



**THEME : ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
VOLUME $V=6450\text{m}^3$ ET DE SON ASSISE EN BETON ARME AU PORT
DE COTONOU**

MEMOIRE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE :
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement par :

DJI-ALLAHE BEASSOUM

Travaux dirigés par :

AKOUTE DATE ROMAIN

Directeur Général d'EXPLORA BENIN

Dr ISMAELA GUEYE

Tuteur 2ie

Jury d'évaluation du stage

Président :

MESSAN ADAMAH

Membres de jury :

SIMAL AMADOU

DJOUBISSIE DECROLY

PROMOTION [2014/2015]

DEDICACES

Je dédie ce mémoire :

- ❖ Principalement à mon père **Mr BEASSOUM DJIRASNGAR** qui n'a cessé d'investir dans mes études jusqu'à la fin de cette formation.
- ❖ A ma tendre mère **Mme KORBEGUE YADJITA** qui me soutient toujours spirituellement et moralement.
- ❖ Surtout à mon père céleste, créateur de ce monde qui est mon guide spirituel. Il est mon consolateur, mon protecteur et grâce à lui je surmonterai tous les obstacles qui se présenteront dans ma vie professionnelle.

REMERCIEMENTS

Ce travail a connu le succès par la contribution de plusieurs personnes morales et physiques en qui j'adresse ces remerciements :

Je remercie :

- ❖ L'Institut International d'ingénierie de l'eau et de l'environnement (2iE) : pour son engagement durant toute cette formation et tout le corps enseignant qui a contribué à ce succès.
- ❖ Le Directeur Général de l'entreprise **EXPLORA BENIN Mr AKOUE DATE ROMAIN** qui m'a accordé ce stage et pour son encadrement durant toute cette période.
- ❖ **Mr ADOHO PARFAIT** ingénieur en génie civil qui a aussi contribué à l'aboutissement de ce projet.
- ❖ Mon ami **HOULJAKBE HOULTEURBE DAGOU** ingénieur en génie civil qui m'a soutenu aussi durant cette formation.
- ❖ Tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réussite de ce noble travail, que ce mémoire soit pour eux l'expression de ma profonde gratitude.

RESUME

Le travail élaboré dans ce présent projet intitulé «Etude détaillée d'un réservoir métallique de dimensions (Diamètre=22m, Hauteur=17m) et de son assise en béton armé au port de Cotonou pour le stockage du gasoil» met en exergue l'importance des hydrocarbures dans une société.

Cette étude consiste à la conception et au dimensionnement du réservoir en métal et sa fondation en béton armé qui servira d'assise.

Etant donné que cette étude devrait se faire selon les règles de l'art, tous les calculs sont faits suivant les règlements et normes reconnus sur le plan international à savoir : CODRES 2007, API 650, EUROCODES (ENV 1993-4-2, ENV 1993-1-6), BAEL 91 modifié 91, DTU 13-12, API 650.

A cet effet, pour atteindre cet objectif, des sondages géotechniques ont été effectués par le LABOGEM (Laboratoire de Géotechnique et des Matériaux) pour définir la nature, la résistance des sols existants, de même que le niveau de la nappe phréatique et de proposer les conditions de réalisation de fondations de l'ouvrage.

Il en ressort de cette étude géotechnique qu'il est possible de fonder superficiellement l'ouvrage. La fondation du réservoir est ancrée à un (1) mètre par rapport à la plateforme de sondages

Le dimensionnement du réservoir est fait en fonction de la pression interne exercée par le gasoil et a permis d'obtenir des viroles d'épaisseurs variables de 14mm-6mm.

Pour éviter les risques de voilement du réservoir, les calculs ont permis de disposer sur la partie supérieure du réservoir une succession de raidisseurs intermédiaires 120x80x10. Les tôles de fond ont une épaisseur de 8mm avec des marginales de 10mm d'épaisseur et l'épaisseur de la tôle de toiture est de 6mm.

L'assise du réservoir est cylindrique, constituée d'un radier ayant une épaisseur de 30cm et une couronne de 20 cm. Les armatures obtenues dans ces éléments varient entre HA 14 et HA 10.

L'aspect environnemental est traité en identifiant les activités génératrices d'impact et en proposant des mesures d'atténuation.

Ce projet est estimé à un montant de : Cent soixante-six millions six cent soixante-quatorze mille cinq cent deux mille (166 674 502) francs FCFA'

Mots clés : Réservoir, robe, viroles, couronne, tôles, radier

ABSTRACT

The work developed in this present entitled project " detailed Study of a metallic reservoir of dimensions (Diamètre=22m, Hauteur=17m) and of its concrete basis armed in the port of Cotonou for the storage of the diesel oil " highlights the importance of hydrocarbons in a society.

This study consists in the conception and in the sizing of the metal reservoir and its concrete foundation armed to assure the stability of the work. Given that this study should be made according to the rules of the art, all the studies are made according to the regulations and the standards recognized on the international level to know:BAEL 91 modified 91, EUROCODES (ENV 1993-4-2, ENV 1993-1-6), CODRES, DTU 13-12, API 650.

For that purpose, for this work, geotechnical polls were made by the LABOGEM (Laboratory of Geotechnics and Materials) to define the nature, the resistance of grounds ready, as well as the level of the groundwater and propose the conditions of realization of foundations of the work.

It emerges from this geotechnical study that it is possible to base superficially the work. The foundations of silos are anchored in a meter with regard to the platform of soundings.

The sizing of the reservoir allowed to obtain ferrules of surface $1728,57\text{m}^2$, two (2) intermediate stiffeners $120 \times 80 \times 10$, thorough sheet steels have a thickness of 8mm with a thorough border of 10mm of thickness and the thickness of the sheet steel of roof is of 6mm.

To be able to support the reservoir, its basis was sized and as a result she must be anchored in a 1 meter and filled with some sand and with the laterite, she is provided with one radiate of 30cm with thickness and with a crown 20 cms in thickness.

The environmental aspect is treated by identifying the generative activities of impact and by proposing measures of mitigation.

This project is considered at a sum of (166 674 502) (CFA FRANC) inclusive of all taxes.

Keywords : Reservoir, stiffeners, Ferrules, Crown , sheet steels, cross off (Radiate).

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

2IE : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

API : American Petroleum Institute

ASME : American Society Mechanical Engineers

NF : Norme Française

DTU : Documents Techniques Unifiés

SARL : Société à Risque Limité

HA : Haute Adhérence

ELU : Etats Limites Ultimes

ELS : Etats Limites de Services

PL : Pression Limite

R_p : Résistance de Pointe

LABOGEM : Laboratoire de Géotechnique et des Matériaux

FP : Fissuration Préjudiciable

CODRES : Code Français de construction des réservoirs cylindriques verticaux en acier

IPE : I- Profilé Européen

V₁ : Première virole

EIE : Etude d'Impact Environnemental

SOMMAIRE

CITATION.....	i
DEDICACES	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT	v
INTRODUCTION.....	11
CHAPITRE I : PRESENTATION DU CADRE D'ETUDE.....	12
I.1 CONTEXTE DU PROJET.....	12
I.2 LOCALISATION DU SITE DE PROJET.....	12
I.3 CADRE PHYSIQUE DU MILIEU.....	14
I.4 CADRE SOCIO-ECONOMIQUE	14
CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE DU TERRAIN	16
II.1 : DEFINITION ET OBJET.....	16
II.2 : ESSAIS GEOTECHNIQUES REALISES	16
II.3 : RESULTATS DE L'ETUDE	16
II.4 : ETUDE DE FONDATIONS	17
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR	20
III.2 CALCUL DE FOND.....	21
III.3 CONCEPTION DE LA ROBE	26
III.5 CALCUL DE LA TOITURE	37
III.6 SOUDURE	41
III.7 PEINTURE.....	44
CHAPITRE III : VERIFICATION DE LA STABILITE DU RESERVOIR.....	51
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'ASSISE.....	57
IV.1 HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	57
EVALUATION DE LA CHARGE DU RESERVOIR	59
CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL.....	61
I.1 EIE	61
I.1.1 DEFINITION	61
CHAPITRE VI : DETERMINATION DU COUT DE PROJET.....	62
II.1 ESTIMATION DU COUT DU RESERVOIR	62
II.2 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	64

CONCLUSION.....	65
BIBLIOGRAPHIE	66
ANNEXES.....	67
ANNEXE 1 : NOTE DE CALCUL FONDATION RESERVOIR.....	68
I. DETERMINATION DES FORCES DE POUSSEE ET DE BUTEE	69
II FERRAILLAGE DE LA COURONNE.....	74
III CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS LE RADIER.....	76
IV CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS LE RESERVOIR.....	78
ANNEXE 2 : NOTES DE CALCUL : RESERVOIR ET SON ASSISE.....	80
ANNEXE 3 : RECOMMANDATIONS, INSPECTION ET MAINTENANCE DU RESERVOIR	103
I.1 TOLERANCES GEOMETRIQUES CONCERNANT LE VOILEMENT	104
ANNEXE 4 : MATRICE D'IDENTIFICATION, D'EVALUATION ET MESURES D'ATTENUATION DES IMPACTS.....	116
ANNEXE 5 : PLANS D'EXECUTION	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 :Résultats des sondages pressiometriques	17
Tableau 2 :Résultats des essais de pénétration dynamique	18
Tableau 3 :Epaisseur nominale de la tôle de fond [2]	22
Tableau 4 :Epaisseur minimale des tôles de bordure annulaire [3].....	24
Tableau 5 :largeur de soudure[14].....	26
Tableau 6 :Résultats de calcul des épaisseurs des viroles du réservoir	27
Tableau 7 : Epaisseur minimale des tôles de paroi[3].....	27
Tableau 8 :Sections des raidisseurs secondaires[14]	29
Tableau 9 :Hauteurs équivalentes.....	30
Tableau 10 :Epaisseur minimale du corps tubulaire [3].....	33
Tableau 11 : Récapitulatif des contraintes dans les viroles	37
Tableau 12 : dimensions cornières de rive [3]	41
Tableau 13 : épaisseur de soudure[1].....	42
Tableau 14 :Nuances d'acier avec leurs paramètres[1]	42
Tableau 15 :Vérification soudure (Hauteur viroles).....	43
Tableau 16 :Vérification soudure (Longueurs Viroles).....	43
Tableau 17 : Récapitulatif des résultats des vérifications du voilement élastique et à l'effondrement élasro-plastique	56
Tableau 18 :Détails de calcul des éléments du réservoir	59
Tableau 28 :Devis quantitatif et estimatif.....	64
Tableau 19 : Récapitulatif des résultats de calcul de l'assise	72
Tableau 20 : Valeurs du paramètre de tolérance de défaut de rotondité	105
Tableau 21 :Valeurs du paramètre de tolérance de fossettes	107
Tableau 22 :Tableau général d'inspection et de maintenance du réservoir.....	115
Tableau 23 :Matrices d'identification des impacts.....	120
Tableau 24 :Qualification des critères d'évaluation.....	121
Tableau 25 :Grille d'évaluation	121
Tableau 26 :Tableau recapitulatif des mesures d'atténuation	123
Tableau 27 : Synthèse du Plan de Gestion Environnementale et Social	125

