} = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times Hp \times \rho \quad (2.27)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.6

*Tableau 2.6 : Poids de la paroi cylindrique.*

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur des deux bandes du fond	2,00	m
Epaisseur moyen des deux bandes du fond	0,35	m
Hauteur de la paroi au-dessous des deux bandes du fond	11,00	m
Epaisseur de l'enduit extérieur	0,02	m
Epaisseur de l'enduit intérieur	0,02	m
Epaisseur de la paroi au-dessous des deux bandes du fond	0,30	m
Diamètre intérieur	24,00	m
Poids de la paroi	763 681,90	Kg
Poids de l'enduit total	73 897,80	Kg

### 2.5.4 Poids de l'acrotère

Le poids de l'acrotère se calcul avec la formule 2.28 comme suit :

$$P_{ac} = \pi * (R_{ext}^2 - (R_{ext} - e_{pa})^2) * Ha * \rho \quad (2.28)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.7

*Tableau 2.7 : Poids de l'acrotère.*

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur de l'acrotère	0.30	m
Epaisseur de l'acrotère	0.10	m
Rayon extérieur	12.70	m
Poids de l'acrotère	5 961.17	kg

### 2.5.5 Poids du radier

Le poids du radier se calcul avec la formule 2.29 comme suit

$$P_r = \pi * (D_{int}^2 + (D_{ext}^2 - D_{int}^2)) / 4 * e_r * \rho \quad (2.29)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau 2.8

**Tableau 2.8 : Poids du radier.**

Désignation	Valeurs	Unités
Epaisseur du radier $e_r$	0.40	m
Diamètre intérieur du radier	24.00	m
Diamètre extérieur du radier	25.60	m
Poids du radier	577 047.74	kg

### 2.5.6 Poids total de l'ouvrage

Il représente la somme de tous les poids des éléments calculés précédemment

$$P_t = P_l + P_{ch} + P_c + P_{pc} + P_{entot} + P_{ac} + P_r$$

$$P_t = 1\,734\,414,52 \text{ kg}$$

## 2.6. Conclusion :

En conclusion du chapitre, nous présentons un récapitulatif des résultats du pré-dimensionnement de notre réservoir, nécessaires pour le calcul déterministe de la paroi en béton précontraint, qui fera l'objet du chapitre suivant.

**Tableau 2.9 : Résultats du pré-dimensionnement du réservoir.**

Désignation	Valeurs	Unités
Volume du réservoir V	5 000.00	m <sup>3</sup>
Diamètre adopté	24.00	m
Hauteur d'eau adoptée	11.00	m
Flèche f	2.50	m
Rayon de courbure R	30.05	m
Hauteur au-dessus du liquide adoptée	2.00	m
Masse volumique de béton	2 500.00	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du mortier	2 200.00	kg/m <sup>3</sup>
Masse volumique du ciment volcanique	600.00	kg/m <sup>3</sup>
Poids total de l'ouvrage	1 734 414,52	kg

## *Chapitre 03 :*

### *Etude de la précontrainte*

### 3.1 Introduction

Dans ce troisième chapitre, nous nous intéressons d'abord à la détermination de l'effort de précontrainte nécessaire pour absorber la tension exercée par la pression hydrostatique sur la paroi du réservoir, et le nombre de câbles équivalent à ces efforts, on vérifie aussi la contrainte générée par les câbles sur le voile cylindrique par rapport à la contrainte limite de traction et de compression, et enfin on calcule les pertes totales de tension (instantanées et différées).

### 3.2 Calcul de l'effort de précontrainte total

L'effort de précontrainte totale est déterminé à partir de l'inégalité 3.1 (Bellil, Ben Medjkane, 2021)

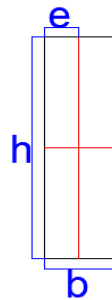


Figure 3.1 : forme géométrique de la bande.

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \frac{P_t}{B} \pm \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} + \frac{F_{ext}}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (3.1)$$

Où :

$B$  : section du béton [mm<sup>2</sup>] ;

$e$  : excentricité du câble [mm] ;

$h$  : hauteur de la section du béton [mm] ;

$b$  : largeur de la section du béton [mm] ;

$F_{ext}$  : force extérieure [N/ml] ;

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression dans le béton donnée par le **Fascicule 74**, à savoir :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (3.2)$$

$f_{c28}$  : limite de compression du béton à 28 jours [MPa] ;

$\bar{\sigma}_{bt}$  : Contrainte limite de traction dans le béton donnée par le **Fascicule 74**, telle que :

Pour les ouvrages de classe **A** :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad (3.3)$$

Pour les ouvrages de classe **B** :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} \quad (3.4)$$

### 3.3 Vérification des contraintes (Fascicule 74)

La contrainte maximale de compression du béton, calculée en section homogène avec la précontrainte  $P_t$  est limitée à  $0,6 f_{c28}$ .

Les contraintes de traction du béton calculées en section homogène, limitées aux valeurs suivantes :

- Sous l'effet des combinaisons rares :

Pour les ouvrages des classes **A**, **B** et **C** avec revêtement d'étanchéité adhérente ;

- $f_{t28}$  dans la section d'enrobage ;
- $1,10 \theta f_{t28}$  ailleurs.

Tableau 3.1 : valeurs de  $\theta$ .

	Traction simple	Flexion plane composée	Autres cas
$\theta$	/	$1+2 \times e / (3 \times e_p)$	[5/3]
Valeurs	1,00	1,33	1,67

Pour les autres ouvrages de la classe C, il n'est pas prévu de limitation.

- Sous l'effet des combinaisons fréquentes :

Pour les ouvrages des classes **A**, **B** et **C** avec revêtement d'étanchéité adhérente :

- 0 dans la section d'enrobage du côté du parement mouillé de la paroi ;
- $f_{t28}$  ailleurs.

### 3.4 Pertes de précontraintes (pertes de tensions)

C'est un fait bien établi que la force de précontrainte initiale appliquée à l'élément en béton subit un processus de réduction progressif. La réduction totale de la force de précontrainte pendant la durée de vie de l'élément est appelée « perte totale de précontrainte ». Par conséquent, il est important de déterminer le niveau (tension) de la force de précontrainte à chaque étape de chargement, depuis le transfert de la force de précontrainte au béton, aux différentes étapes de chargement avec une précision raisonnable, car cela conduit à la valeur réelle nécessaire à la conception. La perte totale de précontrainte est généralement regroupée en deux catégories :

- **Les pertes instantanées** : elle se produisent au cours du processus de fabrication ou de construction comprenant les pertes par frottement du câble sur sa gaine, les pertes dues au tassement des organes d'ancrage et le raccourcissement élastique du béton dû à la non simultanéité des mises en tension des différents câbles ;
- **Les pertes dépendantes du temps ou pertes différées** : telles que le fluage, le retrait, et celles dues à l'effet de la relaxation de l'acier, qui sont toutes déterminables à l'état limite de

service dans l'élément en béton précontraint.

### 3.4.1 Les pertes instantanées

Ces pertes de tension, au nombre de trois, sont calculées en conformité avec les règles **BPEL art 3.3** ou bien avec celle du **Fascicule 74**.

#### *a- Perte de tension par frottement de l'armature ( $\Delta\sigma_{pf}$ )*

Pendant la mise en tension et au fur et à mesure que l'acier glisse à travers la gaine, une résistance au frottement est développée, de sorte que la tension diminue à mesure qu'on s'éloigne du vérin. L'ampleur de cette perte est en fonction de la forme ou de l'alignement du câble, appelé effet de courbure, et des déviations locales de l'alignement (**Adjrad, 2017**).

La tension en un point d'abscisse « x », après perte par frottement, est donnée par le **Fascicule 74** par la formule 3.5

$$\sigma_{pf}(x) = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha + \varphi x)} \quad (3.5)$$

Les pertes par frottement sont données par la formule 3.6

$$\Delta\sigma_{pf} = \sigma_{p0} - \sigma_{pf} \quad (3.6)$$

Ou :

$\sigma_{pf}(x)$ : nouvelle contrainte après les pertes par frottement [MPa] ;

$e$  : la base des logarithmes népériens ;

$f$  : le coefficient de frottement courbe [ $\text{rad}^{-1}$ ] ;

$\varphi$  : le coefficient de frottement droit [ $\text{m}^{-1}$ ] ;

$\alpha$  : l'angle de courbure du câble [rad] ;

$x$  : est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension [m] ;

$\Delta\sigma_{pf}$  : la valeur de ces pertes de tension dans une section d'abscisse x après les pertes par frottement [MPa] ;

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine est donnée par le **Fascicule 74** par la formule 3.7 [MPa] :

$$\sigma_{p0} = \min \{0,8 fprg, 0,9 fpeg\} \quad (3.7)$$

Au niveau d'un avant-projet, lorsque le détail des déviateurs n'est pas connu, il suffit, pour évaluer forfaitairement les pertes par frottement, de tabler sur les seules déviations théoriques en choisissant pour f des valeurs prudentes dans la gamme :

- $0,20 \leq f \leq 0,30$  lorsqu'il s'agit de tubes en acier ;
- $0,12 \leq f \leq 0,15$  lorsqu'il s'agit de tubes en PEHD.

Si un autre matériau est employé, il convient d'apprécier  $f$  avec prudence sur la base d'essais de convenance ou de références antérieures.

Dans le cas de torons gainés-graissés logés dans un conduit injecté au coulis de ciment avant leur mise en tension, la formulation 3.5 peut être utilisée avec :

$$f = 0.05 \text{ rad}^{-1} ; \varphi = 10^{-3} \text{ m}^{-1}.$$

Les déviations parasites doivent faire l'objet d'une estimation et être prises en compte dans les calculs de tension.

Selon la nature du conduit, généralement les valeurs de  $f$  à prendre en compte pour le calcul des sollicitations sont les suivantes :

- Tube en acier  $f = 0,20$ , à condition qu'il soit intérieurement propre et lubrifié ;
- Tube en PEHD  $f = 0,12$ .

Pour les câbles extérieurs au béton constitués de fils ou de torons parallèles, on adopte  $\varphi = 0$ . (SETRA, 1990).

#### *b- Perte de tension due au recul d'ancrage ( $\Delta\sigma_{pg}$ )*

Dans les éléments précontraints par post-tension, un léger glissement de l'armature vers le béton se produit lorsque la force de précontrainte est transférée du vérin à l'ancrage du au positionnement des organes d'ancrages. La cause et la valeur du recul d'ancrage varient suivant les procédés utilisés (Abdelaziz, 2006).

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «  $X_m$  » à partir de laquelle la tension demeure inchangée parce qu'elle est équilibrée par les frottements entre la gaine et le câble. Pour une longueur d'influence  $X_m$  inférieure à  $l/2$ ,  $l$  étant la longueur du câble de précontrainte, la perte par recul d'ancrage  $\Delta\sigma_{pg}$ , est donnée par le **Fascicule 74** avec la formule 3.8 :

$$gE_p = \int_0^x \Delta\sigma_{pg}(x) dx \quad (3.8)$$

$g$  : recul d'ancrage [m] ;

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier [MPa] ;

$\Delta\sigma_{pg}$  : pertes par recul d'encrage [MPa] ;

$\sigma_{pg}$  : nouvelle contrainte après pertes par recul d'encrage [MPa] :

$$\sigma_{pg}(x) = \sigma_{pf}(x) - \Delta\sigma_{pg} \quad (3.9)$$

#### *c- Perte de tension par déformations instantanées du béton ( $\Delta\sigma_{pms}$ )*

La perte de tension par déformations instantanées du béton, ou encore appelée perte par raccourcissement élastique du béton, est principalement due à la non simultanée de la mise

en tension des câbles de précontrainte. Toute action permanente, appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte, provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte, donc de raccourcissement (**Siline, 2017**). Chaque câble subit une perte due au non simultanément de mise en tension, donnée par la formule 3.10 d'après le **BPEL art**

**3.3.1.3 :**

$$\Delta\sigma_{pns}(x) = \frac{1}{2} \sigma_{bn}(x) \frac{E_p}{E_{bij}} \quad (3.10)$$

Avec :

$E_{bij}$  : module de déformation instantanée du béton, donnée par la formule 3.11 :

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (3.11)$$

$\sigma_{bn}(x)$  : contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse « x » calculé au niveau du câble moyen, comme suit :

$$\sigma_{bn}(x) = nA_p \frac{\sigma_{pg}(x)}{B} \left[ 1 + e^2 \frac{B}{I} \right] \quad (3.12)$$

$n$  : nombre de câbles total ;

$e$  : excentricité du câble [mm] ;

$A_p$  : section du câble [mm<sup>2</sup>] ;

$I$  : l'inertie (section totale) [mm<sup>4</sup>] ;

$\Delta\sigma_{pns}$  : perte par déformations instantanées du béton [MPa] ;

$\sigma_{pns}$  : nouvelle contrainte après les pertes de tension par déformations instantanées du béton

[MPa]

$$\sigma_{pns} = \sigma_{pg} - \Delta\sigma_{pns} \quad (3.13)$$

#### *d- Calcul des pertes instantanées totales*

C'est la somme de toutes les pertes instantanées précédentes « pertes par frottement, par recul d'ancrage et par non simultanément de mise en tension »

Les pertes instantanées totales se calculent comme suit :

$$\Delta\sigma_{pit}(x) = \Delta\sigma_{pf}(x) + \Delta\sigma_{pg}(x) + \Delta\sigma_{pns}(x) \quad (3.14)$$

$\sigma_{pit}(x)$  : contrainte après toutes les pertes instantanées calculée comme suit :

$$\sigma_{pit}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pit}(x) \quad (3.15)$$

#### **2.4.2 Les pertes différées**

Le béton sous contrainte continue de se déformer sur une période de temps en raison de la propriété de fluage et l'acier sous contrainte continue de perdre de la tension sur une période de temps en raison de la propriété de la relaxation. De plus, le béton rétrécit en raison du retrait.

Ces trois effets entraînent une perte conséquente de précontrainte au fil du temps et cela doit être pris en compte lors de la conception.

Cependant les pertes différées se produisent simultanément, mais peuvent être déterminées séparément, selon les règles **BPEL**, puis additionnées.

Dans cette section, les procédures approximatives spécifiées dans les règles du **BPEL** pour calculer les pertes de précontrainte en fonction du temps sont décrites (**Bellil, Ben Medjkane, 2021**).

#### *a- Perte dues au retrait du béton ( $\Delta\sigma_{pr}$ )*

Le retrait présente la déformation par raccourcissement spontané du béton, au cours de son durcissement, en l'absence de toute contrainte. Cette déformation est principalement due à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment (**Silene, 2017**). Il a pour conséquence de détendre les armatures de précontrainte. Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée dans le **BPEL** par la formule 3.14 :

$$\Delta\sigma_{pr} = E_p \times \varepsilon_r \times [1 - r(t)] \quad (3.16)$$

Avec :

$r(t)$  : loi d'évolution du retrait

$$r(t) = \frac{t}{t + 9 r_m} \quad (3.17)$$

$t$  : est l'âge du béton au moment de sa mise en tension ;

$r_m$  : étant le rayon moyen, il se calcule avec la formule 3.18 comme suit :

$$r_m = \frac{\text{section de la bande}}{\text{périmètre de la bande}} \quad (3.18)$$

$\varepsilon_r$  : le retrait final du béton ;

$\Delta\sigma_{pr}$  : pertes par retrait de béton [MPa] ;

$\sigma_{pr}$  : nouvelle contrainte après pertes par retrait [MPa] :

$$\sigma_{pr} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{pr} \quad (3.19)$$

#### *b- Pertes dues à la relaxation des câbles ( $\Delta\sigma_{prl}$ )*

L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est corrélatif du fluage (variation de longueur sous contrainte constante) (**Silene, 2017**).

La perte par relaxation est donnée par la formule 3.20 qui suit :

$$\Delta\sigma_{prl}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left( \frac{\sigma_{pit}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pit}(x) \quad (3.20)$$

Avec :

$\mu_0 = 0,43$  pour les armatures T.B.R (très basse relaxation) ;

= 0.35 pour les armatures B.R (basse relaxation) ;

= 0,3 pour les armatures R.N (relaxation normale) ;

$\rho_{1000}$  : valeur de la relaxation à 1000 heures ;

$\sigma_{pit}(x)$  : contrainte après toutes les pertes instantanées ;

$\Delta\sigma_{prl}$  : pertes par relaxation des aciers ;

$\sigma_{prl}$  : nouvelle contrainte après les pertes par relaxation des aciers

$$\sigma_{prl} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{prl} \quad (3.21)$$

### c- Pertes dues au fluage ( $\Delta\sigma_{pfl}$ )

Par définition, le fluage est le raccourcissement progressif du béton sous contrainte constante. Ce phénomène est, lui aussi, lié à la migration de l'eau à l'intérieur du béton. Dans une pièce en béton précontraint, les armatures de précontrainte subissent le même raccourcissement que le béton suite à son fluage, d'où une perte de tension (**Siline, 2017**).

La perte de tension due au fluage proposé par le **Fascicule 74** est donnée par la formule 3.22 :

$$\Delta\sigma_{pfl}(x) = 2 \cdot \sigma_b(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (3.22)$$

Avec :

$\sigma_b(x)$  : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen obtenue lorsque toutes les pertes sont produites [MPa] :

$$\sigma_b(x) = \left[ \frac{\sigma_{pit}(x)}{B} \times Ap + \frac{\sigma_{pit}(x) Ap \cdot e^2}{I} \right] \quad (3.23)$$

$\Delta\sigma_{pfl}(x)$  : pertes par fluage.

$\sigma_{pfl}$  : nouvelle contrainte après les pertes par fluage

$$\sigma_{pfl} = \sigma_{pit} - \Delta\sigma_{pfl} \quad (3.24)$$

### d- Calcul des pertes différées totales

C'est la somme de toutes les pertes différées précédentes « pertes dues au retrait, dues à la relaxation des aciers et au fluage » La perte différées totale se calcul comme suit :

$$\Delta\sigma_{pdif}(x) = \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{pfl}(x) + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{prl}(x) \quad (3.25)$$

La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par **5/6** la valeur de la relaxation finale de l'acier. Ce calcul forfaitaire pénalise les armatures soumises à des pertes de tension par retrait et fluage du béton élevées, pour lesquelles la perte de tension par relaxation est plus faible que celle donnée ci-contre (**BPEL, 1999**).