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation du site de projet	13
Figure 2 : Situation du site (Google earth)	13
Figure 3 : configuration Tôles de fond [2]	22
Figure 4 : Disposition des tôles de fond assemblées par recouvrement[14]	23
Figure 5 : Liaison robe-fond avec bordure annulaire	23
Figure 6 : Dispositions constructives [14]	25
Figure 7 : largeur de soudure robe [14]	25
Figure 8 : Tôles des viroles [14]	28
Figure 9 : Raidisseur secondaire[14]	29
Figure 10 : position du raidisseur secondaire	32
Figure 11 : tronçons à étudier	33
Figure 12 : Détail du petit élément isolé	34
Figure 13 : tronçon (1) isolé	35
Figure 14 : tronçon 2	36
Figure 15 : Coordonnées du toit du réservoir	38
Figure 16 : Détail des chevrons	39
Figure 17 : Joint de bordure à la jonction coque-toit	41
Figure 18 : Surface marginales	60
Figure 19 : Composition de l'assise	69
Figure 20 : Diagramme des contraintes	71
Figure 21 : sol d'assise de la fondation	76
Figure 22 : Mesure de diamètres en vue de l'évaluation des défauts de rotondité	104
Figure 23 : Mesure des profondeurs de fossettes initiales	106
Figure 24 : Courbe de détermination de tassement différentiel	108
Figure 25 : Représentation du tassement localisé de bordure	109
Figure 26 : Inclinaison du réservoir	109
Figure 27 : Matérialisation du tassement du fond	110
Figure 28 : Exemple d'ondulation sur le fond	111

INTRODUCTION

Les réservoirs sont des enveloppes contenant des liquides comme : l'eau ;la bière , le lait, les hydrocarbures, etc. Pour ce projet, ces réservoirs serviront au stockage des hydrocarbures car elles sont indispensables pour le pays.

Le Bénin est un pays sahélien, désenclavé et non producteur de pétrole, il connaît des fluctuations du prix des produits pétroliers sur le territoire national. A cet effet, trois sociétés de la place ont eu l'initiative heureuse de créer des dépôts d'hydrocarbures ayant en charge l'implantation de ces produits pétroliers et la gestion du stock sécurité du pays.

Elles détiennent le monopole de l'importation et du stockage des hydrocarbures sur le plan national, la distribution des produits pétroliers aux consommateurs est assurée par les sociétés privées de distribution.

Dans le cadre de ce projet, au total sept (7) réservoirs sont prévus pour la construction et étant donné que nous utiliserons les mêmes principes pour leur dimensionnement, nous étudierons seulement un seul réservoir avec son assise en béton armé qui possède la capacité la plus élevée.

C'est dans un ce contexte que l'entreprise Explora Bénin a été mandatée pour entreprendre les travaux de construction de ces dits réservoirs au port de Cotonou qui représente la capitale économique du pays.

Ce projet intitulé : **«Etude détaillée d'un réservoir métallique de dimensions ($\Phi=22m$, $H=17m$) et de son assise en béton armé au port de Cotonou pour le stockage du gasoil»** consiste à :

- Interpréter les résultats géotechniques fournis par le LABOGEM afin de définir la fondation
- Concevoir, dimensionner et vérifier la stabilité du réservoir conformément aux normes prescrites
- Etudier l'assise en béton armé pouvant supporter toutes les charges venant du réservoir et ses constituants.
- Prévoir les conditions d'entretien de l'ouvrage.
- Etudier l'impact environnemental.
- Estimer le montant du projet

CHAPITRE I : PRESENTATION DU CADRE D'ETUDE

I.1 CONTEXTE DU PROJET

Le présent projet de construction d'ouvrages d'art sera réalisé au Bénin, pays côtier. Le Bénin couvre une superficie de 112 622 Km². Sa population en 2013 est estimée à 9 983 884 habitants. Le pays fait partie de la CEDEAO. Il a comme voisins le Togo à l'ouest, le Nigeria à l'est, et au nord, le Niger et le Burkina Faso.

Le pays dispose de beaucoup d'industries de fabrications des produits qui, leur fonctionnement nécessite les hydrocarbures ainsi que ce besoin est utile pour les engins de circulation et certains secteurs du pays.

Par contre les ressources naturelles notamment le pétrole jusqu'à maintenant n'a pas été découvert. Le pays exporte la plupart de ses hydrocarbures en provenance du Nigéria.

Plusieurs commerçants ravitaillent le pays avec ces produits de premières nécessités mais sans respecter certaines normes compte tenu du manque des équipements de stockage. Avec ce système, en cas de pénurie d'hydrocarbures le pays risque de sombrer car il n'existe pas des réserves.

C'est dans ce souci que trois sociétés de la place ont décidé de construire des réservoirs pour servir de stockage des hydrocarbures.

I.2 LOCALISATION DU SITE DE PROJET

Le site du projet se trouve dans la ville de Cotonou qui est la capitale économique et la plus grande ville du pays. La ville a une superficie de 79 Km², avec une population de 761 131 habitants en 2006.

Les coordonnées géographiques de la ville de cotonou sont : 6° 21' 36" Nord 2° 26' 24" Est

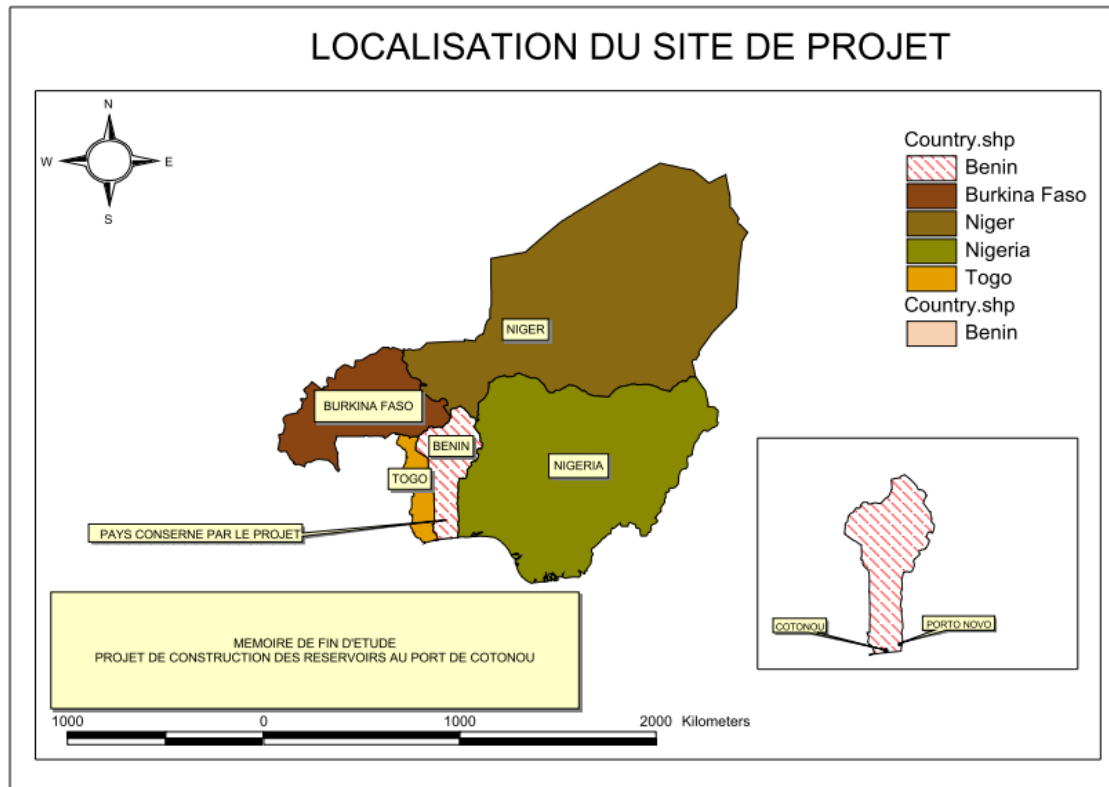


Figure 1 : Carte de localisation du site de projet

SITE DU PROJET

Figure 2 : Situation du site (Google earth)

I.3 CADRE PHYSIQUE DU MILIEU

I.3.1 LE CLIMAT

Le climat de la zone est de type tropical, chaud et humide dans l'ensemble

Chaque année deux saisons sèches alternent deux saisons pluvieuses (avril-juillet et Septembre-octobre, 800 à 1200mm de pluie par an).

L'harmattan souffle de Décembre à janvier. La température varie entre 18 et 35°C.