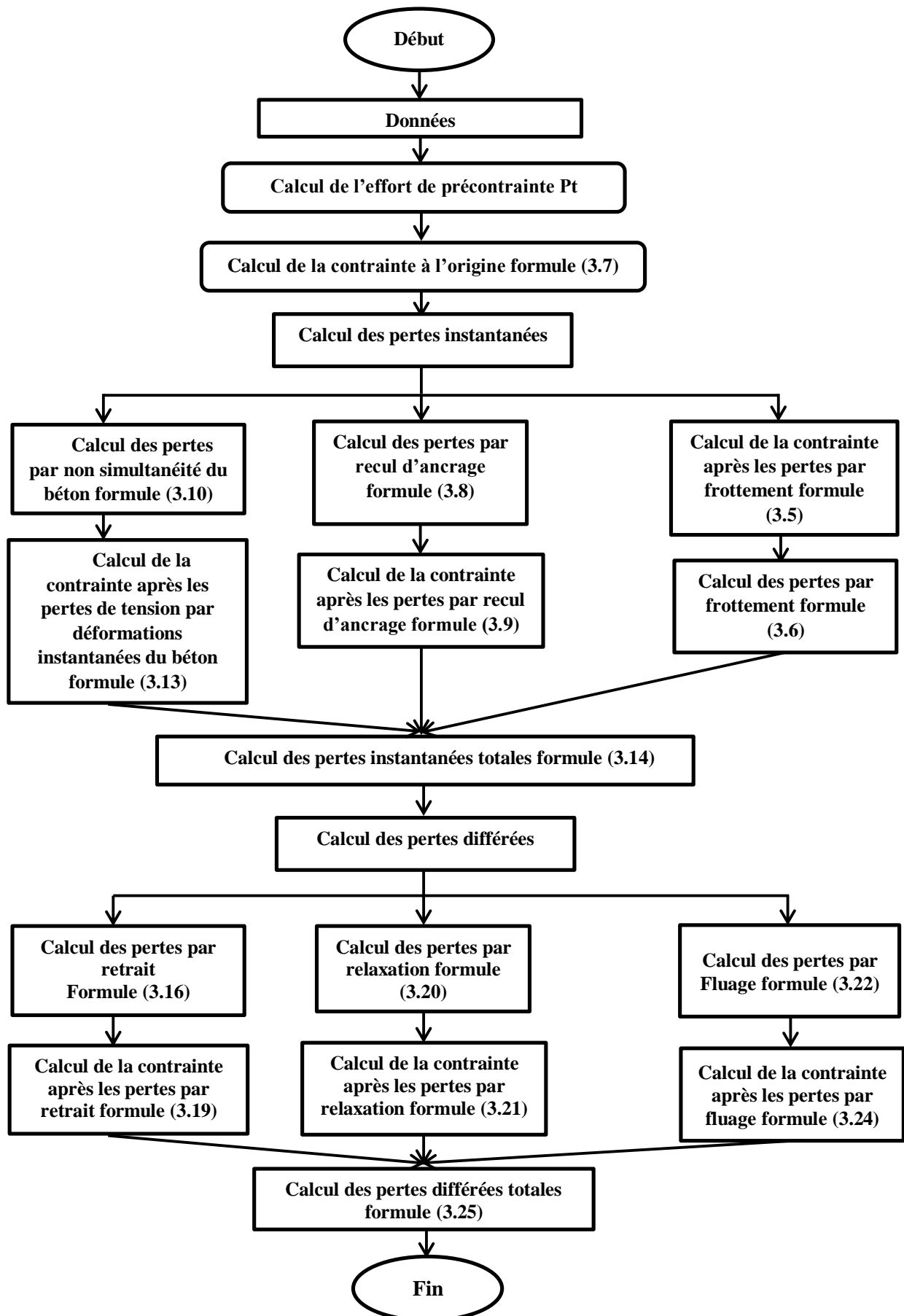
### 2.4.3 Calcul de la tension finale du câble

La tension finale dans un câble sera calculée par la formule 3.24 :

$$\sigma_{pfin} = \sigma_{p0} - [\Delta\sigma_{pit}(x) + \Delta\sigma_{pdiff}(x)] \quad (3.26)$$

Un organigramme relatant les différentes étapes de calcul des pertes de précontraintes est donné ci-après :

Organigramme de calcul de la précontrainte



### 3.5. Application au cas d'un réservoir en eau potable posé au sol

#### 3.5.1. Problématique

Il s'agit de calculer l'effort de précontrainte permettant d'absorber au moins 50% de l'effort hydrostatique appliqué sur la paroi. Le calcul de la précontrainte se fera dans une section rectangulaire soumise à l'effort de traction  $T_s$  engendré par la poussée de l'eau à l'état limite de service, qui varient en fonction de la profondeur. Cet effort développé dans la section du béton pour un mètre linéaire est donné pour la bande du fond par les relations suivantes :

$$\text{- cas réservoir plein : } \quad T_s = \frac{Q_i \cdot D}{2} \quad (3.26)$$

$$\text{- cas réservoir vide : } \quad T_s = 0 \quad (3.27)$$

D étant le diamètre du réservoir ;

$Q_i$  la pression moyenne de la bande  $i$  ; telle que l'illustre la figure 3.2

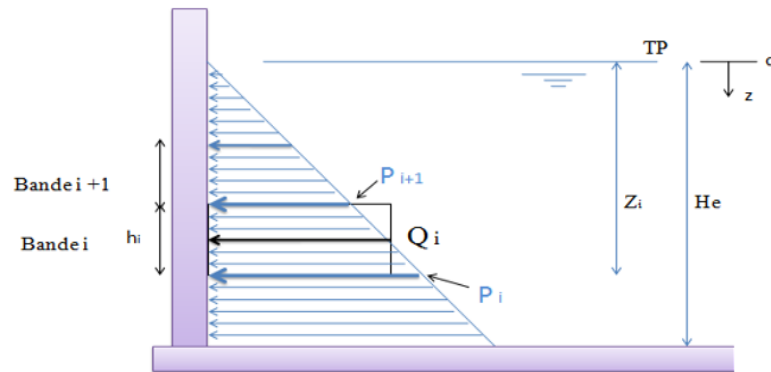


Figure 3.2 : Paroi soumise à des efforts hydrostatiques.

Les caractéristiques géométriques des bandes en question sont présentées dans le tableau 3.2

Tableau 3.2: Caractéristiques géométriques des bandes.

Paramètres	Valeurs	Unités
Hauteur de la bande 01 (bande du fond)	1,00	m
Epaisseur moyenne de la bande 01 (bande du fond)	0,375	m
L'excentricité dans la bande 01 (bande du fond)	0,1875	m
Hauteur de la bande 02	1,00	m
Epaisseur moyenne de la bande 02	0,325	m
L'excentricité dans la bande 02	0,1625	m
Hauteur du reste des bandes	1	m
Epaisseurs du reste des bandes	0,3	m
Excentricités du reste des bandes	0,15	m

Le résultat de calcul de l'effort de traction est présenté comme suit :

$$\text{- cas réservoir plein : } \quad T_s = 6,3 \times 10^5 \text{ N.}$$

$$\text{- cas réservoir vide : } \quad T_s = 0,00 \text{ N.}$$

**Remarque :**

La procédure de calcul est la même dans toutes les bandes.

**3.6.2. Calcul de l'effort de précontrainte  $P_t$** 

Cas d'un réservoir plein (**traction**)

- Fibre intérieure

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \frac{P_t}{B} - \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \quad (3.28)$$

La formule 3.28 peut s'écrire comme suit :

Sachant que :

$$n_1 = P_t / P_0 \quad (3.29)$$

Il vient :

$$\bar{\sigma}_{bt} \leq \frac{n_1 \cdot P_0}{B} - \frac{6 \cdot n_1 \cdot P_0 \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \quad (3.30)$$

Cas d'un réservoir vide (**compression**)

- Fibre extérieure

$$\frac{P_t}{B} + \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (3.301)$$

La formule 3.31 peut s'écrire comme suit :

$$\frac{n_2 \cdot P_0}{B} + \frac{6 \cdot n_2 \cdot P_0 \cdot e}{h \cdot b^2} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad (3.32)$$

Avec :

$P_t$  : Effort de précontrainte totale théorique [N] ;

$B$  : Section de béton (une bande) [mm<sup>2</sup>] ;

$h$  : hauteur d'une bande ( $h = 1$  m dans toutes les bandes) ;

$b$  : largeur d'une bande ;

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression dans le béton formule 3.2

$\bar{\sigma}_{bc} = 27$  MPa ;

$\bar{\sigma}_{bt}$  : Contrainte limite de traction dans le béton formule 3.4

$\bar{\sigma}_{bt} = -f_{t28} = -3.3$  MPa.

$n_1$  : Nombre de câble nécessaire pour la traction ;

$n_2$  : Nombre de câble nécessaire pour la compression ;

$P_0$  : Effort de précontrainte initial [N] :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times A_p \quad (3.33)$$

$\sigma_{p0}$  : Contrainte à l'origine [MPa] ;

$A_p$  : Section du câble [mm<sup>2</sup>].

Après les calculs, les résultats sont présentés dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3 : Résultats de calculs de l'effort de précontrainte.

Bandes	Z [m]	b [mm]	Section B [mm <sup>2</sup> ]	e [mm]	Qi [N/m <sup>2</sup> ]	T <sub>is</sub> [N/ml]	P <sub>i</sub> ≤ Fibre extérieure (compression) [N]	P <sub>i</sub> ≥ Fibre intérieure (traction) [N]
Bande 01	11	375	375 000,00	187,5	105 000,00	630 000,00	2 688 750,00	347 142,86
Bande 02	10	325	325 000,00	162,5	95 000,00	570 000,00	2 288 571,43	262 173,91
Bande 03	9	300	300 000,00	150	85 000,00	510 000,00	2 152 500,00	240 000,00
Bande 04	8	300	300 000,00	150	75 000,00	450 000,00	2 137 500,00	270 000,00
Bande 05	7	300	300 000,00	150	65 000,00	390 000,00	2 122 500,00	300 000,00
Bande 06	6	300	300 000,00	150	55 000,00	330 000,00	2 107 500,00	330 000,00
Bande 07	5	300	300 000,00	150	45 000,00	270 000,00	2 092 500,00	360 000,00
Bande 08	4	300	300 000,00	150	35 000,00	210 000,00	2 077 500,00	390 000,00
Bande 09	3	300	300 000,00	150	25 000,00	150 000,00	2 062 500,00	420 000,00
Bande 10	2	300	300 000,00	150	15 000,00	90 000,00	2 047 500,00	450 000,00
Bande 11	1	300	300 000,00	150	5 000,00	30 000,00	2 032 500,00	480 000,00

### 3.6.3. Calcul du nombre de câble « n »

Le nombre de câbles se calcul comme suit :

$$n_1 \geq \frac{\bar{\sigma}_{bt} + \frac{T}{B}}{\frac{P_0}{B} + \frac{6 \cdot e \cdot P_0}{h \cdot b^2}} \quad (3.34)$$

$$n_2 \leq \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{\frac{P_0}{B} + \frac{6 \cdot e \cdot P_0}{h \cdot b^2}} \quad (3.35)$$

Nous avons adopté le nombre des câbles comme suit

$$n \leq \min(n_1, n_2)$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3.4

Tableau 3.4 : Nombre de câbles adopté dans chaque bande.

Bandes	Nombre de câbles adopté par bande n	Nombre de câbles nécessaire pour la traction n <sub>1</sub>	Nombre de câbles nécessaire pour la compression n <sub>2</sub>
Bande 01	3	3,91	30,29
Bande 02	3	2,95	25,78
Bande 03	2	2,70	24,24
Bande 04	2	3,04	24,08
Bande 05	1	3,38	23,91
Bande 06	1	3,72	23,74
Bande 07	1	4,05	23,57
Bande 08	1	4,39	23,40
Bande 09	0	4,73	23,23
Bande 10	0	5,07	23,06
Bande 11	0	5,41	22,89

### 3.6.4 Vérification des contraintes

**En exploitation** : mise en tension au 28<sup>ème</sup> jour

- **Contraintes limites**

**Compression** :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 45 = 27 \text{ MPa}$

**Traction (traction simple)** :  $\overline{\sigma}_{bt} = -1,1 \times 1 \times 3,3 = -3,63 \text{ MPa}$

Au 28<sup>ème</sup> jour, nous tirons les deux câbles avec une tension de  $\sigma_{p0}$ , les inégalités suivantes doivent être vérifiées :

**Vis-à-vis la traction (fibre intérieure)**

On vérifie d'abord pour la première bande

- Réservoir plein

$$\sigma_{fint} = \frac{P_t}{B} - \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \geq \overline{\sigma}_{bt} \rightarrow \sigma_{fint} = -3,10 \text{ MPa} > -3,63 \text{ MPa}$$

- Réservoir vide

$$\sigma_{fint} = \frac{P_t}{B} - \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} \geq \overline{\sigma}_{bt} \rightarrow \sigma_{fint} = -1,42 \text{ MPa} > -3,63 \text{ MPa}$$

**Vis-à-vis la compression (fibre extérieure)**

- Réservoir plein

$$\sigma_{fext} = \frac{P_t}{B} + \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} - \frac{T}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \sigma_{fext} = 1,16 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$$

- Réservoir vide

$$\sigma_{fext} = \frac{P_t}{B} + \frac{6 \cdot P_t \cdot e}{h \cdot b^2} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \sigma_{fext} = 2,82 \text{ MPa} < 27 \text{ MPa}$$

Les résultats pour les autres bandes sont récapitulés dans le tableau 3.5 :

*Tableau 3.5 : Vérification des contraintes.*

Bandes	Z [m]	b [mm]	e [mm]	T <sub>is</sub> [N/ml]	Pt [N]	$\overline{\sigma}_{bc} \geq$		$\overline{\sigma}_{bt} \leq$	
						Compression [MPa]		Traction [MPa]	
						Fibre extérieure	Fibre intérieure	Vide	Plein
Bande 01	11	375,00	187,50	630 000,00	266344,23	2,84	1,16	-1,42	-3,10
Bande 02	10	325,00	162,50	570 000,00	266344,23	3,28	1,52	-1,64	-3,39
Bande 03	9	300,00	150,00	510 000,00	177562,82	2,37	0,67	-1,18	-2,88
Bande 04	8	300,00	150,00	450 000,00	177562,82	2,37	0,87	-1,18	-2,68
Bande 05	7	300,00	150,00	390 000,00	88781,41	1,18	-0,12	-0,59	-1,89
Bande 06	6	300,00	150,00	330 000,00	88781,41	1,18	0,08	-0,59	-1,69
Bande 07	5	300,00	150,00	270 000,00	88781,41	1,18	0,28	-0,59	-1,49
Bande 08	4	300,00	150,00	210 000,00	88781,41	1,18	0,48	-0,59	-1,29
Bande 09	3	300,00	150,00	150 000,00	0,00	0,00	-0,50	0,00	-0,50
Bande 10	2	300,00	150,00	90 000,00	0,00	0,00	-0,30	0,00	-0,30
Bande 11	1	300,00	150,00	30 000,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	-0,10

On constate que toutes les contraintes sont vérifiées au 28<sup>ème</sup> jour.

### 3.6.5. Tracé des câbles

Le câble passe extérieurement le long de la paroi, il suit la courbure de celle-ci. Après la détermination de la précontrainte nécessaire pour contrer les efforts de traction et après avoir illustrer le tracé du câble, nous passerons au calcul des pertes de tension.

## 3.7. Pertes de précontraintes

### 3.7.1. Pertes instantanées

#### a- Perte par frottement

Les caractéristiques géométriques du câble sont données dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : caractéristiques géométriques du câble.

Désignation	Valeurs	Unité
Longueur de câble « entre les extrémités des bossages » (Autocad)	21,24	m
Angle de courbure du câble (Autocad)	79	°

Tension à l'origine

$$\sigma_{p0} = 1413,00 \text{ MPa.}$$

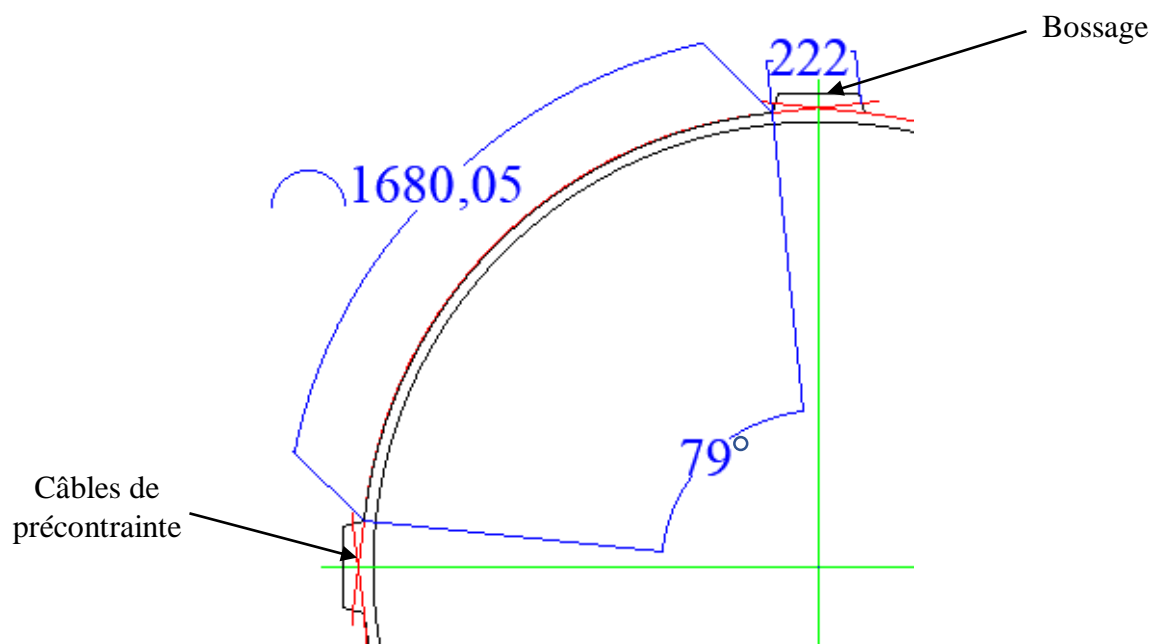


Figure 3.3 : Longueur du câble et son angle de courbure.

La mise en tension des câbles se fait par les deux extrémités, on s'intéressera alors à deux sections :

- Section d'ancrage  $x = 0\text{m.}$
- Section médiane  $x = l/2 = 10,62\text{m.}$

Utilisons les formule 3.4 et 3.5 données par le **Fascicule 74** on trouve les résultats suivants :

Tableau 3.6 : Perte par frottement dans un câble.

X(m)	$\sigma_{po}$ [MPa]	$\sigma_{pf}(x)$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pf}(x)$ [MPa]
0	1 413,00	1 413,00	0,00
10,62	1 413,00	1 304,94	108,06
21,24	1 413,00	1 413,00	0,00

On remarque que les pertes par frottement à  $x = 0$  sont nulles car il y'a pas de frottement dans la section initiale ( $x=0$ ).

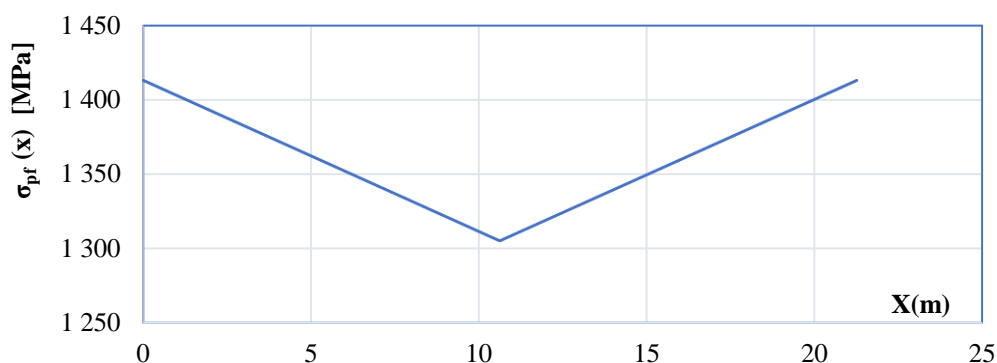


Figure 3.4 : Graphe des pertes de tension par frottement.

Les résultats pour les autres câbles sont récapitulés dans le tableau 3.7

Tableau 3.7 : Perte par frottement dans tous les câbles.

Bandes	Profondeur Z [m]	N° de câble	$\sigma_p(x)$ [MPa]		$\Delta\sigma_{pf}(x)$ [MPa]	
			X (m)		X (m)	
			0	10,62	0	10,62
Bande 01	11	14	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		13	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		12	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 02	10	11	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		10	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		9	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 03	9	8	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		7	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 04	8	6	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
		5	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 05	7	4	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 06	6	3	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 07	5	2	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 08	4	1	1 413,00	1 304,94	0,00	108,06
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00

Les pertes par frottement sont les mêmes dans tous les câbles à chaque abscisse (x).

**b- Perte par recul d'ancrage**

Celle-ci est déterminée conformément à la relation 3.7. Pour calculer la perte due au recul d'ancrage, on doit positionner le point « M », c'est-à-dire déterminer la longueur d'influence «  $X_m$  » (figure 3.6) qui est donné par la formule 3.36 :

$$X_m = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot l/2}{\Delta \sigma_f(x)}} \quad (3.36)$$

$$g \times E_p = 2 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 = 380 \text{ MPa.m.}$$

**Calcul de l'aire S (l/2) (figure 3.6) :**

- $S = [\sigma_{p0} - \sigma_p(l/2)] \times l/2 = 108,06 \times 10,62 = 1\,147,63 \text{ MPa.m.}$

Nous remarquons que  $g \times E_p < S$ , donc le point « M » se situe entre  $x = 0$  et  $x = l/2$ .

Donc :

$$X_m = 6,11 \text{ m.}$$

L'ordonnée verticale AC de la figure 3.6 représente la perte de précontrainte due à l'ancrage. Sur la longueur AM, les câbles sont relâchés, de sorte qu'ils tendent à se déplacer dans la direction opposée à la direction d'origine (déplacée pendant la mise en tension). La variation de la force de précontrainte suit la courbe CM, qui est la symétrie de la courbe AM. Au-delà du point M, la force dans le câble n'est pas affectée par le recul d'ancrage.

Notons par g l'intensité du recul d'ancrage, les notices techniques des procédés de précontrainte y définissent pour chaque type d'ancrage la valeur probable (Bellil, Ben Medjkane, 2021).

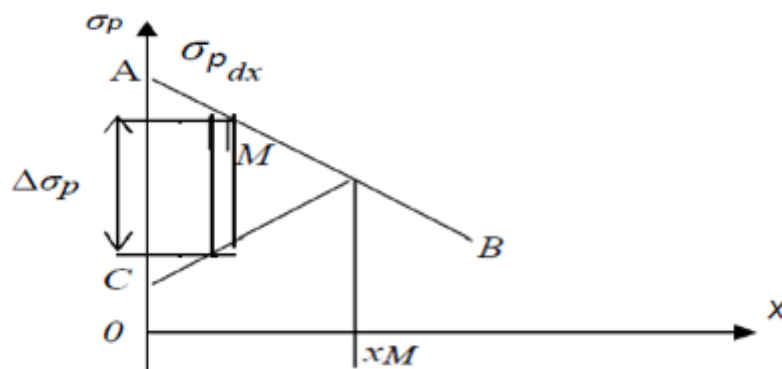


Figure 3.5 : Diagramme de tensions après blocage d'ancrage.

- **Calcul de la tension au point « M »**

$$[\sigma_p(0) - \sigma_p(M)] \times X_m = g \times E_p \quad \rightarrow \quad \sigma_p(M) = \sigma_p(0) - \frac{g \times E_p}{x_m} \quad (3.37)$$

$$\sigma_p(M) = 1350,82 \text{ MPa}$$

Calcul de la nouvelle contrainte  $\sigma_{pg}$

À  $x = 0$  : la tension dans un câble vaut

$$\sigma_{pg} = \sigma_{p0} - 2[\sigma_{p0} - \sigma_p(M)] = 1288,63 \text{ MPa.}$$

Les autres résultats pour chaque bande et chaque câble sont récapitulés dans le tableau 3.8

Tableau 3.8 : perte de tension par recul d'ancrage.

Bandes	Profondeur Z [m]	N° de câble	$\sigma_{pg}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pg}(x)$ [MPa]		
			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		13	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		12	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 02	10	11	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		10	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		9	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 03	9	8	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		7	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 04	8	6	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
		5	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 05	7	4	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 06	6	3	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 07	5	2	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 08	4	1	1 288,63	1 350,82	1 304,94	124,37	0,00	0,00
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

NB : les pertes de tension par recul d'ancrage sont les même dans tous les câbles, elles s'arrêtent à une certaine longueur qui est la longueur d'influence.

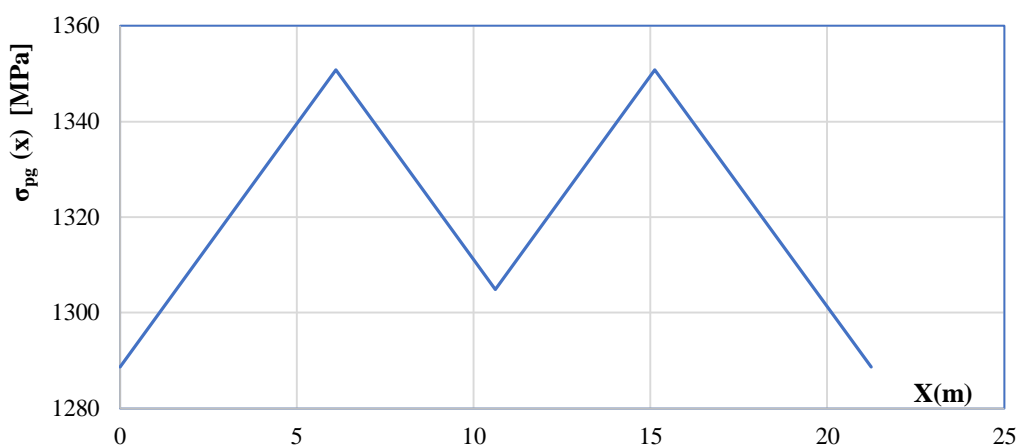


Figure 3.6 : Graphe des pertes de tension par recul d'ancrage.

*c- Perte par non simultanéité de mise en tension des câbles*

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanéité de mise en tension donnée par la formule (3.9). Dans le calcul des pertes par non simultanéité de mise en tension, on prend en considération toute la section de la paroi  $B = 3.4\text{m}^2$ .

**Remarque**

Lorsque nous calculons les pertes par non simultanéité de mise en tension des câbles, nous considérons que le câble du haut subit l'action de tous les câbles.

La paroi est précontrainte par 14 câbles identiques sur une hauteur de huit mètres.

En utilisant les formules précédentes, nous aurons les résultats récapitulés dans le tableau 3.9

**Tableau 3.9 : Pertes de tension par non simultanéité de mise en tension.**

Bandes	Z [m]	N�� de câbles	$\sigma_b(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pns}(x)$ [MPa]			$\sigma_{pns}(x)$ [MPa]		
			X (m)			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	0,09	0,09	0,09	0,22	0,23	0,22	1 288,42	1 350,59	1 304,71
		13	0,18	0,19	0,18	0,44	0,46	0,44	1 288,20	1 350,36	1 304,49
		12	0,27	0,28	0,27	0,66	0,69	0,67	1 287,98	1 350,13	1 304,27
Bande 02	10	11	0,36	0,38	0,37	0,88	0,92	0,89	1 287,76	1 349,90	1 304,05
		10	0,45	0,47	0,46	1,10	1,15	1,11	1 287,54	1 349,67	1 303,83
		9	0,54	0,57	0,55	1,32	1,38	1,33	1 287,32	1 349,44	1 303,60
Bande 03	9	8	0,63	0,63	0,63	1,53	1,53	1,53	1 287,10	1 349,28	1 303,40
		7	0,72	0,72	0,72	1,75	1,75	1,75	1 286,88	1 349,06	1 303,18
Bande 04	8	6	0,81	0,81	0,81	1,97	1,97	1,97	1 286,66	1 348,84	1 302,96
		5	0,90	0,90	0,90	2,19	2,19	2,19	1 286,44	1 348,62	1 302,74
Bande 05	7	4	0,99	0,99	0,99	2,41	2,41	2,41	1 286,22	1 348,41	1 302,52
Bande 06	6	3	1,08	1,08	1,08	2,63	2,63	2,63	1 286,00	1 348,19	1 302,31
Bande 07	5	2	1,17	1,17	1,17	2,85	2,85	2,85	1 285,78	1 347,97	1 302,09
Bande 08	4	1	1,26	1,26	1,26	3,07	3,07	3,07	1 285,56	1 347,75	1 301,87
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les pertes sont déférentes d'un câble à un autre, à cause de la non simultanéité de la mise en tension. Les câbles sont mis en tension de la bande du haut, là où les efforts de traction sont faibles, vers la bande du fond, là où les efforts de traction sont importants.

Chaque câble subit sa propre perte et celles des câbles précédents sauf le dernier câble qui subit uniquement sa perte.

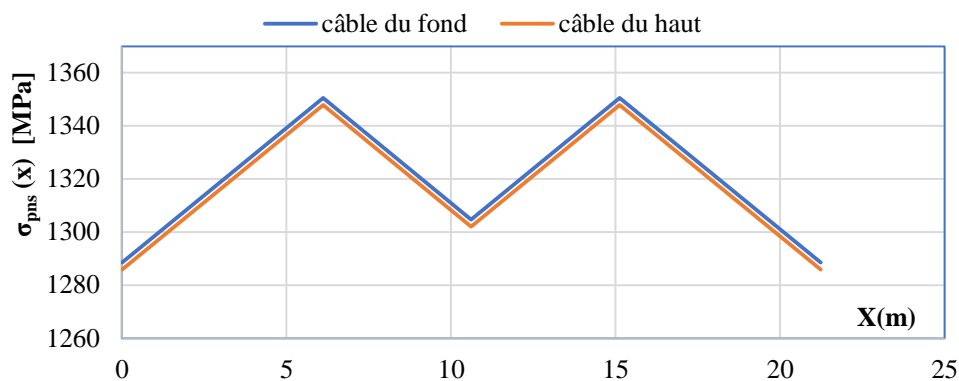


Figure 3.7 : Pertes par non simultanée de mise en tension dans le câble du fond et du haut.

Nous remarquons que les pertes par non simultanée de mise en tension elles sont différentes dans le câble du haut et le câble du fond, elles sont dues à la mise en tension des câbles un après l'autre.

#### d- Calcul des pertes instantanées totales

Les pertes instantanées totales se calculent avec la formule 3.13.

Le tableau 3.10 nous donne les valeurs des pertes instantanées totales dans chaque bande.

Tableau 3.10 : Les pertes instantanées totales.

Bandes	Z [m]	N° de câble	$\Delta\sigma_{pit}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pit}(x)$ [%]			$\sigma_{pit}(x)$ [MPa]		
			X (m)			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	124,58	62,41	108,29	9%	4,42%	8%	1 288,42	1 350,59	1 304,71
		13	124,80	62,64	108,51	9%	4,43%	8%	1 288,20	1 350,36	1 304,49
		12	125,02	62,87	108,73	9%	4,45%	8%	1 287,98	1 350,13	1 304,27
Bande 02	10	11	125,24	63,10	108,95	9%	4,47%	8%	1 287,76	1 349,90	1 304,05
		10	125,46	63,33	109,17	9%	4,48%	8%	1 287,54	1 349,67	1 303,83
		9	125,68	63,56	109,40	9%	4,50%	8%	1 287,32	1 349,44	1 303,60
Bande 03	9	8	125,90	63,72	109,60	9%	4,51%	8%	1 287,10	1 349,28	1 303,40
		7	126,12	63,94	109,82	9%	4,52%	8%	1 286,88	1 349,06	1 303,18
Bande 04	8	6	126,34	64,16	110,04	9%	4,54%	8%	1 286,66	1 348,84	1 302,96
		5	126,56	64,38	110,26	9%	4,56%	8%	1 286,44	1 348,62	1 302,74
Bande 05	7	4	126,78	64,59	110,48	9%	4,57%	8%	1 286,22	1 348,41	1 302,52
Bande 06	6	3	127,00	64,81	110,69	9%	4,59%	8%	1 286,00	1 348,19	1 302,31
Bande 07	5	2	127,22	65,03	110,91	9%	4,60%	8%	1 285,78	1 347,97	1 302,09
Bande 08	4	1	127,44	65,25	111,13	9%	4,62%	8%	1 285,56	1 347,75	1 301,87
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0%	0,00%	0%	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0%	0,00%	0%	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0%	0,00%	0%	0,00	0,00	0,00

### 3.7.2. Les pertes différées

#### a- Perte dues au retrait du béton

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule 3.14

Avec :

$$r_m = \frac{3000}{260} = 11,54 \text{ cm} \quad r_t = \frac{28}{28 + 9 \times 11,54} = 0,21$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

D'où :  $\Delta\sigma_{pr} = 44,89 \text{ MPa}$

Les pertes par retrait est donnée dans le tableau 3.11 :

**Tableau 3.11 : Pertes de tension par retrait.**

Bandes	Z [m]	N° de câble	$\Delta\sigma_{pr} (x) \text{ [MPa]}$			$\sigma_{pr} (x) \text{ [MPa]}$		
			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	44,89	44,89	44,89	1 243,52	1 305,69	1 259,82
		13	44,89	44,89	44,89	1 243,30	1 305,46	1 259,60
		12	44,89	44,89	44,89	1 243,08	1 305,23	1 259,38
Bande 02	10	11	44,89	44,89	44,89	1 242,86	1 305,00	1 259,15
		10	44,89	44,89	44,89	1 242,64	1 304,77	1 258,93
		9	44,89	44,89	44,89	1 242,42	1 304,54	1 258,71
Bande 03	9	8	44,89	44,89	44,89	1 242,20	1 304,39	1 258,51
		7	44,89	44,89	44,89	1 241,99	1 304,17	1 258,29
Bande 04	8	6	44,89	44,89	44,89	1 241,77	1 303,95	1 258,07
		5	44,89	44,89	44,89	1 241,55	1 303,73	1 257,85
Bande 05	7	4	44,89	44,89	44,89	1 241,33	1 303,51	1 257,63
Bande 06	6	3	44,89	44,89	44,89	1 241,11	1 303,29	1 257,41
Bande 07	5	2	44,89	44,89	44,89	1 240,89	1 303,07	1 257,19
Bande 08	4	1	44,89	44,89	44,89	1 240,67	1 302,85	1 256,97
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Les pertes par retrait sont les mêmes dans tous les câbles et toutes les bandes est cela revient à dire que le retrait dépend seulement du béton et non de l'acier.

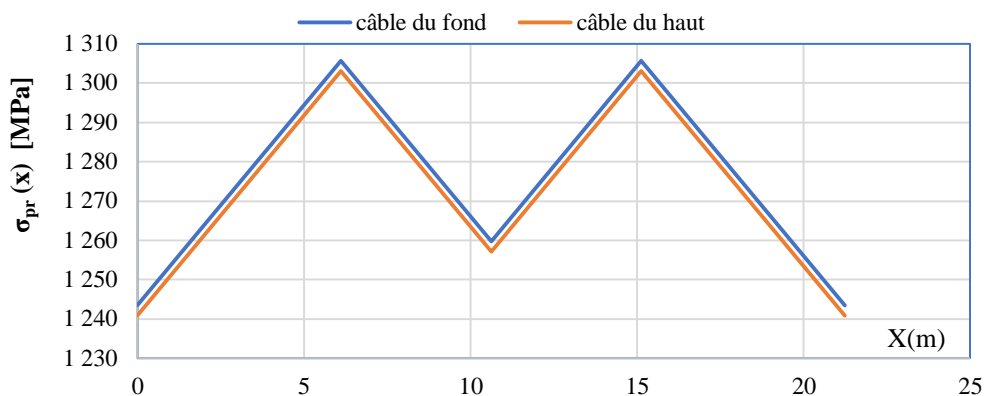


Figure 3.8 : Pertes du au retrait dans le câble du fond et du haut.

**b- Pertes dues à la relaxation des câbles**

La relaxation de l’acier est un relâchement de tension à longueur constante, elle dépend de la nature de l’acier et de son traitement. La perte par relaxation est donnée par la formule 3.18 La perte par relaxation des aciers est donnée dans le tableau 3.12

Tableau 3.12 : Pertes de tension par relaxation des aciers.