I.3.2 LA GEOGRAPHIE

Cotonou est situé sur le cordon littoral entre le Lac Nokoué et l'Océan Atlantique. La ville est coupée en deux par un canal, la lagune de Cotonou, creusée par les Français en 1855. Trois ponts assurent la liaison entre les deux rives.

C'est en raison de sa situation géographique intéressante que Cotonou développe les échanges avec les pays voisins. La ville est dotée de portes de sortie aérienne, maritime, fluviale vers Porto Novo et des axes terrestres qui desservent l'ensemble de la sous-région, Nigeria, Niger, Burkina Faso. Cotonou dispose de très belles plages qui devraient être plus entretenues.

Le phénomène d'érosion de la côte constaté depuis plusieurs décennies s'est aggravé à partir de 1961, suite aux grands travaux entrepris au Bénin (barrage de Nangbéto, port en eau profonde de Cotonou), au Ghana (barrage d'Akossombo) et au Togo (Port en eau profonde de Lomé).

Paul Houssou, pilote d'un projet subventionné par le Programme des Nations unies pour l'environnement (PNUE), explique qu'en 40 ans, la côte à l'est de Cotonou a reculé de 400 mètres. Cette érosion a conduit des habitants à quitter leur maison construite le long de la côte.

L'État a décidé d'interdire le pompage de sable marin et prévoit la construction de digues de protection. Il est encore possible d'emprunter avec une voiture appropriée "la route des pêches", une piste qui longe la mer entre Cotonou et Ouidah.

I.4 CADRE SOCIO-ECONOMIQUE

I.4.1 L'ASPECT HUMAIN DU MILIEU

Sur le plan démographique, la ville de Cotonou a connu un accroissement de 7,7 % entre les recensements de 1961 et 1979. Cet accroissement s'est beaucoup ralenti ces dix dernières années passant de 5,4% entre 1979 et 1992 à 2,17% entre 1992 et 2002.

La population de Cotonou dénombrée était de 665 100 habitants en 2002 suivant les résultats du 3ème Recensement Général de la Population et de l'Habitation de 2002. Il a été dénombré dans cette population 94,5 hommes pour 100 femmes.

Son poids démographique est d'environ 10% de la population du pays avec une densité moyenne de 8420 habitants au Km².

Les activités pratiquées dans la commune sont multiples et tournent autour de quelques industries manufacturières (17%), de la pêche, de l'élevage, du jardinage et surtout du commerce (42%).

Le taux d'activité (population active rapportée à la population en âge de travailler) est de 67,7%. Un fait marquant est la hausse du taux d'activité observé au niveau de la population féminine qui est passé de 37,2% en 1979 à 54,7% en 1992 soit un accroissement annuel de 3% . Cela s'explique par la participation de plus en plus massive des actifs féminins à la production des biens et des services dans le secteur formel

1.4.2 LES ACTIVITES ECONOMIQUES DU MILIEU

Capitale économique, Cotonou abrite les deux tiers des industries du pays. Les principales entreprises (une cimenterie du groupe allemand HeidelbergCement) et banques du Bénin, la plupart des institutions gouvernementales y siègent.

La proximité de la frontière avec le Nigéria en fait désormais une des plaques tournantes du commerce informel de la sous-région. Le marché Dantokpa, le plus gros de l'Afrique de l'ouest (un milliard de francs FCFA d'échanges par jour, soit environ 1,5 million d'euros), en est le centre.

La capitale économique du Bénin est aussi connue dans la région pour son marché de voitures d'occasions européennes, qu'elle stocke dans d'immenses parkings à ciel ouvert sur le port.

Le Port autonome de Cotonou

Le Port autonome est le véritable poumon de l'économie nationale, avec 90 % des échanges avec l'étranger et plus de 60 % du PIB du pays, c'est l'un des plus grands ports de la région. Il commerce avec l'Europe, l'Amérique du Nord et du Sud et l'Asie, faisant de Cotonou une « ville entrepôt » générant une intense activité d'échanges, de manutention et de logistique.

Il dessert les pays de l'hinterland, tels que le Mali et le Burkina Faso. Il est également le premier port de transit du Niger, pays frontalier totalement enclavé, notamment pour l'exportation de l'uranium extrait dans le nord nigérien par le numéro un mondial du nucléaire civil, le groupe français Areva. De fait, il existe même à l'intérieur du port, une zone franche à la disposition des pays sahéliens enclavés.

Depuis août 2009, à la suite d'un appel d'offre, le groupe français Bolloré est devenu le concessionnaire d'un des terminaux le plus moderne du Port de Cotonou construit par le programme MCA-Bénin.

CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE DU TERRAIN

II.1 : DEFINITION ET OBJET

La géotechnique est l'étude des propriétés mécaniques, physiques et hydrauliques des sols en vue de leur utilisation dans la réalisation des ouvrages de génie civil.

Dans le cadre de ce projet, les sondages réalisés ont pour but de :

- + Définir la nature et les résistances des sols en place
- + Déterminer le niveau de la nappe phréatique

Les caractéristiques géotechniques obtenues permettront au dimensionnement optimal des fondations des ouvrages du projet.

II.2 : ESSAIS GEOTECHNIQUES REALISES

Les essais géotechniques ont été menés par le Laboratoire de Géotechnique et de Matériaux (LABOGEM) sur une parcelle de terrain située dans l'enceinte du Port de Cotonou-Bénin.

Le programme de sondages géotechniques se détaille comme suit :

Il a été réalisé en douze (12) points judicieusement implantés sur les emprises de silos, les essais et sondages suivants :

- + 12 essais de pénétration dynamique lourde descendus au refus entre 4 et 6 m de profondeur,
- + 2 sondages à la tarière descendus à 10 m de profondeur,
- + 4 sondages avec essais pressiométriques descendus à 10 m de profondeur.

II.3 : RESULTATS DE L'ETUDE

a) Nature des sols rencontrés

Les sols mis en évidence par les sondages à la tarière ou à la soupape descendus à 10 m de profondeur sont constitués de sable fin à grossier propre comportant des coquillages à partir de 6 à 7m de profondeur.

Les forages pour essais pressiométriques descendus à 10 m de profondeur ont mis en évidence des sables fins à grossiers propres sur toute la profondeur testée. Les coupes de sondages sont cependant peu précises du fait de l'injection de la bentonite lors des forages.

Le niveau de la nappe phréatique a été rencontré entre 1.55 et 1.70 m de profondeur.

b) Résistance à la pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet d'obtenir un graphique représentant la résistance dynamique de pointe (R_p) du sol testé en fonction de la profondeur.

L'interprétation des graphiques obtenus aux essais notés PD1 à PD12 présentés en annexes donne des résultats suivants sur les sols rencontrés :

- Moyennement compacts sur le premier mètre, les valeurs de R_p étant comprises entre 25 et 50 bars;

- compacts de 1 m jusqu'aux différents refus entre 4.75 et 5.75 m, les valeurs de R_p étant supérieures à 50 bars

c) Caractéristiques pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique. Il a été réalisé conformément à la norme NFP 94- 110.

Les caractéristiques du sol mesurées au pressiomètre sont le module pressiométrique E et la pression limite de rupture PL .

Les graphiques obtenus aux sondages avec essais pressiométriques noté SP1, SP2, SP3 et SP4 sont présentés en annexe et permettent de retenir les niveaux de résistances suivants:

DESIGNATION	PROFONDEURS (m)	PRESSIION LIMITE PL (bars)	MODULE PRESSIOMETRIQUE E (bars)
Sondage pressiométrique SP1	0 à 2	[5;7]	[52;70]
	3 à 10	[13;20]	[126;323]
Sondage pressiométrique SP2	1	3,2	32
	3 à 10	[17;21]	[117;221]
Sondage pressiométrique SP3	0 à 2	[6;9]	[70;108]
	3 à 10	[15;19]	[150;206]
Sondage pressiométrique SP4	0 à 2	[6;9]	[75;92]
	3 à 10	[15;21]	[137;234]

Tableau 1 :Résultats des sondages pressiométriques

Les valeurs du rapport E/PL permettent de prendre un coefficient de structure α égal à 1/3 dans les calculs de fondations.

II.4 : ETUDE DE FONDATIONS

On suppose, en fondation des silos, des radiers circulaires parfaitement rigides dont les diamètres varient entre 14 et 22 m ancré vers 1 m de profondeur par rapport à la plateforme de sondages.

Les essais de pénétration dynamique ont permis essentiellement d'apprécier l'homogénéité du site. Les calculs de fondations se feront à partir des sondages avec essais pressiométriques SP2, SP3 et SP4.

Contrainte admissible des sols

La contrainte admissible des sols sous un radier considéré comme une fondation superficielle rigide est donnée par la formule :

$$q_a = \frac{0.8 P_{le}}{3}$$

P_{le} : pression limite équivalente

Ancrage des radiers à 1 m / Plateforme de sondages		SP2	SP3	SP4
Ple (bar)		5,6	8,6	8,6
Radiers circulaires de diamètre=22m	Contrainte admissible qa (bar)	1,5	2,3	2,3
	Contrainte de calcul qc (bar)	2,2	3,4	3,4

Tableau 2 : Résultats des essais de pénétration dynamique

Evaluation des tassements

L'amplitude W des tassements sous l'élément considéré peut être évaluée par la formule suivante en majorant les tassements de 20% (radier rigide assimilé à une fondation superficielle rigide).

$$W = \left[\frac{2}{9E_d} B_o \left(\lambda_d \frac{B}{B_o} \right) \alpha + \frac{\alpha}{9E_s} \lambda_s B \right] q \times 1.2$$

B = Largeur du radier

Bo = Largeur de référence (Bo = 60 cm)

$\alpha = 1/3 q$ = Contrainte appliquée

Es, Ed = Module pressiométriques équivalents correspondant aux domaines sphériques et déviatorique du sol

λ_s, λ_d = Coefficients de forme de la fondation

On obtient les résultats suivants :

$$\Rightarrow \lambda_s = 1 \text{ et } \lambda_d = 1$$

Selon SP2

Es= 109 bars Ed= 145 bars

$$W(q) = 1.3 q$$

Pour q= 1.5 bar, W = 1.9 cm

Selon SP3

Es= 144 bars Ed= 162 bars

$$W(q) = 1.0 q$$

Pour q= 1.5 bar, W = 1.5 cm

Selon SP4

Es= 148 bars Ed= 163 bars

$$W(q) = 1.0 q$$

Pour $q = 1.5$ bar, $W = 1.5$ cm

On retiendra, dans le cas d'une fondation sur des radiers circulaires rigides ancrés vers 1 m/TN, un taux de travail des sols de 1.5 bar (15 t/m²), en vérifiant les tassements admissibles.

CONCLUSION DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE

Les sols du TN sont constitués de sables fins à grossiers propres comportant des coquillages à partir de 6 à 7m de profondeur.

Le niveau de la nappe phréatique a été rencontré entre 1.55 et 1.70 m de profondeur .

Du point de vue de la compacité, les sols sont moyennement compacts de 0 à 1 m de profondeur, avec des valeurs de R_p variant entre 25 et 50 bars et compacts de 1m jusqu'aux niveaux de refus entre 4 et 6 m avec des valeurs de R_p supérieures à 50 bars.

Aux sondages avec essais pressiométriques, les valeurs de pression limite PL obtenues sont comprises entre 3.9 et 21 bars. Le module pressiométrique varie entre 32 et 323 bars.

Vu la nature et la bonne compacité des sols du site, il est possible de fonder superficiellement les ouvrages en projet.

Fondations sur des silos

La solution de fondation des cuvettes a été analysée sur des radiers généraux circulaires parfaitement rigides de diamètre variant entre 14 et 22 m.

Dans ce cas de fondation, on retiendra une contrainte admissible des sols (q_a) de 1.5 bar (0.15 MPa), soit 15 t/m² en ELS.

L'amplitude maximale des tassements de sols sous le radier est de l'ordre de 1.9 centimètre.

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR

TERMINOLOGIE CONCERNANT LE RESERVOIR

Réservoir de stockage : le réservoir de stockage est constitué par une enveloppe en tôles supportée ou raidie par un ensemble constituant sa charpente.

Robe : partie cylindrique de l'enveloppe.

Fond : partie inférieure de l'enveloppe formant la base de la robe.

Toit-couverture : partie supérieure de l'enveloppe (couverture et charpente qui la porte

Charpente : raidisseur, fermes, longrines et chevrons portant la couverture

Virole : fraction de la robe correspondant à la hauteur d'une tôle. Le numérotage des viroles s'effectue du bas vers le haut.

Cornière de tête (ou de rive) : liaison entre robe et couverture.

Joint : liaison entre deux tôles, entre profilé et tôle, entre deux profilés.

Soudure : apport de métal assurant un joint.

III.1 HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Acier : S235JR

Résistance à la rupture $R_m = 355 \text{ N/mm}^2$

Limite d'élasticité $= 235 \text{ N/mm}^2$

On considère le réservoir comme nu sans tenir compte des éléments de la canalisation

Documents de référence : API 650, ENV 1993-4-2, ENV 1993-1-6, CODRES 2007

Les pressions à l'exception de la pression du produit sont négligées.

DONNEES :

Diamètre du réservoir : $D = 22\,000 \text{ mm}$

Hauteur réservoir $= 17\,000 \text{ mm}$

Hauteur de remplissage $= 15\,300 \text{ mm}$

Vitesse du vent $V_w = 120 \text{ Km/h}$

Pression d'étude : $p_d = 5 \text{ mbar} = 0.0005 \text{ MPa}$

Dépression d'étude : $p_v = 2.5 \text{ mbar}$

Poids volumique gasoil $\rho = 0.86 \text{ kg/dm}^3 = 8600 \text{ N/m}^3 = 8.6 \text{ KN/m}^3$

III.2 CALCUL DE FOND

III.2.1 EPAISSEURS DES TOLES DE MEMBRANE

Il existe une différence entre les tôles de bordure annulaire (pourtour extérieur) et les tôles de membranes (centre). Ceci est précisé sur la figure 3 qui illustre la configuration classique du fond. Pour certains réservoirs (certainement ceux avec un petit diamètre), on peut dévier de ce concept classique.

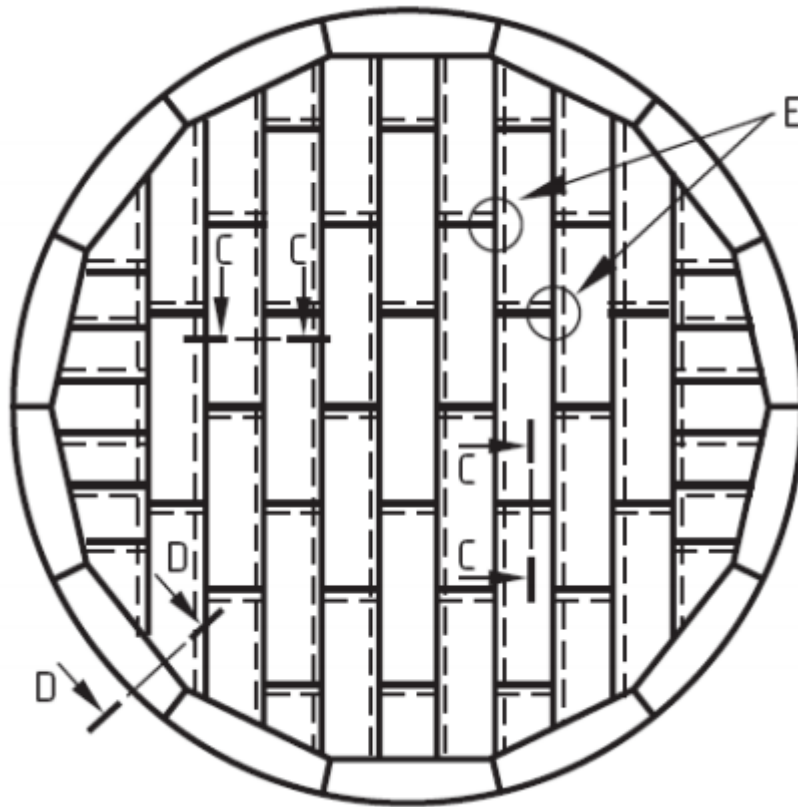


Figure 3 :configuration Tôles de fond [2]

Il convient que l'épaisseur spécifiée des tôles de fond ne soit pas inférieure à la spécification du tableau 3, tolérance de corrosion non comprise. il convient d'utiliser des valeurs plus importantes si elles sont requises pour résister à un soulèvement dû à la pression interne négative, sauf si un niveau minimal garanti de liquide résiduel est utilisé pour aider à résister à ce soulèvement.

Matériau	Fonds soudés à recouvrement	Fonds soudés en bout
Aciers au carbone	6 mm	5 mm
Aciers inoxydables	5 mm	6 mm

Tableau 3 :Epaisseur nominale de la tôle de fond [2]

Epaisseur de tôles de fond= 5mm+3mm=8mm

3mm : surépaisseur de corrosion

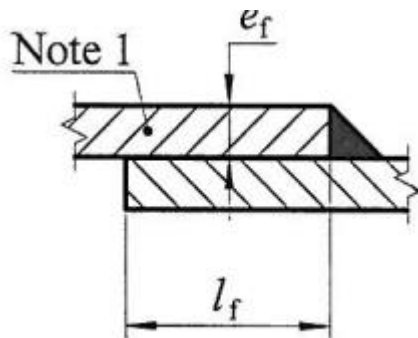
III.2.2 RECOUVREMENT DES TOLES DE FOND

Les tôles de fond peuvent être assemblées par recouvrement ou bout à bout mais pour notre projet nos tôles seront assemblées par recouvrement.

La largeur, l_f , de la zone de recouvrement doit respecter l'exigence suivante :

$$l_f \geq 5e_f$$

Où e_f est l'épaisseur des tôles de fond.



Note 1 : Tôle de fond

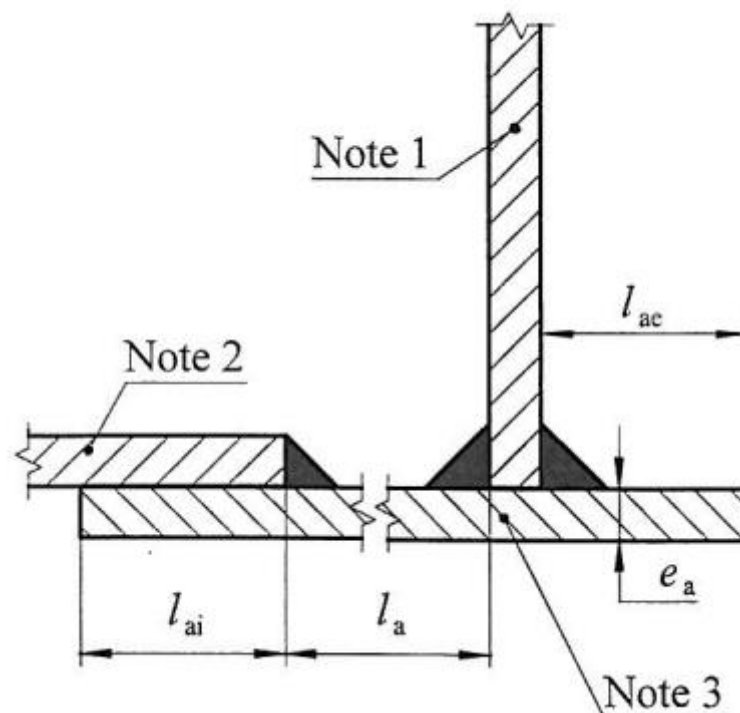
Figure 4 : Disposition des tôles de fond assemblées par recouvrement[14]

Alors nous considérons la longueur de recouvrement à

$$l_f = 5 \times 8 = 40 \text{ mm}$$

III.2.3 DETERMINATION DES TOLES DE BORDURE ANNULAIRE

Les tôles de bordure annulaire ont comme fonction importante de soutenir la paroi. Ces dernières seront donc la plupart du temps plus épaisses que les tôles de membrane. L'épaisseur minimale dépend aussi du poids des tôles de paroi. Vu que l'épaisseur de la tôle de la virole située dans le bas est déterminante pour le poids de la paroi (les épaisseurs des autres viroles sont calculées d'une même façon), l'épaisseur minimale des tôles de bordure annulaire peut être déduite de l'épaisseur de la tôle de la virole du bas.