Bandes	Z [m]	N° de câble	$\Delta\sigma_{pri}(x)$ [MPa]			$\sigma_{pri}(x)$ [MPa]		
			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	57,58	67,47	60,11	1 230,84	1 283,12	1 244,61
		13	57,54	67,43	60,07	1 230,65	1 282,92	1 244,42
		12	57,51	67,40	60,04	1 230,47	1 282,73	1 244,23
Bande 02	10	11	57,48	67,36	60,00	1 230,28	1 282,54	1 244,05
		10	57,44	67,32	59,97	1 230,10	1 282,35	1 243,86
		9	57,41	67,28	59,93	1 229,91	1 282,16	1 243,67
Bande 03	9	8	57,37	67,26	59,90	1 229,73	1 282,03	1 243,50
		7	57,34	67,22	59,87	1 229,54	1 281,84	1 243,32
Bande 04	8	6	57,31	67,18	59,83	1 229,35	1 281,66	1 243,13
		5	57,27	67,15	59,80	1 229,17	1 281,48	1 242,95
Bande 05	7	4	57,24	67,11	59,76	1 228,98	1 281,29	1 242,76
Bande 06	6	3	57,21	67,08	59,73	1 228,80	1 281,11	1 242,58
Bande 07	5	2	57,17	67,04	59,70	1 228,61	1 280,93	1 242,39
Bande 08	4	1	57,14	67,00	59,66	1 228,43	1 280,74	1 242,21
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Nous remarquons que les pertes par relaxation sont différentes à chaque abscisse (x) et d’un câble à un autre, elles dépendent de la contrainte dans chaque câble (les pertes sont proportionnelles avec les contraintes).

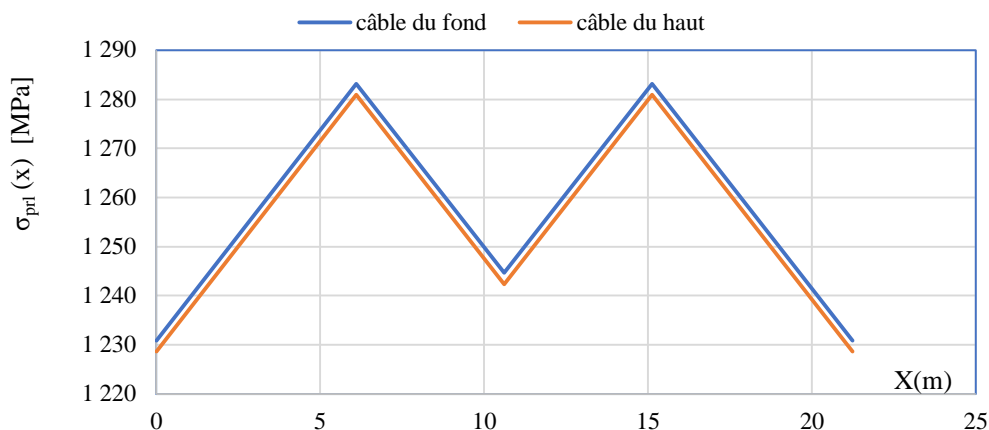


Figure 3.9 : Pertes due à la relaxation dans le câble du fond et du haut.

*c- Pertes dues au fluage*

Le béton subit un raccourcissement progressif lorsqu’il est soumis à une contrainte de compression permanente, les câbles vont subir le même raccourcissement, donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage donné par la formule 3.20

Tableau 3.13: Pertes dues au fluage.

Bandes	Z [m]	N° de câble	$\sigma_b(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{prl}(x)$ [MPa]			$\sigma_{prl}(x)$ [MPa]		
			X (m)			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 287,54	1 349,67	1 303,83
		13	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 287,32	1 349,44	1 303,60
		12	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 287,10	1 349,21	1 303,38
Bande 02	10	11	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 286,88	1 348,98	1 303,16
		10	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 286,66	1 348,75	1 302,94
		9	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 286,44	1 348,52	1 302,72
Bande 03	9	8	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 286,22	1 348,36	1 302,51
		7	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 286,00	1 348,14	1 302,30
Bande 04	8	6	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 285,79	1 347,93	1 302,08
		5	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 285,57	1 347,71	1 301,86
Bande 05	7	4	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 285,35	1 347,49	1 301,64
Bande 06	6	3	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 285,13	1 347,27	1 301,42
Bande 07	5	2	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 284,91	1 347,05	1 301,20
Bande 08	4	1	0,09	0,09	0,09	0,88	0,92	0,89	1 284,69	1 346,83	1 300,98
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

Les pertes dues au fluage dans chaque abscisse dépendent de la contrainte dans le béton. Elles sont les mêmes dans tous les câbles, parce que les pertes sont calculées avec la contrainte moyenne de tous les câbles.

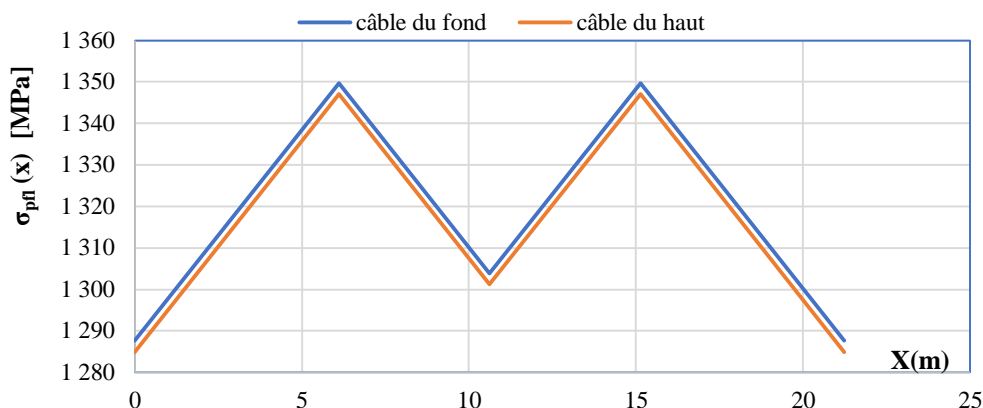


Figure 3.10 : Pertes au fluage dans le câble du fond et du haut.

*d- Calcul des pertes différées totales*

C'est la somme de toutes les pertes différées précédentes « pertes dues au retrait, dues à la relaxation des aciers et au fluage »

Les pertes différées totales se calculent comme suit :

$$\Delta\sigma_{dif}(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}(x) + 5/6 \Delta\sigma_{prel}(x)$$

Le tableau (3.14) représente toutes les pertes différées totales :

Tableau 3.14 : Pertes de tension différées totales.

Bandes	Z [m]	N° de câble	$\Delta\sigma_{pdiftot}(x)$ [MPa]			$\sigma_{pdiftot}(x)$ [MPa]			$\Delta\sigma_{pdiftot}(x)$ [%]		
			X (m)			X (m)			X (m)		
			0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	11	14	93,75	102,04	95,87	1 194,66	1 248,55	1 208,84	15%	12%	14%
		13	93,72	102,01	95,84	1 194,47	1 248,35	1 208,65	15%	12%	14%
		12	93,70	101,98	95,81	1 194,28	1 248,15	1 208,46	15%	12%	14%
Bande 02	10	11	93,67	101,94	95,78	1 194,09	1 247,95	1 208,26	16%	12%	15%
		10	93,64	101,91	95,76	1 193,90	1 247,75	1 208,07	16%	12%	15%
		9	93,61	101,88	95,73	1 193,71	1 247,56	1 207,88	16%	12%	15%
Bande 03	9	8	93,58	101,86	95,70	1 193,52	1 247,42	1 207,70	16%	12%	15%
		7	93,55	101,83	95,67	1 193,33	1 247,23	1 207,51	7%	7%	7%
Bande 04	8	6	93,53	101,80	95,64	1 193,13	1 247,04	1 207,32	7%	7%	7%
		5	93,50	101,77	95,61	1 192,94	1 246,85	1 207,13	7%	7%	7%
Bande 05	7	4	93,47	101,74	95,59	1 192,75	1 246,67	1 206,94	7%	7%	7%
Bande 06	6	3	93,44	101,71	95,56	1 192,56	1 246,48	1 206,75	7%	7%	7%
Bande 07	5	2	93,41	101,68	95,53	1 192,37	1 246,29	1 206,56	7%	7%	7%
Bande 08	4	1	93,39	101,65	95,50	1 192,18	1 246,10	1 206,37	7%	7%	7%
Bande 09	3	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0%	0%	0%
Bande 10	2	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0%	0%	0%
Bande 11	1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0%	0%	0%

Nous remarquons qu'après toutes les pertes instantanées et différées le pourcentage des pertes ne dépassent pas les 32% de la valeur de la contrainte à l'origine.

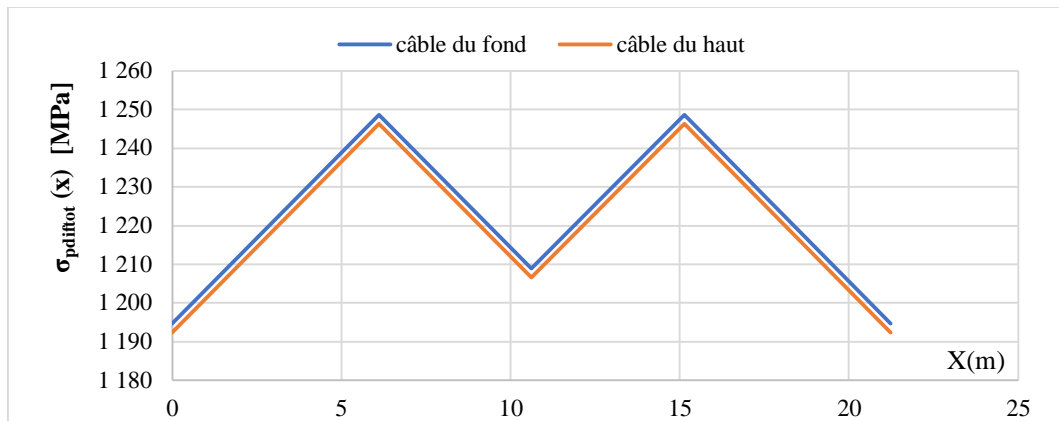


Figure 3.11 : Pertes différées totales dans le câble du fond et du haut.

### 3.8. Conclusion

En conclusion du chapitre nous retenons ce qui suit :

- Toutes les contraintes au niveau de la fibre extérieure et intérieure sont vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles de départ.
- La somme de toutes les pertes de tension ne dépasse guère les 32% de la contrainte d'origine, tel que préconisée par le **BPEL**.
- D'après les résultats obtenus, la bande du fond est la plus sollicitée lorsque le réservoir est plein précisément la fibre intérieure qu'il faut surveiller à la traction, contrairement à la compression qui ne présente aucune sollicitation dangereuse.

*Chapitre 04 :*

*Etude hydrodynamique*

## 4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter une méthode de vérification des contraintes de notre réservoir. Nous nous intéressons particulièrement à sa paroi, qui résiste à 50 % des efforts de traction provoqués par les charges hydrostatiques et hydrodynamiques. Le calcul de la paroi du réservoir est effectué selon les règles de calcul du béton précontraint aux états limites **BPEL (1999)** et le **Fascicule74** décrits au chapitre 3. Pour le calcul hydrodynamique la méthode de **Westergaard (1933)** est adoptée. Celle-ci tient en compte l'effet du séisme.

## 4.2. Calcul des pressions hydrodynamiques

Dans l'évaluation de la sécurité des structures hydrauliques, telles que les barrages rigides en béton et les barrages voûtes, l'évaluation de la pression hydrodynamique causée par les tremblements de terre a reçu une attention considérable. Différentes méthodes ont été proposées pour rendre compte de ces pressions hydrodynamiques, et nous citons la méthode développée par **Westergaard (1933)** qui propose une formule 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.

Cette méthode considère une forme parabolique pour la charge hydrodynamique agissant sur la paroi (figure 4.1).

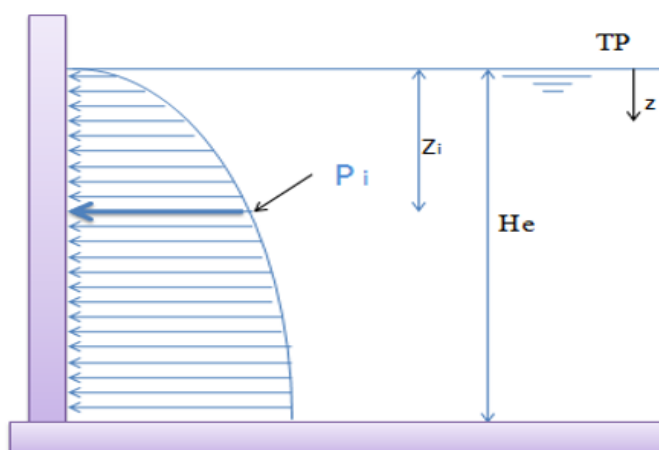


Figure 4.1 : Pressions hydrodynamiques agissant sur la paroi du réservoir.

### 4.2.1. Calcul de la pression moyenne ( $N/m^2$ )

Chaque bande est soumise à une charge horizontale parabolique que nous admettons rectangulaire dans les calculs. Comme pour le calcul hydrostatique, la pression moyenne agissant sur chaque bande  $i$  est donnée par la relation 4.1 (figure 4.2) :

$$Q_i = \frac{P_i + P_{i+1}}{2} / 2 \quad (4.1)$$

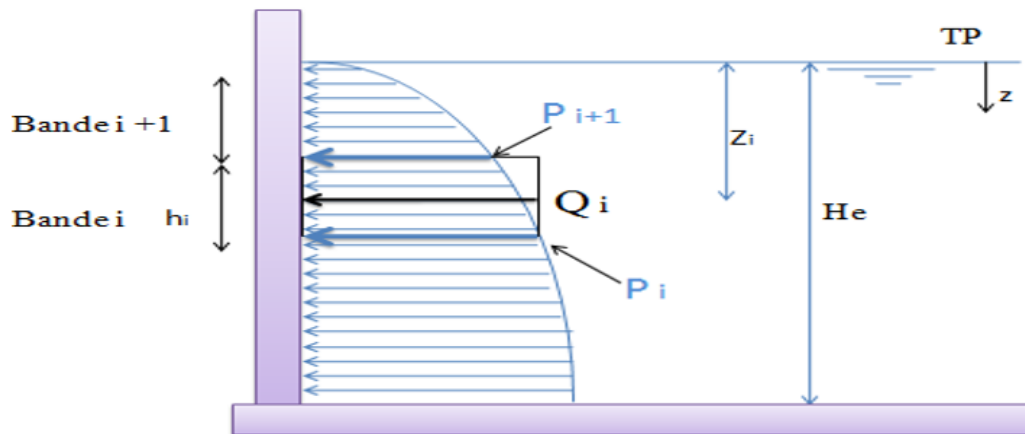


Figure 4.2 : Pression hydrodynamique agissant sur une bande quelconque  $i$ .

Où :

$P_i$  : la pression hydrodynamique de Westergaard au fond de la bande d'ordre  $i$ , donnée par l'équation 4.2 suivante

$$P_i = C_e \cdot \alpha \cdot \sigma_e \sqrt{He \cdot Z_i} \quad (4.2)$$

$C_e$  : coefficient de Westergaard, égal à  $7/8$  pour une structure rigide emprisonnant un fluide incompressible ;

$\alpha$  : rapport de l'accélération par la force de pesanteur ;

$\sigma_e$  : la masse volumique de l'eau [ $\text{Kg}/\text{m}^3$ ] ;

$He$  : la hauteur d'eau dans la cuve du réservoir [m] ;

$Z_i$  : la profondeur du trop-plein au point de calcul de la pression hydrodynamique de la bande  $i$  [m].

#### 4.2.2. Calcul de la période fondamentale $T(s)$ du réservoir

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir des formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques. 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 utilisons la relation 4.3 de **Rayleigh** suivante (**Hammoum et al, 2010**)

$$T = 1,79 * H_t^2 * \sqrt{\frac{P}{g \cdot E \cdot I_x}} \quad (4.3)$$

$H_t$  : la hauteur totale de l'ouvrage [m] ;

$P$  : le poids de l'ouvrage [KN/ml] ;

$E$  : module d'élasticité du béton [ $\text{KN}/\text{m}^2$ ] ;  $E$  est donné par :

$$E=11000 \sqrt[3]{f c_{28}} \quad (4.4)$$

$I_x$  : moment d'inertie de la section transversale du réservoir [ $m^4$ ] ;

$g$  : l'accélération de la pesanteur [ $m/s^2$ ].

#### 4.2.3. Calcul du paramètre $\alpha$

Les règles parasismiques Algériens (**RPA, 2003**) adoptent un seul spectre de réponse, pour le calcul de l'action sismique. Ce spectre est formulé comme suit :

$$\alpha = \frac{am}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3s \end{array} \right. \quad (4.5)$$

$A$  : le coefficient d'accélération de zone qui est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 4.1). Le **RPA** classe les réservoirs de stockage comme des ouvrages de groupe **1B** de grande importance (c'est-à-dire des travaux publics d'intérêt national ou d'une certaine importance socioculturelle et économique).

**Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone A.**

Groupe D'usage	Zone sismique			
	Sismicité faible	IIa Sismicité moyenne	IIb Sismicité moyenne	III Sismicité élevée
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	<b>0.12</b>	<b>0.20</b>	<b>0.25</b>	<b>0.30</b>
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

$\eta$  : un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad \gg \mathbf{0,70} \quad (4.6)$$

Où  $\xi$  désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2).

**Tableau 4.2 : Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$ .**

Remplissage	Portiques		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	B.A / maçonnerie
Léger	6	4	<b>10</b>
Dense	7	5	

Le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton précontraint. Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique  $\xi=10\%$ , conformément au tableau 4.2.

**R** : représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur est donnée par le **RPA(2003)**. Notre ouvrage est considéré comme étant une console verticale, dans ce cas  $R = 2$ .

**Q** : est le facteur de qualité de la structure ; donné par la formule 4.7 :

$$Q = 1 + \Sigma Pq \quad (4.7)$$

Où **Pq** désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 4.3.

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité **Q** est pris égal à 1.

**Tableau 4.3 : Pénalités observées Pq.**

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

**T1, T2** sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site  $S_i$  (s), telles qu'illustrées par le tableau 4.4 :

**Tableau 4.4 : Périodes caractéristiques T1, T2.**

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T <sub>1</sub> (s)	0.15	0.15	<b>0.15</b>	0.15
T <sub>2</sub> (s)	0.30	0.40	<b>0.50</b>	0.70

#### 4.2.4. Calcul de l'effort de traction dynamique [N/ml]

L'effort de traction dynamique est donné par la relation 4.8 :

$$T_{dyn} = Qi \times D_{int}/2 \quad (4.8)$$

**D<sub>int</sub>** : diamètre intérieur [m] ;

**Qi** : la pression moyenne hydrodynamique [N/m<sup>2</sup>].

### 4.3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action qui définissent les actions et les combinaisons à prendre en compte pour la justification des ouvrages en béton précontraint destinés à retenir des liquides sont tirées du (**Fascicule 74**), comme suit :

- **Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales :**

$$C1 = 1,35 G + Pt + 1,5 (Q + \psi_0 T) + W' \text{ (et/ou } S_n) \quad (4.9)$$

$$C2 = 1,35 G + Pt + 1,5 W' + 1,3 (Q + \psi_0 T) \quad (4.10)$$

Où :

G : ensemble des actions permanentes ;

Q : ensemble des actions variables qui représentent dans le cas du réservoir posé au sol les charges hydrostatiques ;

W : action du vent à l' ELS ;

W' : action du vent en ELU (1.2 fois W) ;

S<sub>n</sub> : action de la neige ;

T : action de la température.