Note 1 : Tôle de robe Note 2 : Tôle de fond Note 3 : Tôle de bordure annulaire

Figure 5 : Liaison robe-fond avec bordure annulaire

L'API 650 exige à côté de cela que l'on tienne compte de la contrainte tolérable dans la virole du bas S. Sur base de ces deux valeurs, l'épaisseur minimale peut être déduite du tableau 4.

Epaisseur virole du bas e_v (mm)	Contrainte tolérable dans la virole du bas S (N/mm ²)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 230	≤ 250
$e_v \leq 19$	6	6	7	9
$19 < e_v \leq 25$	6	7	10	11
$25 < e_v \leq 32$	6	9	12	14
$32 < e_v \leq 38$	6	11	14	17
$38 < e_v \leq 45$	9	13	16	19

Tableau 4 : Epaisseur minimale des tôles de bordure annulaire [3]

$$\text{Où } S = \frac{4.9D(H - 0.3)}{e_v}$$

Avec S : Contrainte tolérable dans la virole du bas (N/mm²)
 D : Diamètre du réservoir (m)
 H : Hauteur maximale de liquide dans le réservoir (m)
 e_v : Épaisseur de la virole du bas (mm)

$$A.N : S = \frac{4.9 \times 22(15.3 - 0.3)}{14} = 115.5 \text{ N/mm}^2$$

$$S = 115.5 \text{ N/mm}^2 \leq 190 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow e_a = 6 \text{ mm}$$

Alors l'épaisseur des tôles de bordure annulaire est de 6mm

Les tôles de bordure annulaire doivent présenter une partie de largeur minimale l_a telle qu'indiquée sur la figure ci-dessus et définie par la formule suivante :

$$l_a \geq \text{MAX} \left\{ \frac{240}{\sqrt{H}} e_a; 500 \text{ mm} \right\}$$

H : Hauteur d'étude maximale du liquide en m

Nous allons considérer cette largeur égale à :

$$l_a = \text{MAX} \left\{ \frac{240}{\sqrt{15.3}} \times 6; 500 \text{ mm} \right\} = \text{MAX} \{ 368.14; 500 \text{ mm} \} = 500 \text{ mm}$$

Les distances l_{ae} et l_{ai} doivent respecter les exigences suivantes :

$$60 \text{ mm} \leq l_{ae} \leq 100 \text{ mm} \Rightarrow l_{ae} = 100 \text{ mm}$$

$$l_{ai} \geq 60 \text{ mm} \Rightarrow l_{ai} = 60 \text{ mm}$$

III.2.4 DISPOSITION CONSTRUCTIVE

Tous les assemblages à recouvrement des tôles centrales et des tôles marginales, seront soudés sur la partie supérieure par une soudure d'angle continue.

Les tôles rectangulaires et les tôles marginales doivent être disposées à recouvrement sur la bordure annulaire et seront soudées sur la partie supérieure uniquement, par une soudure d'angle continue.

Etant donné que notre réservoir est muni d'une bordure annulaire, les assemblages radiaux des extrémités des tôles de bordure annulaire seront des assemblages bout à bout soudés à pleine pénétration. Un plat de soutien permanent sera placé.

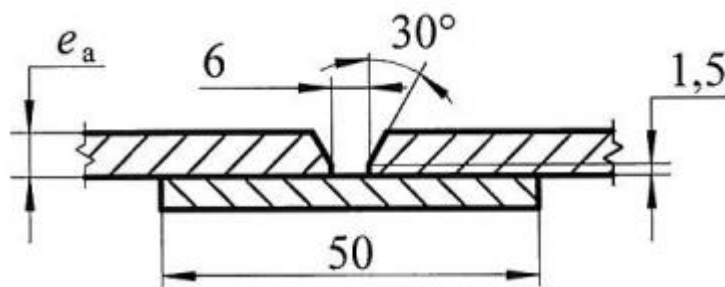
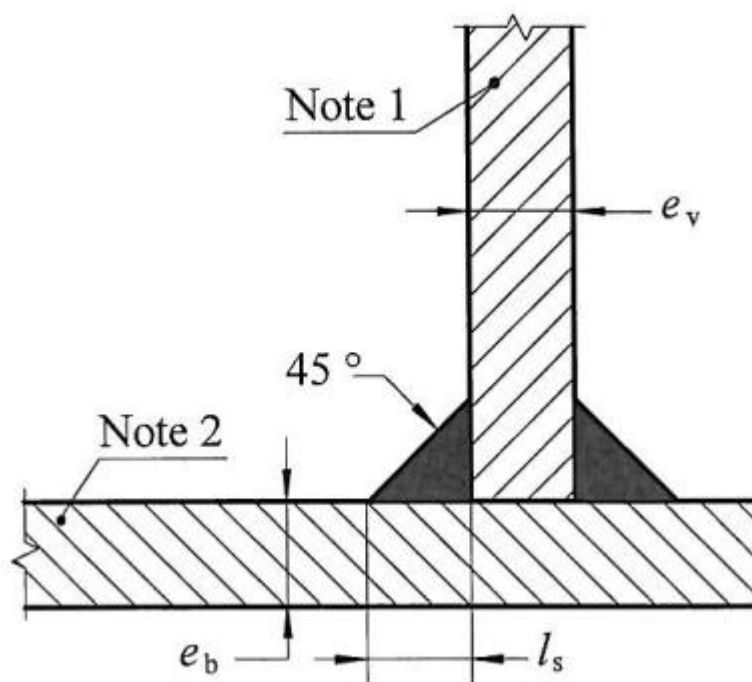


Figure 6 :Dispositions constructives [14]

La jonction entre le bord inférieur de la virole basse de la robe et les tôles marginales ou la bordure annulaire, sera réalisé par une soudure d'angle continue de chaque côté de la tôle de robe.



Note 1 :Tôle de robe

Note 2 :Tôle de fond

Figure 7 :largeur de soudure robe [14]

la valeur l_s est donnée par CODRES 2007

Epaisseur de la tôle de robe	l_s
5 mm	6 mm
≥ 6 mm	8 mm

Tableau 5 :largeur de soudure[14]

III.3 CONCEPTION DE LA ROBE

III.3.1 CALCUL DES EPAISSEURS DE LA ROBE

Le calcul de l'épaisseur des tôles de paroi (par virole) dépend de la pression hydrostatique et de la surpression interne admise au-dessus du liquide stocké.

- Selon CODRES 2007, La hauteur de liquide à prendre en compte dans le calcul du réservoir est :

La hauteur totale de la robe car notre réservoir a un toit fixe.

- L'épaisseur e requise pour les tôles de robe doit être au minimum la plus grande des valeurs de celle indiquée dans le tableau 7 conformément aux normes indiquées.

On utilise la formule suivante pour le calcul de l'épaisseur de paroi du réservoir :

$$e = \frac{D}{20f} \{98\rho(H_c - 0.3) + p\} + C$$

e : épaisseur du virole (en mm)

H_c : Distance entre le bas de la virole considérée et la Hauteur décrite ci-dessus

D : Diamètre (en m) du réservoir de stockage

ρ : densité (en kg/l) du gasoil

p :pression (en mbar) au-dessus de la surface du liquide. Cette pression peut être négligée si la pression de conception est réglée inférieure à 10 mbar.

C : Surépaisseur de corrosion en mm

f : contrainte acceptable dans le matériau aux conditions opératoires, c'est-à-dire 2/3 de la limite d'élasticité (en N/mm²) du matériau (résistance à la traction avec laquelle il existe au maximum une déformation permanente de 0,2%).

Il est indiqué dans API 650 (5.3.2 Surépaisseur de corrosion) que L'acheteur après un examen à l'effet total du liquide stocké, la vapeur au-dessus du liquide et de l'environnement atmosphérique (sel de la mer) doit préciser ses exigences sur la surépaisseur dans la fiche technique.

Cet ainsi que la surépaisseur de corrosion est considérée à $C=3\text{mm}$.

Les Tôles sont livrées suivant les commandes du client alors pour ce projet chaque tôle mesure 6000mm de longueur et 2 000mm de hauteur.

Etant donné que la hauteur de notre réservoir est de 17m, on superposera 8,5 viroles.

❖ Calcul de l'épaisseur de la première virole

$$f = \frac{2}{3} \times 235 = 156,67 \text{ N/mm}^2$$

235N/mm² : limite d'élasticité de l'acier

$$e = \frac{22}{20 \times 156,67} \{98 \times 0,86(17 - 0,3) + 0\} + 3 = 12,88 \text{ mm}$$

$$e = 12,88 \text{ mm}$$

VIROLES	f	H _C	c	EPAISSEUR CALCULEE	EPPAISSEUR RETENUE
V1	156,67	17	3	12,88	14
V2	156,67	15	3	11,70	12
V3	156,67	13	3	10,52	10
V4	156,67	11	3	9,33	8
V5	156,67	9	3	8,15	8
V6	156,67	7	3	6,96	6
V7	156,67	5	3	5,78	6
V8	156,67	3	3	4,60	6
V9	156,67	1	3	3,41	6

Tableau 6 : Résultats de calcul des épaisseurs des viroles du réservoir

Indépendamment du résultat des formules reprises ci-dessus, chaque virole doit avoir une épaisseur minimale mentionnée dans les normes. Quelques valeurs sont résumées dans le tableau ci-dessous. Ce tableau n'est valable que pour l'acier au C, pour l'INOX, ce sont d'autres épaisseurs minimales qui sont valables.

Diamètre du réservoir (m)	Epaisseur minimale des tôles de paroi (mm) selon...	
	API 650-3.6.1.1	EN 14015
<15	5	5
15-30	6	6
30-36	6	8
36-60	8	8
60-90	10	10
>90	10	12

Tableau 7 : Epaisseur minimale des tôles de paroi[3]

III.3.2 DIMENSIONS DES TOLES

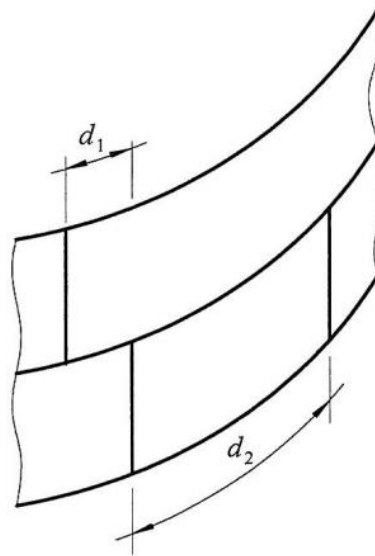


Figure 8 : Tôles des viroles [14]

d_2 : longueur de la tôle

La distance, d_1 entre assemblages verticaux de viroles consécutives sera égale à 300 mm car nos tôles ont des épaisseurs supérieures à 5 mm

A cause des limitations d'ordre technique (fabrication, mise en forme et transport), nos commandes des tôles se feront de façon à obtenir un nombre entier de tôles de même longueur pour chaque virole.

Les Tôles sont livrées suivant les commandes du client alors pour ce projet chaque tôle mesure 6000mm de longueur et 2 000mm de hauteur.

III.3.3 RAIDISSEURS SECONDAIRES

La robe du réservoir calculée nécessite un ou plusieurs raidisseurs secondaires (figure 10) pour maintenir la rotondité de toute la hauteur de la robe et prévenir un flambement local de la robe soumise aux sollicitations dues au vent et à la dépression.

Selon CODRES 2007, les dimensions de ces raidisseurs secondaires doivent être déterminées, en fonction du diamètre du réservoir, conformément au tableau ci-dessous.

Diamètre du réservoir (m)	Cornière
$D \leq 20$	$100 \times 65 \times 9$
$20 < D \leq 36$	$120 \times 80 \times 10$
$36 < D \leq 48$	$150 \times 100 \times 10$
$48 < D$	$200 \times 100 \times 12$
NOTE Il convient que la grande aile de la cornière soit en position horizontale.	

Tableau 8 :Sections des raidisseurs secondaires[14]

Un anneau raidisseur secondaire ne doit pas être situé à moins de 150mm d'une soudure circonférentielle de la robe.

La disposition des raidisseurs ne doit pas empêcher l'écoulement de l'eau le long de la robe.

La vitesse du vent prise en compte dans le calcul a été spécifiée par le donneur d'ordre par rapport à la zone où l'ouvrage sera construit.

La dépression, p_v à utiliser pour le calcul des raidisseurs doit être la dépression d'étude.

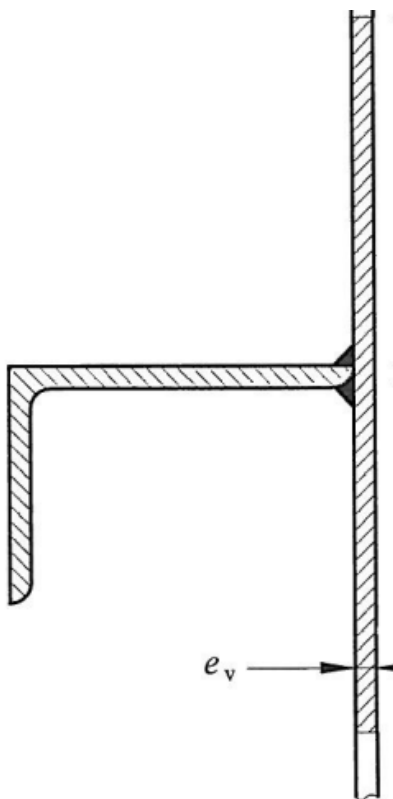


Figure 9 :Raidisseur secondaire[14]

Le positionnement vertical des raidisseurs secondaires doit être déterminé suivant la procédure ci-après.

- ❖ Détermination de la hauteur de la robe entière de stabilité équivalente ayant pour diamètre et épaisseur de la virole haute de la robe.

Hauteur équivalente, H_e en m, de chaque virole :

$$H_e = h \left(\frac{e_{\min}}{e} \right)^{\frac{5}{2}}$$

Où :

$e_{\min}$ = Epaisseur nominale de la virole haute, en mm

e = Epaisseur nominale de chaque virole considérée, en mm

h = Hauteur de chaque virole considérée au-dessous de la poutre principale, en m.

VIROLES	Hauteurs réelles des viroles m	h m	e mm	He m
V9	1	1	6	1
V8	2	2	6	2
V7	2	2	6	2
V6	2	2	6	2
V5	2	2	8	0,974
V4	2	2	8	0,974
V3	2	2	10	0,558
V2	2	2	12	0,354
V1	2	2	14	0,240

Tableau 9 : Hauteurs équivalentes

- ❖ Hauteur équivalente totale, H_E en m :

$$H_E = \sum H_e$$

$$H_E = 1 + 2 + 2 + 2 + 0.974 + 0.974 + 0.558 + 0.354 + 0.240 = 10.10m$$

$$H_E = 10.10m$$

- ❖ Coefficient K

$$K = \frac{95000}{3.563V_w^2 + 580p_v}$$

où :

p_v : Dépression d'étude en valeur absolue en mbar

V_w : vitesse de vent en m/s ($V_w = 120 \text{ Km/h} = 33.33 \text{ m/s}$)

$$K = \frac{95000}{3.563 \times 33.33^2 + 580 \times 2.5} = 17.56$$

$$K = 17.56$$

- ❖ Espacement maximal permis des raidisseurs secondaires sur les viroles d'épaisseur minimale

$$H_p = K \left(\frac{e_{\min}^5}{D^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$H_p = 17.56 \times \left(\frac{6^5}{22^3} \right)^{\frac{1}{2}} = 15m$$

$$H_p = 15m$$

- ❖ Nombre de raidisseurs secondaires

$$N = \frac{H_E}{H_p}$$

$$N = \frac{10.10}{15} = 0.67$$

$$N = 1$$

- ❖ Espacement entre le raidisseur secondaire et le sommet de la robe

$$H_{re} = \frac{H_E}{N+1}$$

$$H_{re} = \frac{10.10}{1+1} = 5.05m$$

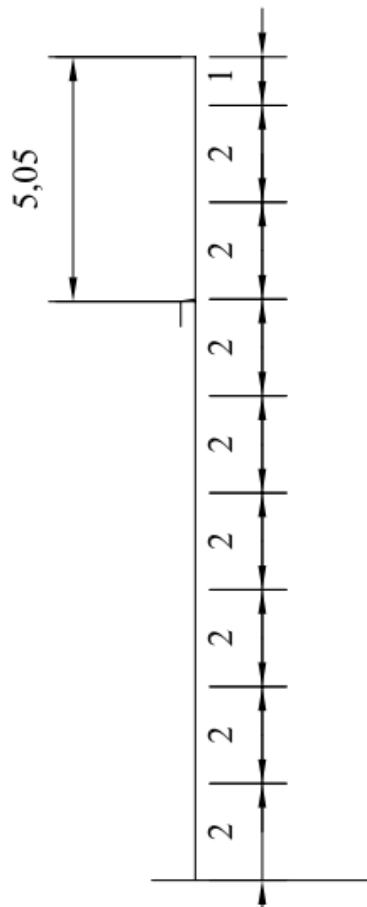


Figure 10 :position du raidisseur secondaire

III.3.4 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Tous les assemblages verticaux et horizontaux des tôles de robe doivent être des assemblages bout à bout soudés à pleine pénétration.

Pour la cornière de rive et le raidisseur secondaire, les soudures d'angle de ces composants doivent être continues en partie supérieure. Les soudures d'angle en partie inférieure peuvent être discontinues.

III.3.5 TROU D'HOMME

Par hypothèse, nous allons disposer un trou d'homme de 0..8m

Alors il convient de prévoir un renforcement de la section transversale ΔA dans le plan vertical où se situe le centre de l'ouverture, au moyen de l'équation : $\Delta A = 0.75d \times t_{ref}$

Où :

d est le diamètre du trou découpé dans la plaque de la coque ;

t_{ref} est l'épaisseur requise concernant la plaque de la coque sans ouverture. Excès

Diamètre extérieur d_n du trou d'homme ou de la tubulure (mm)	Épaisseur nominale minimale $t_{ref,n}$ (mm)	
	Acier au carbone	Acier austénitique
$d_n \leq 50$	5,0	3,5
$50 < d_n \leq 75$	5,5	5,0
$75 < d_n \leq 80$	7,5	6,0

Tableau 10 :Épaisseur minimale du corps tubulaire [3]

III.4 DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS LA ROBE

III.4.1. MODELISATION

On peut identifier aisément la composante de la contrainte associée à la sollicitation et déterminer la direction suivant laquelle elle est la plus importante dans le cas des sollicitations simples considérées séparément.

Mais lorsqu'il s'agit d'une combinaison de sollicitations, des contraintes normales et tangentielles peuvent agir en même point.