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

$$C3 = G + Pt + Q + Fa + 0.6T \quad (4.11)$$

Où :

Fa : action accidentelle qui est représenté par les charges hydrodynamiques.

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

Combinaisons rares

$$C4 = G + Q + Pt + T \quad (4.12)$$

$$C5 = G + Pt + W \text{ (et/ou } S_n) + Q + 0.6T \quad (4.13)$$

Combinaisons fréquentes

$$C6 = G + Pt + Q + T \quad (4.14)$$

Combinaisons quasi-permanentes

$$C7 = G + Pt \quad (4.15)$$

### 4.4. Application au cas d'étude

Pour l'application pratique du calcul déterministe par la méthode Westergaard (1933), nous considérons le réservoir circulaire en béton précontraint présenté aux chapitres 2 et 3. Le site d'implantation est classé **S3 « site meuble »**. Notons que l'effet de la température, la neige et le

vent ne sont pas pris en considération (négligeable), ne nous considérons que l'effet du séisme. Ainsi, les combinaisons deviennent :

$$C1 = Pt + 1,5 Q \quad (4.16)$$

$$C2 = Pt + 1,3 Q \quad (4.17)$$

$$C3 = Pt + Q + Fa \quad (4.18)$$

$$C4 = Q + Pt \quad (4.19)$$

Les calculs seront effectués en zone de forte sismicité (zone III), telle que définie par le **RPA (2003)** (tableau 4.1). Les contraintes seront déterminées pour chaque fibre (fibre extérieure, fibre intérieure) puis comparées aux contraintes de (traction et de compression) admissibles, conformément au **Fascicule 74**.

La contrainte admissible de compression du béton, calculée en section homogène avec la précontrainte  $Pt$ , est donnée par la formule 4.20

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (4.20)$$

Les contraintes admissibles de traction du béton calculées en section homogène, sont données par ce qui suit :

**- sous l'effet des combinaisons rares :**

Dans la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = f_{t28} \quad (4.21)$$

Hors section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,10 \cdot f_{t28} \quad (4.22)$$

**- sous l'effet des combinaisons fréquentes**

Dans la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad (4.23)$$

Hors la section d'enrobage

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,5 \cdot f_{t28} \quad (4.24)$$

Les contraintes admissibles de traction et de compression pour  $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$ , données dans le tableau 4.5

**Tableau 4.5 : Contraintes de traction et de compression admissibles.**

	Contrainte de traction [MPa]		Contrainte de compression [MPa]	
	Rare	Fréquente	Rare	Fréquente
Hors la section d'enrobage	-3,63	-4,95	27,00	
Dans la section d'enrobage	-3,30	0,00		

**NB :** Pour la précontrainte extérieure, les contraintes admissibles de section hors enrobage sont à considérer.

Le tableau 4.6 illustre les paramètres de calcul, pour notre cas d'étude.

Tableau 4.6 : Différents paramètres.

Désignations	Valeurs	Unités
Coefficient de westergaard $C_e$	0,88	-
Pourcentage d'amortissement critique $\xi$	10	-
Facteur de correction d'amortissement $\eta$	0,76	-
Coefficient de comportement global R (Console verticale a masse répartie)	2	-
Coefficient d'accélération A	0,3	-
Facteur de qualité Q (pénalité observées)	1	-
Période caractéristique T1 (site meuble)	0,15	s
Période caractéristique T2 (site meuble)	0,5	s
Diamètre adopté Dint	24	m
Hauteur d'eau $H_e$	11	m
Masse volumique de l'eau	10 000,00	N/m <sup>3</sup>
Module de déformation instantanée du béton $E_{bij}$	39 125,83	MPa
Hauteur de la bande 01 (bande du fond)	1,00	m
Epaisseur de la bande 01 (bande du fond)	0,375	m
L'excentricité dans la bande 01 (bande du fond)	0,1875	m
Hauteur de la bande 02	1,00	m
Epaisseur de la bande 02	0,325	m
L'excentricité dans la bande 02	0,1625	m
Hauteur de la paroi au-dessous des deux bandes du fond	11,00	m
Epaisseur de la paroi au-dessous des deux bandes du fond	0,3	m
Accélération de la pesanteur g	9,81	m/s <sup>2</sup>
Contrainte admissible de compression du béton ( $\sigma_{bc}$ )	27	MPa
Contrainte admissible de traction dans le béton ( $\sigma_{bt}$ )	-3,63	Mpa
Excentricité du câble au-dessous des deux bandes du fond	150	mm
Hauteur totale du réservoir $H_t$	17,3	m
Poids de l'ouvrage	1 002 551,75	N/ml
Moment d'inertie de la section du réservoir $I_x$	1 690,70	m <sup>4</sup>
Période de vibration T	0,021	s
Rapport : am/g	0,37	-

Les résultats de calcul des contraintes de traction au niveau des fibres intérieures, sous les différentes combinaisons C1, C2, C3 et C4 sont illustrés dans le tableau 4.7 pour le cas du réservoir plein (cas défavorable) :

Tableau 4.7 : Contraintes dans les fibres intérieures vis-à-vis de la traction.

Bandes	Z [m]	Fibre intérieure du réservoir plein (traction) [MPa]											
		Combinaison C1			Combinaison C 2			Combinaison C3			Combinaison C4		
		X [m]			X [m]			X [m]			X [m]		
		0	6,11	10,62	0	6,11	10,62	0	6,11	10,62	0	6,11	10,62
Bande 01	11	-2,92	-2,94	-2,93	-2,58	-2,6	-2,59	-3,2	-3,22	-3,21	-2,08	-2,1	-2,09
Bande 02	10	-3,09	-3,11	-3,1	-2,74	-2,76	-2,75	-3,45	-3,47	-3,45	-2,22	-2,24	-2,22
Bande 03	9	-3,05	-3,07	-3,06	-2,71	-2,73	-2,72	-3,46	-3,48	-3,47	-2,2	-2,22	-2,21
Bande 04	8	-2,75	-2,77	-2,76	-2,45	-2,47	-2,46	-3,18	-3,21	-3,19	-2	-2,02	-2,01
Bande 05	7	-2,45	-2,47	-2,46	-2,19	-2,21	-2,2	-2,9	-2,92	-2,91	-1,8	-1,82	-1,81
Bande 06	6	-2,15	-2,17	-2,16	-1,93	-1,95	-1,94	-2,61	-2,64	-2,62	-1,6	-1,62	-1,61
Bande 07	5	-1,85	-1,87	-1,86	-1,67	-1,69	-1,68	-2,32	-2,34	-2,32	-1,4	-1,42	-1,41
Bande 08	4	-1,55	-1,57	-1,56	-1,41	-1,43	-1,42	-2,01	-2,03	-2,01	-1,2	-1,22	-1,21
Bande 09	3	-0,75	-0,75	-0,75	-0,65	-0,65	-0,65	-1,18	-1,18	-1,18	-0,5	-0,5	-0,5
Bande 10	2	-0,45	-0,45	-0,45	-0,39	-0,39	-0,39	-0,82	-0,82	-0,82	-0,3	-0,3	-0,3
Bande 11	1	-0,15	-0,15	-0,15	-0,13	-0,13	-0,13	-0,32	-0,32	-0,32	-0,1	-0,1	-0,1

Nous constatons que les contraintes de traction au niveau des fibres intérieures du réservoir plein sont toutes vérifiées. Ces dernières sont présentées graphiquement par les figures 4.4, 4.5, 4.6 et 4.7 en fonction de la profondeur Z, et la figure 4.8 c'est la présentation graphique des contraintes sous la combinaison C3 dans la bande 01 et 02 en fonction de X.

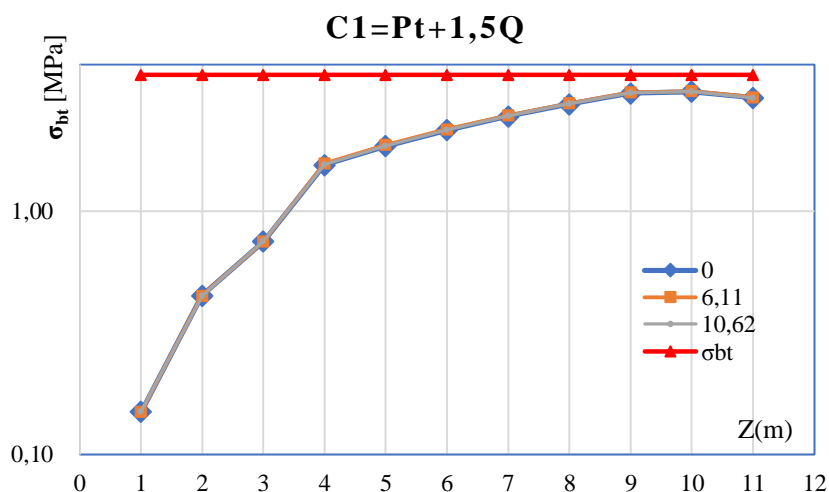


Figure 4.3 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous la combinaison C1.

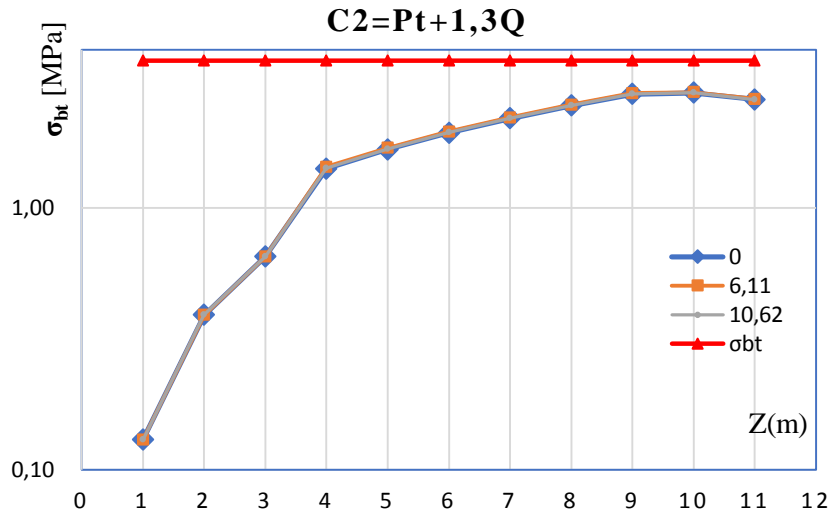


Figure 4.4 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous la combinaison C2.

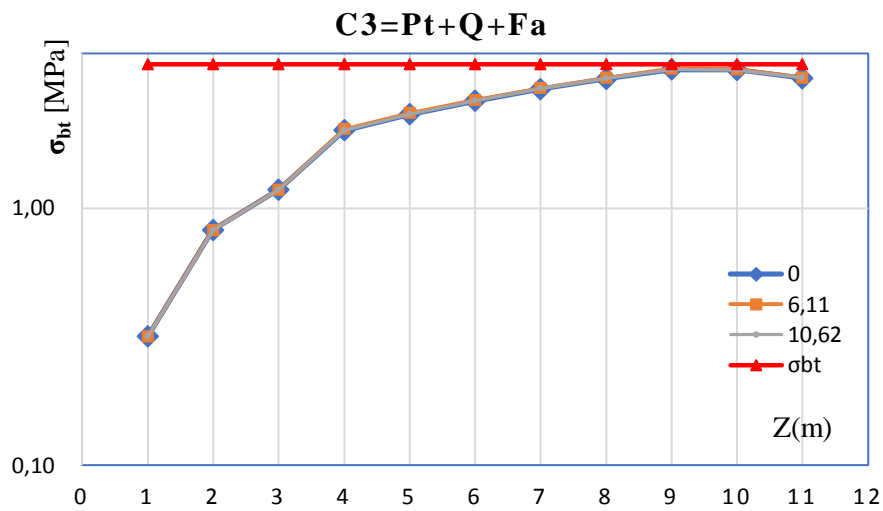


Figure 4.5 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C3.

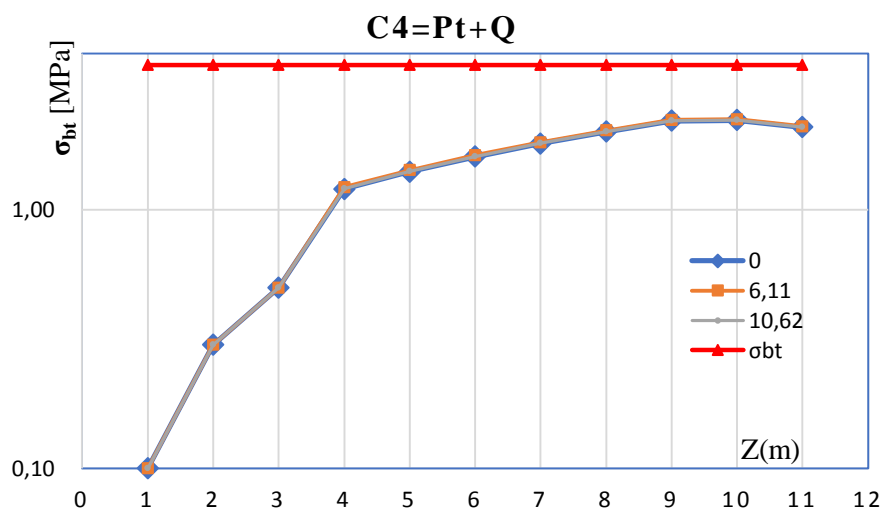
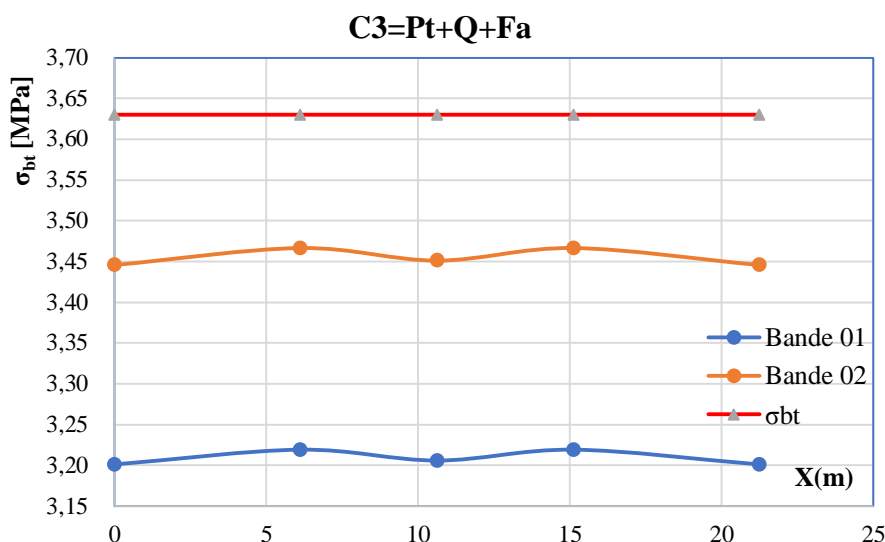


Figure 4.6 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C4.



**Figure 4.7 : Contraintes de traction dans la fibre intérieure sous combinaison C3 des deux premières bandes.**

Les résultats de calcul des contraintes de compression au niveau des fibres extérieures, sous les différentes combinaisons C1, C2, C3 et C4 sont illustrés dans le tableau 4.8, pour le réservoir vide (cas défavorable) :

**Tableau 4.8 : Contraintes dans la fibre extérieure vis-à-vis la compression.**

Bandes	Fibre intérieure du réservoir vide (traction) [MPa]								
	Combinaison C1			Combinaison C2			Combinaison 4		
	X [m]			X [m]			X [m]		
	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62	0,00	6,11	10,62
Bande 01	0,80	0,84	0,81	0,80	0,84	0,81	0,80	0,84	0,81
Bande 02	0,92	0,96	0,93	0,92	0,96	0,93	0,92	0,96	0,93
Bande 03	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 04	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 05	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 06	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 07	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 08	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01	1,00	1,04	1,01
Bande 09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Bande 11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Nous constatons que toutes les contraintes de compression dans les fibres extérieures sont largement vérifiées pour le réservoir vide. La figure 4.9 nous donne la présentation graphique des contraintes en fonction de Z, et la figure 4.10 présente les contraintes dans la bande 01 et 02 en fonction de X.

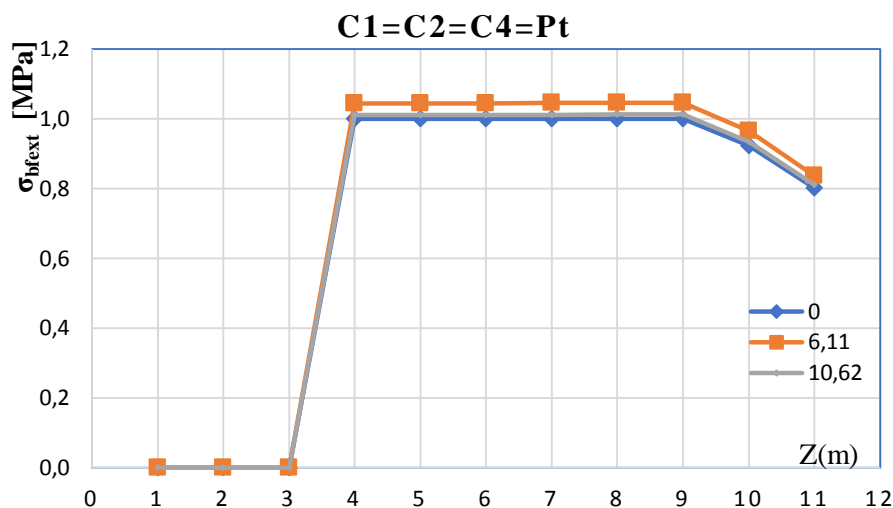


Figure 4.8 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure.

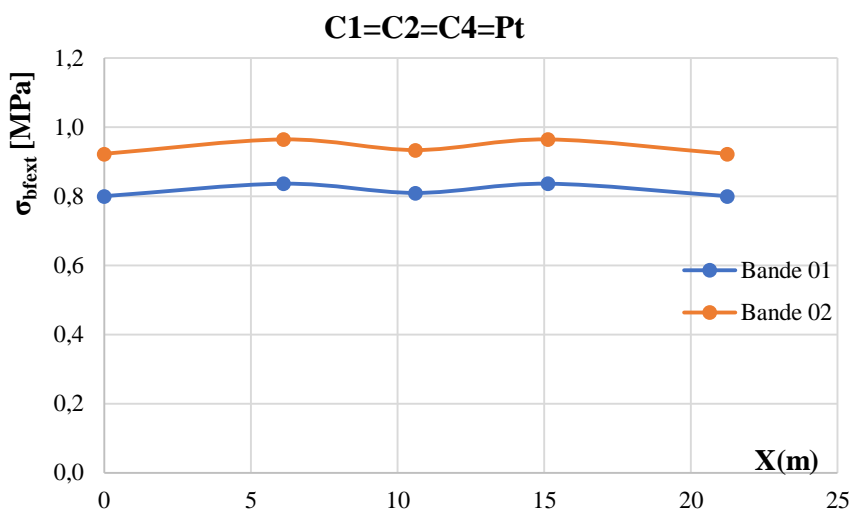


Figure 4.9 : Contraintes de compression dans la fibre extérieure des deux premières bandes.

#### 4.5. Conclusion

Le calcul hydrodynamique du réservoir d'étude (avec précontrainte extérieure) est effectué, dans ce chapitre, par la méthode de Westergaard, en considérant les valeurs caractéristiques de l'accélération sismique et de la résistance caractéristique du béton. Les contraintes de traction au niveau des fibres intérieures (réservoir plein) et les contraintes de compressions au niveau des fibres extérieures (réservoir vide) sont évaluées pour différentes combinaisons édictées par le **Fascicule 74**. Les résultats de calcul ont montré que ces contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles, ce qui permet de conclure que notre réservoir est stable et ne risque aucune défaillance. Nous notons toutefois que les valeurs importantes de ces contraintes sont obtenues pour la combinaison C3, tenant compte du séisme et ce au niveau des bandes du fond.

Pour une analyse plus approfondie de ces contraintes, nous proposons au chapitre suivant de considérer la variabilité liée aux deux paramètres de calcul suscités («  $f_{c28}$  » et le coefficient de zone « A »), sous la combinaison C3, ainsi que la variabilité de l'excentricité « e » du câble de précontrainte.

*Chapitre 05 :*

*Analyse fiabiliste*

## 5.1 Introduction

Dans la démarche de fiabilité des structures, les paramètres influents sont considérés comme des variables aléatoires. Le risque est évalué sous la forme d'une probabilité et non plus sous la forme d'un jugement binaire. La méthodologie d'optimisation de la maintenance par la fiabilité (OMF-structures), appliquée aux composants passifs, permet à l'exploitant de minimiser le risque de défaillance de sa structure, et d'optimiser les inspections en service et la maintenance.

La théorie de la fiabilité repose sur une approche probabiliste de la sécurité structurale en se basant sur des méthodes de simulation Monté Carlo ou des méthodes d'approximation (FORM et SORM) connaissant un critère d'état limite, ainsi que la variabilité des paramètres qui interviennent dans ce critère (**Aoues, 2018**). La structure est finalement considérée comme sûre si la probabilité de défaillance de la structure est inférieure à une valeur de référence appelée probabilité de défaillance admissible.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui a pour objectif l'analyse fiabiliste d'un réservoir en béton à précontrainte extérieure. Les variables aléatoires considérées sont le coefficient d'accélération de zones sismique « A », la résistance du béton à 28 jours «  $f_{c28}$  » et l'excentricité « e » du câble de précontrainte. La loi de distribution normale est ajustée pour les deux paramètres « A » et «  $f_{c28}$  » A et loi uniforme pour l'excentricité « e ». La probabilité de défaillance de la paroi du réservoir est déterminée par la méthode de Monté Carlo pour l'état limite de traction, en tenant compte des différentes zones sismiques définies dans le **RPA (2003)**.

## 5.2 Approche probabiliste et variable aléatoire

### 5.2.1 Approche probabiliste

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure. Le mode de fonctionnement de la structure est, comme pour l'approche semi-probabiliste, décrit par un état limite mais les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont introduites sous forme de loi de probabilité affectée à chaque variable. Ces lois de probabilité sont établies à partir d'études statistiques sur les paramètres concernés. L'approche probabiliste consiste alors à calculer la probabilité de dépassement du critère d'état limite, appelée probabilité de défaillance  $P_f$ , que l'on compare à une probabilité de défaillance acceptable  $P_{adm}$  (**Ballière et al, 2012**).

$$P_f = P(R-S) \leq P_{adm} \quad (5.1)$$

$R$  : résistance de la structure.

$S$  : sollicitation appliquée.

$P_{fadm}$  : probabilité de défaillance admissible.

$P_f$  : probabilité de défaillance.

### 5.2.2 Critère de défaillance et fonction d'état limite

Pour quantifier le risque de défaillance d'un réservoir en béton, par perte de stabilité à l'état limite ultime (ELU) et par perte de résistance à l'état limite de service (ELS), il convient de définir les différentes fonctions d'état limite  $G(\{X\})$  qui définissent son comportement. Ces fonctions, délimitent le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage. Une fonction d'état limite  $G(\{X\})$  peut s'écrire sous la forme suivante (Lemaire, 2005) :

$$G_i(\{x\}) = R_i(\{x\}) - S_i(\{x\}) \quad (5.2)$$

Avec :

$\{x\}$  : vecteur aléatoire de la variable.

$R_i$  : résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré.

$S_i$  : sollicitation agissante.

$G_i$  : fonction d'état limite telle que :

$G_i(\{x\}) = 0$  correspond à l'état limite.

$G_i(\{x\}) > 0$  correspond au domaine de sécurité.

$G_i(\{x\}) < 0$  correspond au domaine de ruine.

L'analyse de la fiabilité revient au calcul de la probabilité de défaillance de l'ouvrage définie par :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (5.3)$$

En se basant sur la définition précédente, la probabilité de défaillance est définie par :

$$P_f = \int_{D_f} f(x) \quad (5.4)$$

$$D_f \text{ est le domaine de ruine défini par : } D_f = \{x \in R / G(X) \leq 0\} \quad (5.5)$$

$f(x)$  est la fonction conjointe de densité de probabilité du vecteur aléatoire constitué des variables aléatoires  $x_i$ .

- **Etat limite de la contrainte de traction dans le béton**

La fonction d'état limite considérée dans notre cas d'étude, correspond au mode de défaillance du réservoir par perte de résistance à la traction de sa paroi (ELS). Elle est donnée comme suit :

$$G\{x\} = \bar{\sigma}_{bt} - \sigma_{max} \quad (5.6)$$

$\sigma_{bt}$  est la contrainte de traction admissible du béton donnée par le **Fascicule 74** :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,1 \cdot \theta \cdot f_{t28} \quad (5.7)$$

$\sigma_{max}$  étant la contrainte maximale sollicitant.

### 5.2.3 Variable aléatoire

Soit  $(\Omega, f, p)$  un espace probabilisé. Une variable aléatoire peut être sous forme continue ou discrète. Une variable aléatoire discrète  $X$  associée à cet espace probabilisé est une application de  $\Omega$  dans  $\mathbb{R}$  qui prend un nombre de valeurs fini ou dénombrable. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable  $X \in \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  est fini ou infini dénombrable, c'est donc une variable discontinue. Par exemple lors d'un lancer de dé, la variable aléatoire qui associe à chaque lancé, le numéro de la face apparaissant au-dessus est une variable aléatoire discrète car elle n'a que 6 états possibles (**Mandenhall et al, 2006**). Cependant, dans le même espace  $(\Omega, f, p)$ , lorsque le nombre de valeur possibles de la variable considéré est infini, la variable est dite continue. Par exemple les taille, les poids, la durée de vie d'un produit particulier, ou erreur expérimentale de laboratoire peuvent prendre une infinité de valeur sur un intervalle. La variable aléatoire est caractérisée par une fonction de densité et fonction de répartition.

### 5.2.4 Caractéristiques d'une variable aléatoire

#### a- Moyenne arithmétique

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs  $n_i$  de cette série par l'effectif total  $N$  donnée par :

$$\mu = \frac{\sum n_i}{N} \quad (5.8)$$

#### b- Ecart type $\sigma(x)$

L'écart type est une mesure de la dispersion d'une variable aléatoire ; en statistique, il est une mesure de dispersion de données. Il est défini comme la racine carrée de la variance (**Carlton et al, 2014**), (**Igor et al, 2006**).

$$\sigma_{(x)} = \sqrt{\text{var}(x)} \quad (5.9)$$

#### c- Coefficient de variation $Cv$

Le coefficient de variation est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne :

$$Cv = \frac{\sigma(x)}{\mu} \quad (5.10)$$

#### d- Fonction de densité $f(x)$

La représentation graphique d'un ensemble de valeurs correspondant à une variable continue prend généralement la forme d'un histogramme. En augmentant indéfiniment le nombre d'observations et en réduisant graduellement l'intervalle de classe jusqu'à ce qu'il soit très

petit, les rectangles correspondant aux résultats vont se multiplier tout en devenant très étroits, et à la limite vont tendre à se fondre en une surface unique limitée d'une part par l'axe des X, d'autre part une courbe continue. On abandonne alors la notion de valeur individuelle et l'on dit que la loi de probabilité est continue (Mendenhall et al, 2006). Pour toute valeurs  $x_i$  de la variable aléatoire numérique X, la probabilité pour qu'une nouvelle observation de X tombe entre  $x_i$  et  $x_i+dx$  est proportionnelle à  $dx$  est de la forme (Walpole et al, 2012) :

$$P(x_i \leq x \leq x_i + dx) = f(x) dx \quad (5.11)$$

On notera que la contrainte que la probabilité totale soit égale à 1, s'exprime par l'intégrale de la fonction densité  $f(x)$  :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \quad (5.12)$$

#### e- Fonction de répartition F(x)

La fonction de répartition d'une variable aléatoire F(x) représente le cumul des probabilités individuelles. La probabilité pour que la variable aléatoire X prenne une valeur inférieure à x est la fonction F(x) que l'on appelle fonction de répartition :

$$P(X < x) = F(x) \quad (5.13)$$

### 5.2.5. Identification des variables aléatoires

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. En analysant les paramètres de la fonction G(x) (tableau 5.1) et compte tenu des critères suscités, il y a lieu de constater que les variables aléatoires à considérer sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours «  $f_{c28}$  » [MPa] ;
- Coefficient d'accélération du sol « A » [ $m/s^2$ ] ;
- Excentricité du câble « e ».

Tableau 5.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité

Variables	Unité	Observation
Epaisseur paroi $e_p$	mm	Déterministe
Hauteur de la bande	mm	Déterministe
Section de la bande	$m^2$	Déterministe
Coefficient d'accélération du sol « A »	$m/s^2$	Aléatoire
Résistance du béton à 28j « $f_{c28}$ »	MPa	Aléatoire
Excentricité du câble « e »	mm	Aléatoire

### 5.2.6. Génération des variables aléatoires

Afin de générer des variables aléatoires selon des lois de probabilité qui les ajustent au mieux, nous avons mené une étude statistique pour chacune des variables.

#### ➤ Génération des valeurs théoriques

Pour générer les valeurs théoriques pour chaque loi de probabilité ; on procédera sur Microsoft Excel en suivant les étapes ci-dessous

Commande sur Excel → données → Utilitaire d'analyse → génération de nombres aléatoires (figure 5.1)

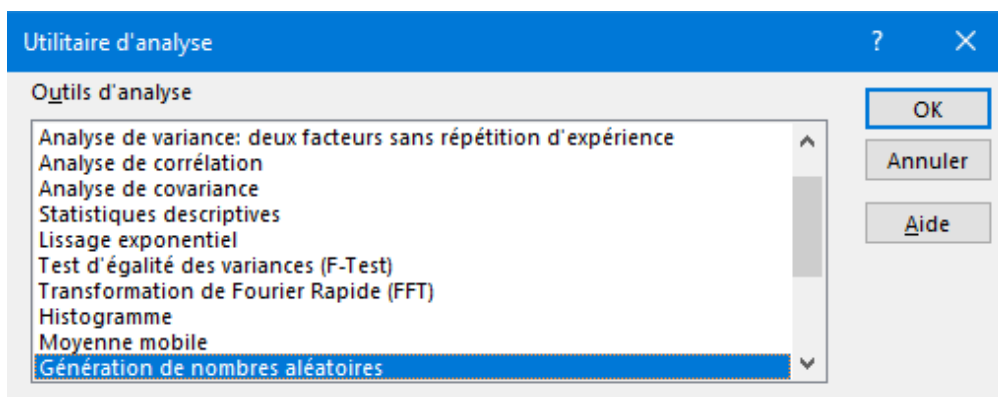


Figure 5.1 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (1).

Dans cette étape, on choisira le type de la distribution et le nombre de valeurs à générer et on introduit pour chaque loi ses paramètres ; comme le montre la figure 5.2

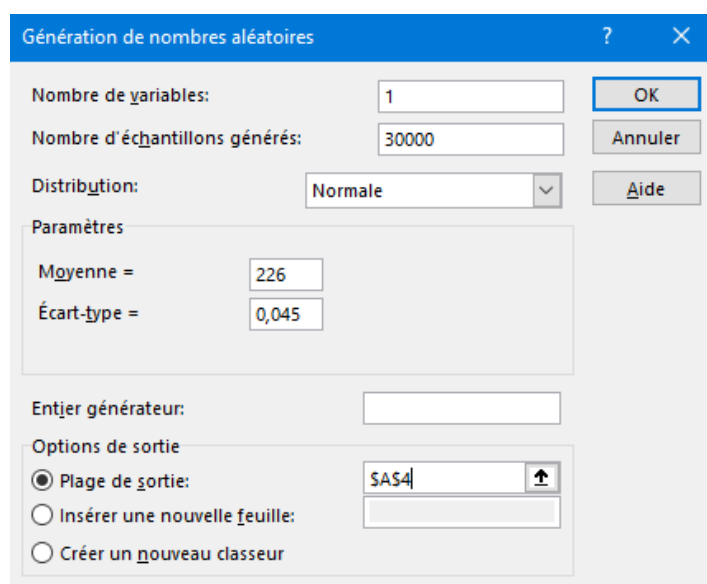


Figure 5.2 : Génération des nombres aléatoires sur Excel (2).

#### A. Variable aléatoire « $f_{c28}$ »

Pour l'analyse de la variable aléatoire «  $f_{c28}$  », nous avons récupéré un échantillon de 51 valeurs (tableau 5.2), auprès de COSIDER (entreprise du secteur du bâtiment et travaux publics, sise à Oued Aissi dans la wilaya de Tizi-Ouzou).

Tableau 5.2 : Echantillon réel des valeurs de «  $f_{c28}$  ».

$f_{c28}$ [MPa]					
29.00	30.00	22.42	33.13	28.30	33.73
30.00	30.00	28.32	32.98	28.15	33.67
29.50	27.50	28.48	33.73	28.25	33.65
29.25	29.00	28.50	33.67	33.02	33.77
28.80	28.50	28.40	33.65	33.50	33.73
29.00	28.00	28.40	33.77	33.60	33.61
28.75	29.50	28.30	33.73	33.32	33.88
28.60	30.00	28.15	33.61	33.13	33.58
32.98	33.28	33.43			

➤ **Analyse statistique de l'échantillon de données**

Cette étape a comme objectif de déterminer les valeurs des différents paramètres statistiques qui décrivent notre échantillon. Elle est réalisée avec l'option « statistiques descriptives » à partir de « utilitaire d'analyse » comme le montre la figure 5.3. Les résultats sont présentés dans le tableau 5.3.

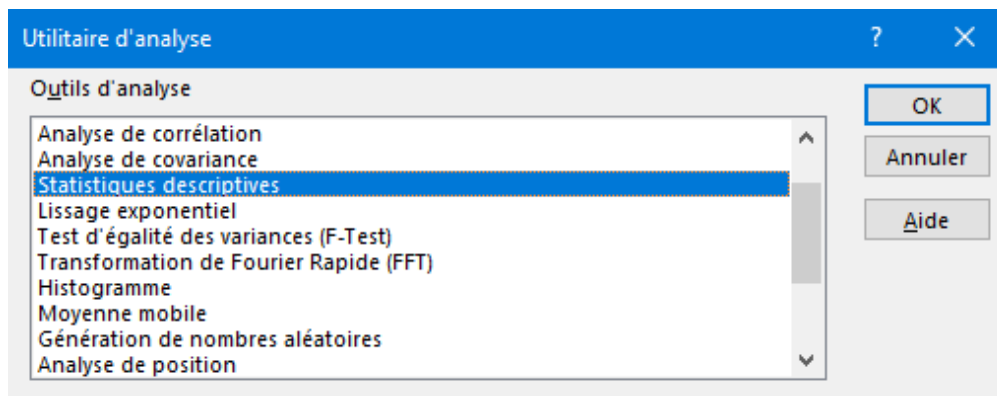


Figure 5.3 : Paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel.

Tableau 5.3 : Analyse statistique de l'échantillon réel de «  $f_{c28}$  ».