Nous allons déterminer les contraintes caractéristiques autour d'un point de chaque virole constituant le réservoir afin de les utiliser dans le cadre de son dimensionnement ou d'une vérification réglementaire de ses dimensions.

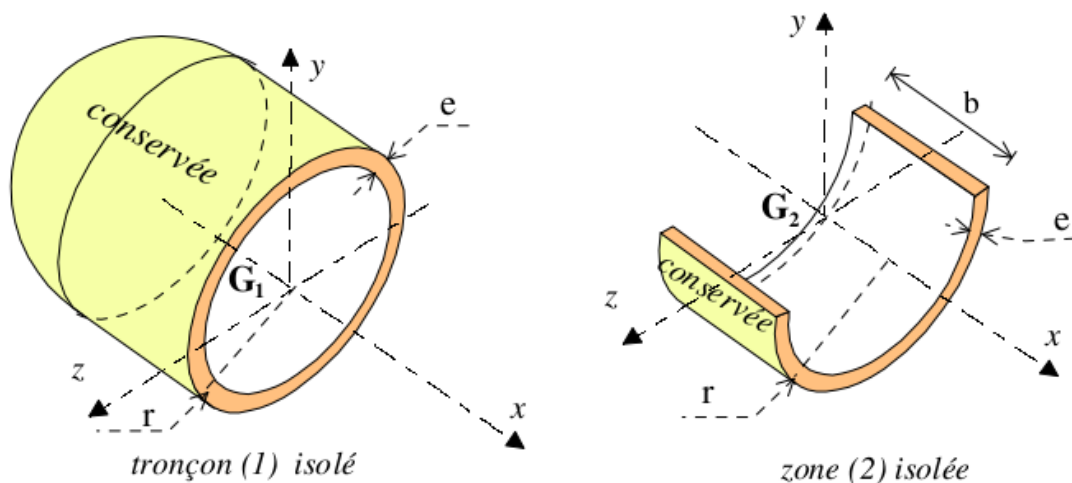


Figure 11 : tronçons à étudier

La pression maximale dans notre réservoir est d'intensité $\|p_{\max}\|$. La partie cylindrique du réservoir (virole cylindrique) est caractérisée par un rayon moyen "r" et par une épaisseur "e".

$$p_{\max} = \rho g H$$

$$p_{\max} = 860 \times 10 \times 15.3$$

$$p_{\max} = 0.13 \text{ MPa}$$

Où

ρ : est la masse volumique du gazoil

g : est l'accélération due à la gravité

Les pressions varient en fonction de la profondeur de gazoil donc nous allons déterminer les contraintes dans chaque niveau de viroles.

Les épaisseurs de notre réservoir sont très petites par rapport au diamètre intérieur, c'est-à-dire que $\frac{r}{e} \gg (> 20)$.

La modélisation du comportement se fait à partir de l'équilibre d'un petit élément de réservoir isolé (secteur angulaire d'épaisseur « e » avec deux dimensions infinitésimales) et sollicité par des forces de cohésion et de pression intérieure p. On considère les contraintes constantes dans l'épaisseur « e » du réservoir.

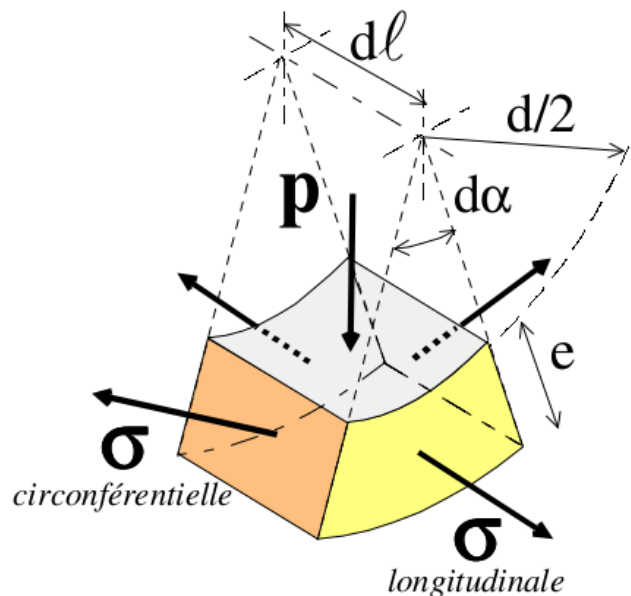


Figure 12 : Détail du petit élément isolé

Pour simplifier l'étude, on propose de modéliser le comportement à partir d'un petit élément parallélépipédique de dimension $(dx \times dy \times e)$ dans un plan parallèle à xy.

III.4.2.DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS LA COQUE

a) sollicitation longitudinale du réservoir due à la pression

➤ Calcul de la contrainte normale longitudinale

$$\sigma_{xpo} = \frac{N_{xpo}}{S_{annul}} = P \frac{r}{2e}$$

$$\text{Avec } S_{annul} = 2\pi r e$$

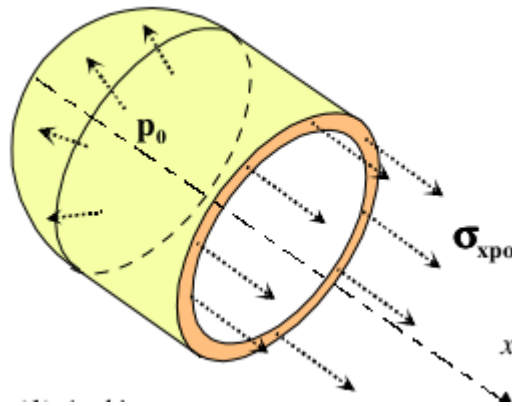


Figure 13 : tronçon (1) isolé

✚ Première virole

Pour le calcul des contraintes, il convient de considérer les charges liquides et la pression interne dans chaque virole de la coque.

$$\sigma_{xpo} = P \frac{r}{2e} = [\rho g H_{red} + p_d] \frac{r}{2e}$$

Où la valeur de H_{red} pour la virole de rang dénotée par $H_{red,j}$ selon sa relation avec la valeur de la virole immédiatement supérieure, soit la virole de rang (j+1) :

$$H_{red} = H_j - \Delta H$$

Où :

$$\Delta H = 0.3\text{m}$$

H_j : est la distance verticale entre le bas de la virole de rang j et le niveau du liquide,

p_d : est la valeur de calcul de la pression au-dessus du niveau du liquide. Dans la section 9 de l'EN 14015, cette pression peut être négligée si la pression de conception est réglée inférieure à 10 mbar. La pression du projet est de 5mbar donc on pourra négliger cette pression.

$$H_{red} = 15.3 - 0.3 = 15\text{m}$$

$$\sigma_{xpo} = P \frac{r}{2e} = [860 \times 10 \times 15 + 0] \left(\frac{11}{2 \times 0.014} \right)$$

$$\sigma_{xpo} = 50.68\text{MPa}$$

b) sollicitation circonférentielle du réservoir due à la pression

➤ Calcul de la contrainte normale circonférentielle

$$\sigma_{ypo} = \frac{N_{ypo}}{S_{coupures}} = P \frac{r}{e} = [\rho g H_{red} + p_d] \frac{r}{e}$$

On remarque: $\sigma_{ypo} = 2\sigma_{xpo} = P \frac{r}{e}$

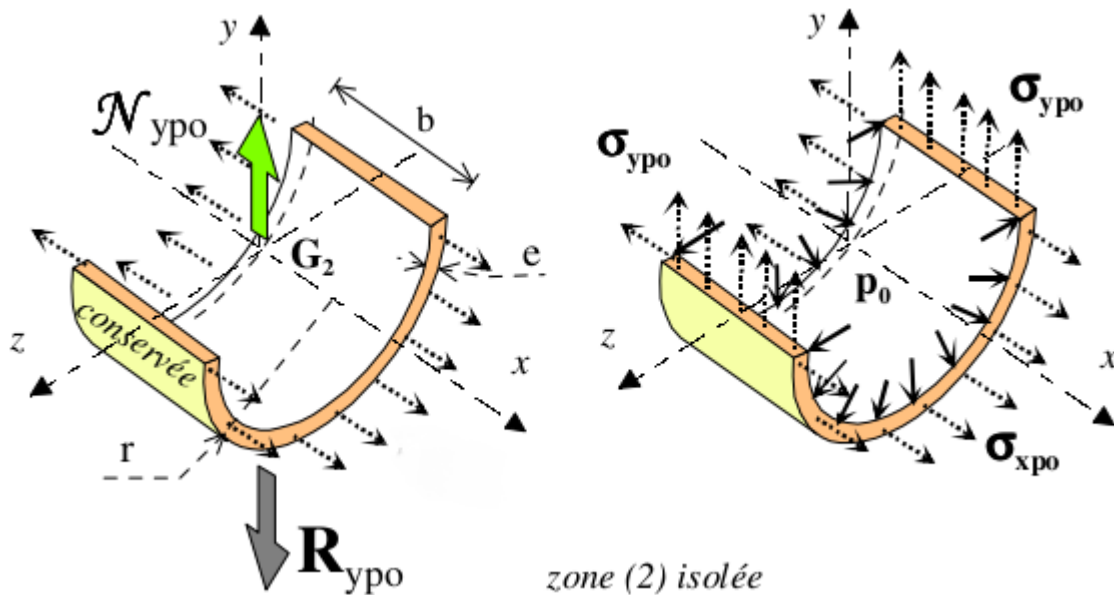


Figure 14 :tronçon 2

$$\sigma_{ypo} = [860 \times 10 \times 15] \frac{11}{0.04} = 101.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ypo} = 101.36 \text{ MPa}$$

b) Distribution des contraintes autour du petit élément

Le petit élément de paroi du réservoir isolé est soumis aux contraintes σ_{xpo} et $\sigma_{ypo} = 2\sigma_{xpo}$

Il faut comprendre que ce petit élément est aussi soumis à une pression P suivant la direction z perpendiculaire au plan (x,y) , correspondant à une contrainte normale.