Caractères	Valeurs	Caractères	Valeurs
Moyenne	30.06	Maximum	33.88
Médiane	29.00	Minimum	22.42
Mode	30.00	Etendu	11.46
Ecart type	2.58	Nb de valeurs	51.00
Coefficient de variation Cv	0.09		

➤ **Génération de l'échantillon théorique**

Dans cette étape, nous procédons à la génération de l'échantillon théorique de mêmes tailles que l'échantillon initial, et cela s'effectuera en utilisant les paramètres statistiques déterminés précédemment (la moyenne et l'écart type)

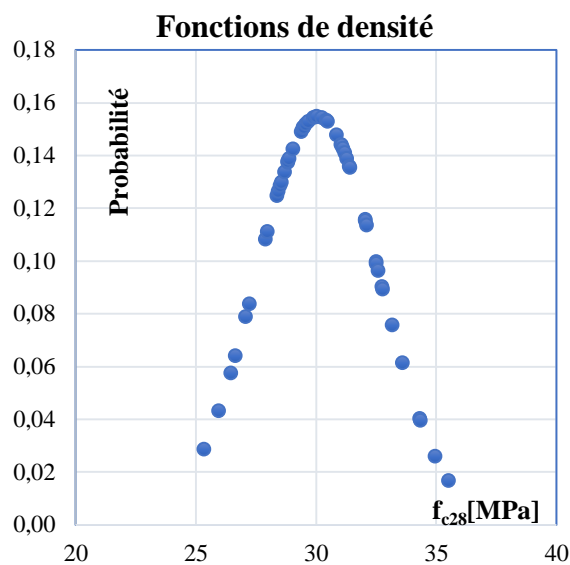
- **Loi normale**

La loi normale est définie par ces caractéristiques qui sont donnés dans le tableau 5.4 :

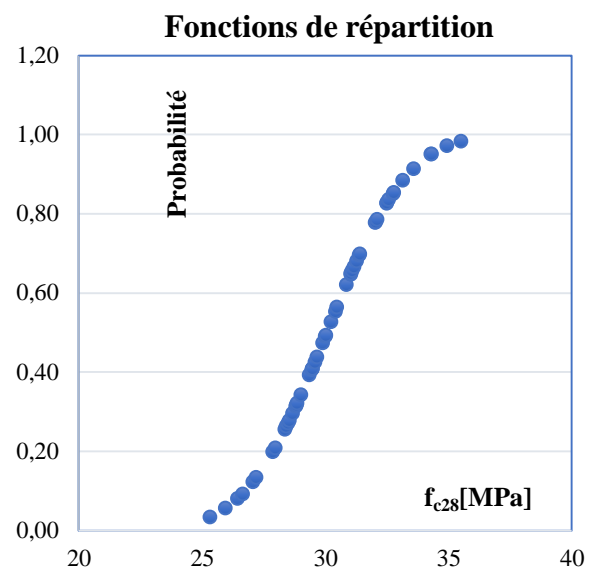
*Tableau 5.4 : Paramètres de la loi normale.*

Paramètres de la loi normale			
Paramètres	Valeurs	Paramètres	Valeurs
Espérance E(x)	30.06	Maximum	35.5
Ecart-type $\sigma$ (x)	2.58	Minimum	25.33
Cv	0.09	Nb valeurs	51.00

Les graphes de la fonction de densité et la fonction de répartition de la loi de distribution normale sont montrés sur les figures 5.4, et 5.5 pour la variable «  $f_{c28}$  »



*Figure 5.4 : Fonction de densité de «  $f_{c28}$  ».*



*Figure 5.5 : Fonction de répartition de «  $f_{c28}$  ».*

- **Loi log-normale**

La loi log-normal est parfois utilisée par défaut, pour représenter les caractéristiques physiques des matériaux et certaines sollicitations permanentes ne changeant pas de signe (Dehmous, 2007). Les paramètres de cette loi sont donnés par les relations 5.14 5.15 et es résultats sont illustrés dans le tableau 5.5 :

$$\varepsilon = \sqrt{\log\left(\frac{\sigma^2}{m^2} + 1\right)} \quad (5.14)$$

$$m_u = \log\left(\frac{m^2}{\sqrt{m^2 + \sigma^2}}\right) \quad (5.15)$$

Avec :

$\varepsilon$  : Ecart type ;

$m_u$  : Moyenne ;

$\sigma$  : Ecart type de l'échantillon obtenu à partir de la loi normale ;

$m$  : Moyenne de l'échantillon obtenue à partir de la loi normale.

Tableau 5.5 : Paramètres de la loi log-normale.

Paramètres de la loi log-normale	
Paramètres	Valeurs
L'espérance $\mu$	3.40
L'écart-type $\varepsilon$	0.086
CV	0.025
Maximum	38.05
Minimum	23.99
Nb de valeurs	51.00

Les graphes de la fonction de densité et la fonction de répartition de la loi de distribution log-normale sont montrés sur les figures 5.4, et 5.5 pour la variable «  $f_{c28}$  »

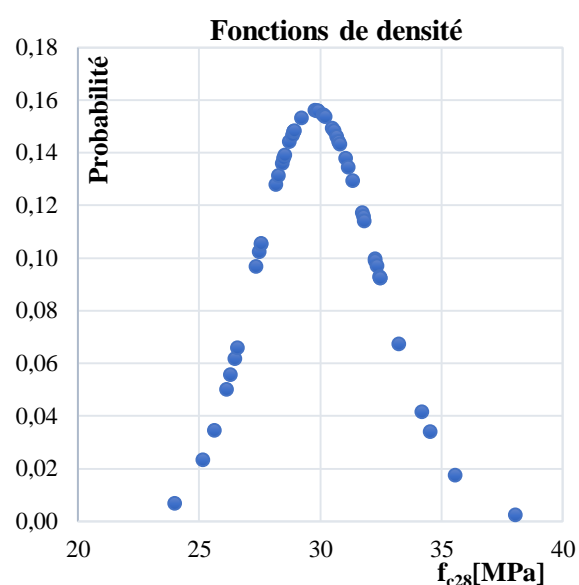
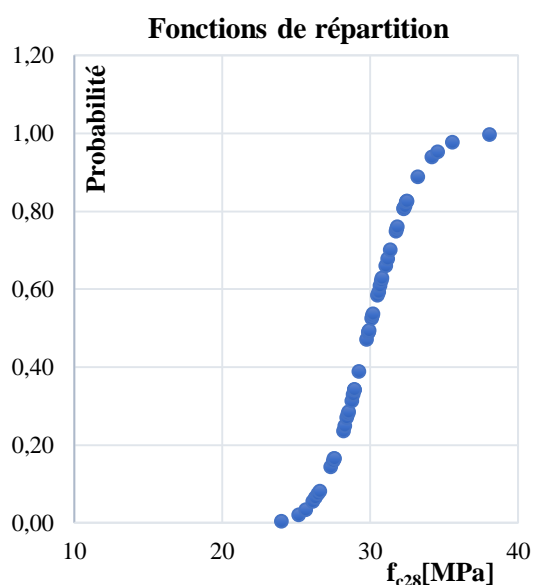


Figure 5.6 : Fonction de répartition de «  $f_{c28}$  ».

Figure 5.7 : Fonction de densité de «  $f_{c28}$  ».

A la fin de ces deux étapes on aura généré deux échantillons théoriques avec deux lois de probabilités différentes (normal, log-normale) de 51 valeurs pour chacune d'elles, un extrait des valeurs sont montrées dans le tableau 5.6 :

Tableau 5.6 : Extrait des valeurs théoriques générées «  $f_{c28}$  ».

Loi normale	Loi log-normale
25.33	23.99
25.94	25.16
26.43	25.63
26.64	26.13
27.06	26.29
27.20	26.46
27.88	26.57

### ➤ Répartition des échantillons en classes

Après l'obtention des échantillons théoriques, les échantillons seront répartis dans des classes égales, comme suit (tableau 5.7)

**Tableau 5.7 : Répartition de l'échantillon théorique et l'échantillon réel dans des classes.**

Classes [MPa]	22-26	26-30	30-34	34-38	38-42	Somme
Echantillon réel	1.00	30.00	20.00	0.00	0.00	51.00
Loi normale	2.00	23.00	22.00	4.00	0.00	51.00
Loi log-normale	3.00	23.00	21.00	3.00	1.00	51.00

### ➤ Test de khi 2

Il consiste à évaluer si une distribution observée peut être estimée ou non par une loi de probabilité. Il vérifie donc un ajustement (une adéquation). Le principe consiste à mesurer la distance entre les valeurs observées et les valeurs théoriques. Ceci consiste à comparer l'histogramme des fréquences et la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique. Pour cela, après avoir découpé l'intervalle d'observation en k classes, on construit un indice  $X^2$  mesurant l'écart constaté entre les effectifs réels et les effectifs théoriques.

Les paramètres de cette loi sont donnés par les relations 5.14

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (5.16)$$

Où :

$O_i$  = effectif observé dans la classe i ;

$E_i$  : effectif théorique dans la classe i ;

$E_i = N \cdot p_i$  ;

$N$  = effectif total observé.

Les résultats de ce calcul sont montrés dans le tableau 5.8 :

**Tableau 5.8 : Valeurs de khi 2 pour chaque loi de distribution.**

Valeurs de khi 2	
Lois de probabilités	Khi 2
Loi normale	6.81
Loi log-normale	7.51

### ➤ Détermination de khi 2 critique

Chaque valeur de khi 2 calculée sera comparée à une valeur de khi 2 critique ( $X^2(\alpha, \nu)$ ), dont  $\alpha$  désigne le seuil de signification (ou la p-value) tandis que  $\nu$  désigne le nombre de degré de liberté évalué en utilisant la relation 5.12

$$\nu = k - 1 \quad (5.17)$$

Où :

$k$  : nombre de classes,  $k=5$  ;

$\nu$  : nombre de degré de liberté qui est égale à  $\nu = 5-1=4$ .

Pour la détermination de khi 2 critique, il est nécessaire de fixer un seuil de signification dont la valeur de 5% est souvent choisie par défaut. Le khi 2 critique sera déterminé à l'aide de la table de khi 2 donnée par le tableau 5.9.

Tableau 5.9 : Extrait de valeurs de khi 2 critiques.

DDL \ P	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	1.6424	2.7055	3.8415	5.4119	6.6349
2	3.2189	4.6052	5.9915	7.8240	9.2103
3	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.3449
4	5.9885	7.7794	9.4877	11.6678	13.2767
5	7.2893	9.2364	11.0705	13.3882	15.0863

Pour notre cas la valeur critique de khi 2 :  $X^2(\alpha, \nu) = 9.4877$

Les résultats du test d'ajustement donnés dans le tableau 5.10 montrent que la loi normale et la log-normale sont adaptées (figure 5.8), khi 2 est inférieur à khi 2 critique. Toutefois, nous avons retenu loi normale pour sa simplicité.

Tableau 5.10 : résultats de test de khi 2.

Valeurs de khi2			Valeurs de khi2 critique
Lois de probabilités	$\chi^2$	Observations	9.4877
Loi normale	6.81	Accepté	
Loi log-normale	7.51	Accepté	

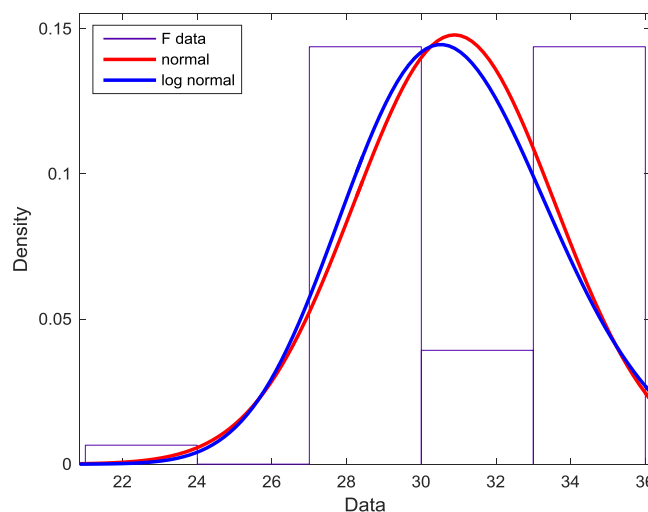


Figure 5.8 : Histogramme des données «  $f_{c28}$  » superposé aux lois de distribution normale et log-normale.

La variable aléatoire «  $f_{c28}$  » est générée avec la valeur moyenne obtenu à partir de la relation 5.18 de l'**Eurocode 2** pour résistance, en fonction de la valeur caractéristique ( $f_{c28} = 45$  MPa) et du coefficient de variation ( $Cv = 0.09$ ) obtenu à partir de notre échantillon (tableau 5.3).

$$\mu = fk + 1.64\sigma \quad (5.18)$$

$f_k$  : valeur de la résistance caractéristique du béton «  $f_{c28}$  » ;

$\sigma$  : écart type.

Le nombre de génération a été fixé à 30000, après avoir consulté les travaux de Haddad et Sellam, (2017). Un extrait de ces valeurs est donné dans le tableau 5.11.

Tableau 5.11 : Extrait de valeurs générées «  $f_{c28}$  ».

$f_{c28}$ [MPa]						
47.05	55.58	56.23	52.61	53.42	48.55	52.87
47.49	60.49	51.54	48.92	55.10	52.28	48.92
47.84	48.63	44.27	55.40	55.22	45.55	50.35
59.50	50.55	55.06	61.85	62.18	53.46	54.43
50.35	54.68	55.89	48.82	50.66	58.40	58.42
54.01	56.28	54.69	45.88	53.77	55.76	42.90
54.75	61.10	55.95	50.06	46.02	54.22	55.81
56.04	51.42	49.11	49.52	49.56	50.79	48.99
50.64	51.67	53.51	55.08	51.97	49.93	49.70
55.88	50.17	50.16	59.90	56.43	52.74	54.67
57.70	51.40	51.94	61.74	55.00	55.68	61.56

### B. Variable aléatoire « A »

Les valeurs caractéristiques du coefficient d'accélération de zone « A » sont données par le **RPA (2003)**, pour chaque zone sismique. Les valeurs moyennes sont déduites à partir de la relation 5.19 de l'**Eurocode 2** pour la sollicitation :

$$\mu = fk - 1.64\sigma \quad (5.19)$$

$f_k$  : valeur caractéristique du coefficient de zone « A » ;

$\sigma$  : écart type.

Les résultats sont illustrés dans le tableau 5.12 pour un coefficient de variation  $Cv$  qui varie de 0.1 à 0.2, avec un pas de 0.025.

Tableau 5.12 : Paramètres utiles pour la génération.

Zone	A cara	A moy				
		CV				
		0,1	0,125	0,15	0,175	0,2
I	0,06	0,052	0,050	0,048	0,047	0,045
	0,12	0,103	0,100	0,096	0,093	0,090
IIa	0,16	0,137	0,133	0,128	0,124	0,120
	0,2	0,172	0,166	0,161	0,155	0,151
IIb	0,225	0,193	0,187	0,181	0,175	0,169
	0,25	0,215	0,207	0,201	0,194	0,188
III	0,275	0,236	0,228	0,221	0,214	0,207
	0,3	0,258	0,249	0,241	0,233	0,226

Pour la génération de cette variable aléatoire, nous avons adopté la loi normale conformément à la littérature (Haddad, Sellam, 2017). Le nombre de valeurs générées étant fixé à 30000. Un extrait des résultats est donné dans le tableau 5.13

Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées du coefficient d'accélération « A ».

A moy									
0,21	0,30	0,27	0,28	0,17	0,26	0,26	0,27	0,31	0,21
0,27	0,16	0,25	0,21	0,25	0,23	0,30	0,31	0,29	0,36
0,20	0,18	0,23	0,27	0,27	0,23	0,23	0,23	0,34	0,28
0,17	0,26	0,20	0,24	0,19	0,47	0,29	0,32	0,29	0,29
0,23	0,24	0,11	0,19	0,21	0,26	0,20	0,20	0,21	0,20
0,24	0,18	0,30	0,28	0,23	0,34	0,36	0,29	0,17	0,22
0,35	0,26	0,24	0,25	0,24	0,26	0,23	0,22	0,25	0,27
0,32	0,24	0,27	0,19	0,23	0,24	0,21	0,22	0,21	0,35
0,21	0,13	0,23	0,20	0,22	0,19	0,27	0,25	0,29	0,33
0,22	0,19	0,24	0,22	0,26	0,22	0,27	0,30	0,30	0,21

### C. Excentricité du câble « e »

Pour la variable aléatoire « e », la loi de probabilité uniforme est adoptée conformément à la littérature (Haddad, Sellam, 2017). Le nombre de valeurs générées est de 30000. La loi uniforme continue est une généralisation de la fonction rectangle à cause de la forme de sa fonction densité de probabilité. Elle est paramétrée par les plus petites et plus grandes valeurs a et b que la variable aléatoire uniforme peut prendre. Cette loi continue est souvent notée U(a,b).

Avec :  $a < x < b$ .

Tableau 5.14 : les valeurs de a et b.

Paramètres de la loi uniforme	
a	-7.50
b	7.50

x : diamètre de la gaine  $\phi_g = 15$  mm

Tableau 5.13 : Extrait de valeurs générées excentricité.

e									
2.65	-7.04	-7.44	-5.87	6.04	-7.08	-2.69	-4.36	3.73	3.49
-5.07	-5.23	-1.03	-6.96	-0.29	-3.07	3.77	-1.64	7.42	2.03
5.96	-3.73	6.11	-6.60	1.39	3.43	-6.69	-4.39	5.16	-1.79
-6.37	1.89	5.73	-2.22	-5.81	0.26	5.50	-4.01	2.00	6.52
-7.12	4.28	-4.07	0.51	-2.92	0.07	-3.83	1.00	-0.74	6.85
-2.79	-7.00	-0.99	5.39	-7.35	-5.63	-4.07	-2.68	-2.16	4.95
3.90	5.80	-1.50	2.05	-0.63	-6.20	3.39	-2.62	-2.41	-4.57
4.65	3.28	-3.07	-0.83	6.07	0.46	7.18	-1.50	-0.33	-5.88

### 5.3. Calcul de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance  $P_f$  est définie comme étant la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état  $G_i(\{x\})$ .

La fonction  $I_{di}$  est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, comme le montre la relation (5.14)

$$I_{di} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) < 0 \\ 0 & \text{si } G(x) \geq 0 \end{cases} \quad (5.20)$$

La probabilité de défaillance est donnée par la méthode de simulation de Monte Carlo par la formule 5.15, en fonction du nombre total de tirages  $N_t$ .

$$p_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{di}}{N_t} \quad (5.21)$$

L'organigramme présenté ci-après (figure 5.9) illustre les étapes de calcul de la probabilité de défaillance  $P_f$ , par la méthode de simulation de Monté Carlo (**Haddad, Sellam, 2017**).

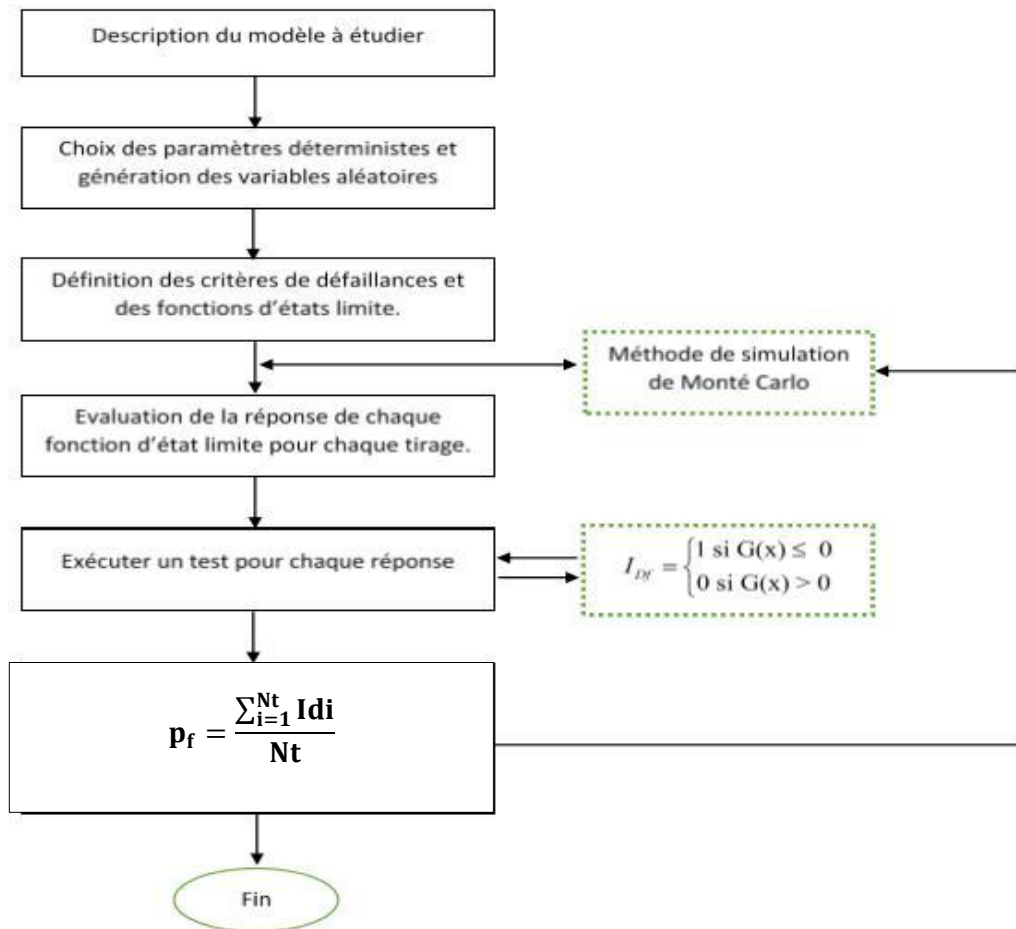


Figure 5.9 : Organigramme de la méthode de Monte Carlo.

### 5.3.1. Résultats et interprétations

La probabilité de défaillance est calculée en considérant, dans un premier cas, deux variables aléatoires « A » et «  $f_{c28}$  ». A l'aide de langage de programmation Visual Basic (VB) (figure 5.10), une macro est élaborée sur le logiciel Microsoft Excel pour calcul de la fonction G et pour la vérification de la contrainte de traction selon le test binaire (0 si  $\sigma_{bt} < \sigma_{max}$ , 1 si  $\sigma_{bt} > \sigma_{max}$ ) pour chaque variable aléatoire tirée. Un extrait de résultat est donné sur le tableau 5.14.

```

Sub fiabilite()
'
' fiabilite Macro
'
' Touche de raccourci du clavier: Ctrl+f
'

    b = Sheets("Macros").Cells(1, "b")
    For i = 4 To 3 + b
        Sheets("Zone III").Cells(1, "b") = Sheets("Macros").Cells(i, "a")
        Sheets("donnees").Cells(22, "b") = Sheets("Macros").Cells(i, "b")
        Sheets("Macros").Cells(i, "c") = Sheets("zone III").Cells(106, "b")
        Sheets("Macros").Cells(i, "F") = Sheets("zone III").Cells(107, "b")
    Next i

End Sub

```

Figure 5.10 : Programmation Visual Basic (VB).

Tableau 5.14 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.

fc <sub>28</sub>	A moy	$\sigma_{\max}$	Cont adm de traction	Identifiant
47.05	0.86	3.13	3.13	0
47.49	0.48	3.09	3.09	0
47.84	0.21	3.14	3.14	0
59.50	0.49	3.08	3.08	0
50.35	0.35	3.10	3.08	0
54.01	0.70	3.13	3.10	0
54.75	0.60	3.13	3.13	0
56.04	0.37	4.08	3.13	0
50.64	0.59	4.09	3.08	0
55.88	0.43	3.10	3.09	0

Le calcul de la probabilité de défaillance à l'état limite de traction en fonction des différentes zones sismiques et coefficients de variation est illustré dans le tableau 5.15 et la figure 5.11.

Tableau 5.15 : Probabilité de défaillance en fonction de « A » pour chaque CV.

Zone	A cara	P <sub>f</sub>				
		CV				
		0,1	0,125	0,15	0,175	0,2
I	0,06	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04
	0,12	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04
Iia	0,16	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04
	0,2	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04	4,67E-04
IIb	0,225	5,00E-04	5,00E-04	5,00E-04	5,00E-04	5,00E-04
	0,25	1,03E-03	9,33E-04	9,33E-04	7,33E-04	7,67E-04
III	0,275	2,00E-03	1,90E-03	2,17E-03	2,07E-03	2,00E-03
	0,3	5,57E-03	4,73E-03	4,63E-03	4,53E-03	4,37E-03

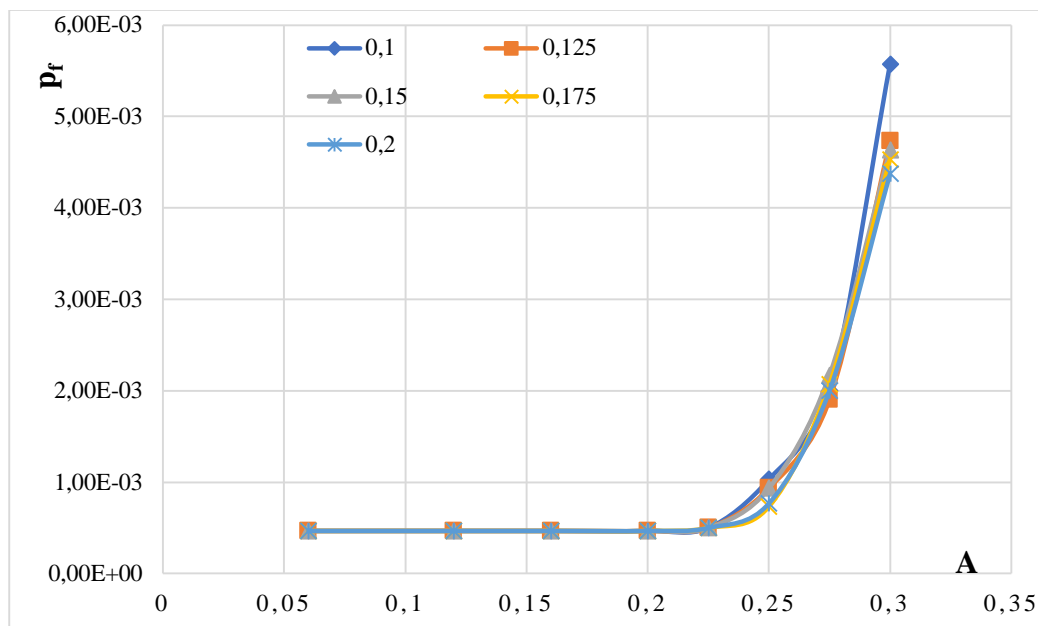


Figure 5.11 : Probabilité de défaillance en fonction de A pour chaque CV.

Les probabilités de défaillance admissibles sont données par l’Eurocode 2 en fonction des classes de conséquences et l’indice de fiabilité  $\beta$  (tableau 5.16)

Tableau 5.16 : Relation entre  $\beta$  et  $P_f$ .

$\beta$	1.28	2.33	3.09	3.72	4.26	4.75	5.20
$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$

Avec :

$$\beta = \Phi^{-1} (P_f) \tag{5.22}$$

Où  $\Phi$  est la fonction de répartition normale centrée réduite et  $\Phi^{-1}$  sa fonction inverse.

Le tableau 5.17 illustre les valeurs minimales de  $\beta$  en fonction de la classe de conséquences.

Tableau 5.17 : Valeurs minimales de  $\beta$  en fonction de la classe de conséquences.

Classe de fiabilité	Valeurs minimales pour $\beta$	
	Durée de référence 1 an	Durée de référence 50 ans
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Le tableau 5.18 illustre les classes de conséquences.

Tableau 5.18 : Classes de conséquences.

Classe de conséquences	Description	Exemples de bâtiments et de travaux de génie civil
CC3	Conséquence <b>élevée</b> en termes de perte de vie humaine, <i>ou</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement <b>très importantes</b>	Tribunes, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient élevées (par exemple salle de concert)
CC2	Conséquence <b>moyenne</b> en termes de perte de vie humaine, conséquences économiques, sociales ou d'environnement <b>considérables</b>	Bâtiments résidentiels et de bureaux, bâtiments publics où les conséquences de la défaillance seraient moyennes (par exemple bâtiment de bureaux)
CC1	Conséquence <b>faible</b> en termes de perte de vie humaine, <i>et</i> conséquences économiques, sociales ou d'environnement <b>faibles ou négligeables</b>	Bâtiments agricoles normalement inoccupés (par exemple, bâtiments de stockage), serres

Notre réservoir en béton précontraint est de classe de conséquence 2 (CC2), car si la ruine de l'ouvrage aura lieu, les pertes en termes de vie humaine économique sociale et d'environnement sont considérables. Cela nous amène à prendre en valeur de 4.7 pour l'indice de fiabilité  $\beta$ , pour une durée de référence égale à un an, et 3.8 pour une durée de référence égale à 50 ans, qui correspondent à une probabilité de défaillance admissible comprise entre  $10^{-3}$  et  $10^{-6}$ , conformément au tableau 5.16.

L'analyse des résultats permet de constater qu'en zone de faible et moyenne sismicité (IIa), la probabilité de défaillance est inférieure à la probabilité admissible ( $P_{\text{fadm}} = 10^{-3}$ ) quel que soit coefficient de variation  $C_v$  ; ce qui permet de conclure la stabilité du réservoir. En zone de moyenne sismicité (IIb) et zone de forte sismicité ; la probabilité  $P_f$  est supérieure à cette valeur admissible. Le réservoir n'est donc pas adapté à ces deux zones.

Dans le second cas, la probabilité de défaillance est calculée en considérant comme variable aléatoire l'excentricité « e » et la résistance caractéristique «  $f_{c28}$  » pour les différentes zones sismiques. La macro élaborée est adaptée pour ce cas de figure, pour calculer les contraintes de traction et la fonction indicateur Id pour chaque variable tirée. Un extrait des résultats est illustré dans le tableau 5.19.

Tableau 5.19 : Extrait des calculs de la probabilité de défaillance.

e	$f_{c28}$	Cont. Max de Tract	Cont. Adm de Tract	Id. Tract.
2,65442	47,05	3,13	3,77	0
-5,07103	47,49	3,09	3,79	0
5,95820	47,84	3,14	3,82	0
-6,37020	59,50	3,08	4,59	0
-7,12096	50,35	3,08	3,98	0
-2,79405	54,01	3,10	4,22	0
3,89500	54,75	3,13	4,27	0

Le calcul de la probabilité de défaillance à l'état limite de traction en fonction des différentes zones sismiques est illustré dans le tableau 5.20 et la figure 5.12.

Tableau 5.20 : Probabilité de défaillance en fonction de « e » pour chaque « A ».

A	Pf
0,12	5,67E-04
0,2	5,00E-04
0,25	2,97E-03
0,3	1,72E-02

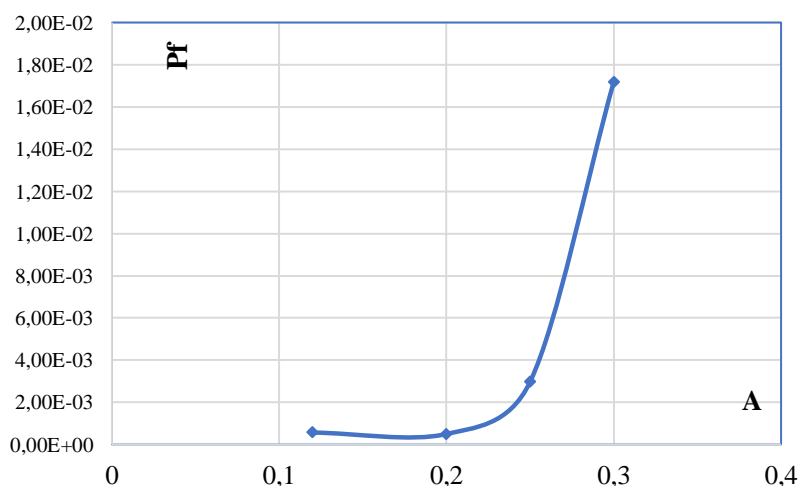


Figure 5.12 : Probabilité de défaillance en fonction de « e » pour chaque valeur de « A ».

Nous constatons que la probabilité de défaillances est admise en zone de faible et moyenne sismicité (IIa), par contre, en zone de moyenne sismicité (IIb) et en zone de forte sismicité (III), la probabilité de défaillance est supérieure à la probabilité admissible. Le réservoir n'est pas adapté à ces deux dernières zones. Ce qui montre la sensibilité de l'excentricité sur le calcul de la probabilité de défaillance  $P_f$ .

#### 5.4 Conclusion

L'analyse fiabiliste du réservoir d'étude a été conduite dans ce chapitre pour l'état limite de résistance, à l'ELS. La fonction d'état limite de traction est considérée. Trois variables aléatoires sont identifiées, à savoir le coefficient d'accélération de zone « A », l'excentricité « e » et la résistance caractéristique «  $f_{c28}$  ». La loi de distribution normale est adoptée pour générer le coefficient « A » et la résistance «  $f_{c28}$  », et la loi uniforme pour générer l'excentricité « e ». Le calcul de la probabilité de défaillance  $P_f$  est obtenu par la simulation de Monté Carlo, pour un nombre de tirage égale à 30000. La gestion des calculs est facilitée par l'élaboration de macros en Visual Basic.

L'analyse des résultats a mis en évidence la stabilité de l'ouvrage en zone de faible et moyenne sismicité (IIa). Par contre, en zone de moyenne sismicité (IIb) et en zone de forte

sismicité (III), l'ouvrage n'est pas adapté. Ces résultats ont montré l'importance de l'influence de l'excentricité sur la sécurité du réservoir.

*Conclusion générale*

On s'est intéressé dans cette étude, à l'analyse déterministe de la paroi cylindrique d'un réservoir posé au sol en béton à précontrainte extérieure, sous sollicitation hydrostatique et hydrodynamique.

La méthode proposée par Westergaard a été utilisée pour approcher la sollicitation hydrodynamique. On a pu mettre en évidence que certains paramètres d'entrée tels que l'excentricité « e », la résistance caractéristique «  $f_{c28}$  » et le coefficient d'accélération de zone « A » influent considérablement sur la variation des contraintes de traction particulièrement en fibre intérieur lorsque le réservoir est en charge, ainsi que sur les contraintes de compression en fibre extérieur lorsque le réservoir est vide.

L'approche fiabiliste par la méthode de Monté Carlo tenant compte des incertitudes liées à l'excentricité « e », la résistance caractéristique «  $f_{c28}$  » et le coefficient d'accélération de zone « A », conclue que l'ouvrage analysé est stable en zone de faible et moyenne sismicité (IIa). A l'inverse en zone de moyenne sismicité (IIb) et en zone de forte sismicité (III), présente une probabilité de défaillance au-delà des valeurs admissibles préconisées par l'Eurocode 2 qui stipule que  $10^{-6} \leq P_f \leq 10^{-3}$ , ceci démontre que le réservoir en question n'est pas adapté à ces zones sismiques.

L'incertitude sur l'excentricité est de loin la plus influente dans un calcul de défaillance, ce qui nous conduit à préconiser une mise en œuvre attentionnée des chemins de câbles de précontrainte extérieure.

## *Références bibliographiques*

**Abdelaziz Y**, « Béton précontraint Cours et exercices », Centre Universitaire de Bechar, Institut de Génie Civil, 2006.

**Adjrad A**, « Polycopie de Cours, Introduction au béton précontraint Cours et exercices », 2017.

**Amarouche M**, « Calcule non linéaire d'une poutre a précontrainte extérieure », mémoire de master, UMMTO, 2019.

**Aoues, Y** « Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures ». Thèse doctorat, Université Blaise PASCAL-CLERMONT II, France 2008.

**Ballière A. et al.**, « Théorie de la fiabilité, application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art » Rapport d'étude, 2012.

**Bellil A, Ben Medjkane K**, « Analyse déterministe et fiabiliste d'une paroi d'un réservoir posé au sol en béton précontraint » mémoire de master, UMMTO, 2021.

**Carlton M.A, Devore J.L.**, « Probability with Applications in Engineering, Science, and Technology (Springer edition) », USA, 2014.

**Dehmous H**, « Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroïn ». Thèse de Doctorat, de l'Institut National Polytechnique de Toulouse, 2007.

**DTR B.C.2.2**, « document technique règlementaire, charges permanentes et charges d'exploitations », Alger 24 octobre 1988.

**Eurocode 2**, « Bases de calcul des structures », norme européenne, mars 2003.

**Fascicule 74 Du C.C.T.G**, « Construction des réservoirs et châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie et des ouvrages annexes-fasc. Spécial n°83 14sexties ou journal officiel », 1998.

**Guerrin A, Lavour R.C.**, « Traité de béton armé tome 6, réservoirs, châteaux d'eau et piscines », 1972.

**Igor R, Jesper**, « Probability and Risk Analysis, an Introduction for Engineers (Springer edition) ». Germany, 2006.

**Haddad L, Sellam Y**, « Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir surélevé soumis à l'action du vent », mémore de master, UMMTO, 2017.

**Hmmoum H, Bouzelha K, Hannachi N.E,** « analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé, posé au sol », annales du bâtiment et des travaux publics, juin 2010.

**Lemaire M, Châteauneuf A, Mitteau J.C,** « Fiabilité des structures couplage mécano-fiabiliste » édition Lavoisier, France. p 21, ISBN : 2-7462, 2005.

**Mendenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M.** « Introduction to Probability and Statistics» (Brooks/Cole, Cengage Learning Ed.), USA, 2006.

**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.

**Règles B.P.E.L 91** modifiées 99, « règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites », Edition Eyrolles 1993.

**RPA,** « Règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003) », CGS, Alger, juin 2003.

**Setra** « Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes », précontrainte extérieure, 1990.

**Siline M,** « Béton Précontraint, Cours et applications- Support pédagogique pour étudiants de Master en Génie civil option structures », 2017.

**Taleb H. A.,** « Béton précontraint, support pédagogique pour les étudiants de Master 2 en Génie Civil (structure) », 2020.

**Westergaard H.M,** « Water Pressures on Dams during Earthquakes », Trans. ASCE, Vol.98, 1933.

---

**Webographie :**

<https://www.reunion-ingenierie.fr/>.

<https://www.socitrel.pt/fr/produto/fils-de-précontrainte-en-acier/>.