Cependant, compte tenu de l'hypothèse d'un réservoir à paroi mince, caractérisé par une grandeur valeur $\frac{r}{e} \gg 1$, la relation :

$$\sigma_{ypo} = 2\sigma_{xpo} = P \frac{r}{e} \text{ indique alors que } \sigma_{xpo} \text{ et } \sigma_{ypo} \gg P . \text{ L'effet transversal de la pression}$$

P peut être donc négligé devant σ_{xpo} et σ_{ypo}

Condition de résistance

Les réservoirs sous pression doivent satisfaire aux exigences de plusieurs réglementations. Dans le cadre de ce dimensionnement, on se limitera à l'utilisation du « **critère de Von Mises** » comme condition de résistance à appliquer quelles que soient les orientations de facettes autour du petit élément et qui permettrait de justifier l'épaisseur de la virole suivant les conditions suivantes.

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} = \sqrt{\sigma_{xpo}^2 + \sigma_{ypo}^2 - \sigma_{xpo} \times \sigma_{ypo} + 3\tau_{xy}^2}$$

$$\tau = 0$$

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} = \sqrt{50.68^2 + 101.36^2 - 50.68 \times 101.36^2} = 87.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} = 87.78 \text{ MPa}$$

Valeurs de calcul des résistances

il convient de prendre la résistance de calcul de Von Mises égale à la valeur suivante :

$$f_{\text{eq,Rd}} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

$$f_{\text{eq,Rd}} = \frac{235}{1.05} = 224 \text{ MPa}$$

Le coefficient partiel pour la résistance γ_M est donné dans l'ENV 1993-1-1

Limitation des contraintes

Il convient que les contraintes de calcul satisfassent la condition suivante :

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} \leq f_{\text{eq,Rd}}$$

$87.78 \text{ MPa} < 224 \text{ MPa}$: Condition largement vérifiée

Viroles	H _{red} (m)	Epaisseur (mm)	Pression P(Mpa)	σ_{xpo} MPa	σ_{ypo} MPa	$\sigma_{\text{eqV.Mi}}$ MPa	$f_{\text{eq,Rd}}$ MPa
V1	15	0,014	0,129	50,68	101,36	87,78	224
V2	13	0,012	0,1118	51,24	102,48	88,75	224
V3	11	0,01	0,0946	52,03	104,06	90,12	224
V4	9	0,008	0,0774	53,21	106,43	92,17	224
V5	7	0,008	0,0602	41,39	82,78	71,69	224
V6	5	0,006	0,043	39,42	78,83	68,27	224
V7	3	0,006	0,0258	23,65	47,30	40,96	224
V8	1	0,006	0,0086	7,88	15,77	13,65	224
V9	0	0,06	0	0,00	0,00	0,00	224

Tableau 11 : Récapitulatif des contraintes dans les viroles

III.5 CALCUL DE LA TOITURE

La partie 4-2 de l'Eurocode 3 recommande que l'épaisseur spécifiée de toute tôle de toiture ne soit pas inférieure à 3mm pour les aciers inoxydables, donc pour notre toit nous allons

considérer une épaisseur de 6mm pour le dimensionnement, ce choix est juste car d'après les recommandations ; l'épaisseur des tôles de toit doit être la même que l'épaisseur de la dernière virole de la coque.

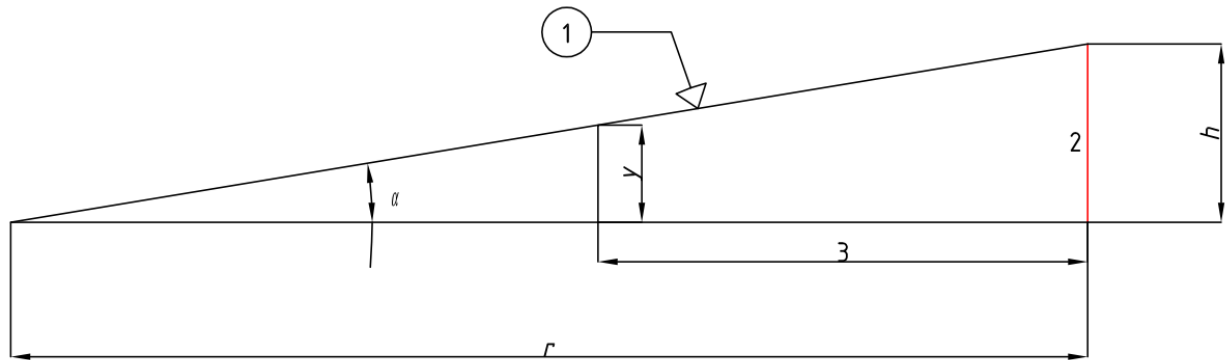


Figure 15 : Coordonnées du toit du réservoir

1 : Profil du toit

2 : Axe du réservoir

Il convient de prendre une force verticale totale de calcul par chevron égale à :

$$P_d = \beta r^2 \rho_{vd}$$

Où

$$\beta = \pi / n$$

n est le nombre de chevrons

r est le rayon du réservoir

ρ_{vd} est la composante verticale maximale de la charge de calcul répartie, y compris le poids propre de la structure porteuse (positive vers le bas)

Il est indiqué dans l'ENV 1993-2-1 que pour les toitures inaccessibles sauf pour l'entretien normal, les réparations, la peinture et les réparations mineures la charge d'exploitation projetée doit être prise égale à $0,75 \text{ KN} / \text{m}^2$

Toit épaisseur = 6mm de forme conique :

$$S = \pi r \sqrt{r^2 + h^2} = 3,14 \times 11 \times \sqrt{11^2 + 1,82^2} = 385,10 \text{ m}^2$$

$$\text{Charge des tôles de toit : } P_{rep} = 78,5 \text{ KN} / \text{m}^3 \times 0,006 \text{ m} = 0,471 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Revêtement de la toiture (épaisseur : 2mm) : } P_{rep} = 59 \text{ KN} / \text{m}^3 \times 0,002 \text{ m} = 0,118 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Chevrons (nombre = 36 ; Longueur totale = 320m) : IPE 220} \rightarrow m = 0,264 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_{rep} = \frac{0,264KN / m \times 320m}{385,10m^2} = 0,219KN / m^2$$

Charge totale suivant la pente : $0,471KN / m^2 + 0,118KN / m^2 + 0,219KN / m^2 = 0,853KN / m^2$

Charge totale verticale : $0,853KN / m^2 \times \cos 10^\circ = 0,84KN / m^2$

ρ_{vd} = Charge d'exploitation + charge totale verticale = $0,75 + 0,84 = 1,59KN / m^2$

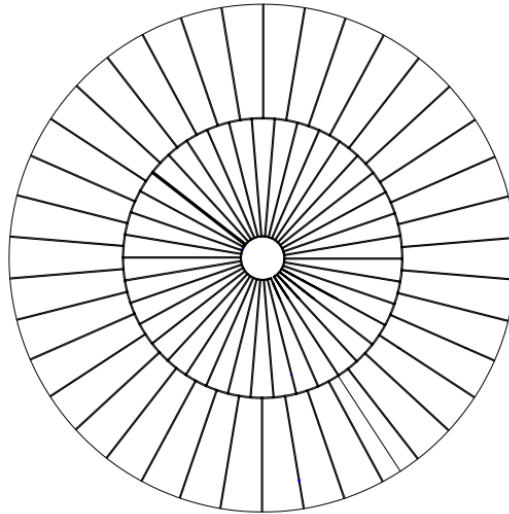


Figure 16 : Détail des chevrons

$$A.N = \beta = 3.14 / 36 = 0.087$$

$$P_d = 0,082 \times 11^2 \times 1,59 = 15,77KN$$

Ensuite nous calculons dans chaque chevron, l'effort normal N_d et le moment fléchissant M_d à partir des relations suivantes :

$$N_d = 0.375 \times \frac{r}{h} \times P_d$$

$$M_d = \frac{1}{3} \left(\frac{r}{1-\varepsilon} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{x}{r} \right)^3 - 1,10 \frac{y}{h} \right\} P_d$$

Sous réserve que les conditions suivantes soient remplies

$$\rho_{vd} \geq 1.2KN / m^2$$

$$A.N : N_d = 0.375 \times \frac{11}{1.82} \times 15.77 = 35.74KN$$

$$35.74KN < 747KN$$

Vérifiée

747KN (voir tableau des profilés sur les résistances des sections des IPE)

$$I_y \geq \frac{N_d r^2}{\pi^2 E}$$

$$IPE220 \rightarrow I_y = 2772cm^4$$

$$A.N = \frac{N_d r^2}{\pi^2 E} = \frac{35740 \times 11000^2}{3.14^2 \times 210000} = 2088629,11 \text{ mm}^4 = 208,86 \text{ cm}^4$$

$$2772 \text{ cm}^4 > 208,86 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\varepsilon = N_d \frac{(0,6r)^2}{\pi^2 EI_y}$$

$$\varepsilon = 35742 \times \frac{(0,6 \times 11000)^2}{3.14^2 \times 210000 \times 27,7106} = 0.03$$

Calcul du moment

$$M_d = \frac{1}{3} \left(\frac{11000}{1-0.03} \right) \left\{ 1 - \left(\frac{6}{11} \right)^3 - 1,10 \frac{0.83}{1.82} \right\} 15770 = 20.13 \text{ KN.m}$$

$$20.13 \text{ KN.m} < 63.9 \text{ KN.m} \text{ Vérifiée}$$

63.9 KN.m (voir tableau des profilés sur les résistances des sections des IPE)

III.5.1 JOINT DE BORDURE A LA JONCTION COQUE

Il convient de vérifier la force dans le joint de bordure efficace (surface où le toit est relié à la coque) en utilisant :

$$\frac{N_d}{A_{eff}} \leq f_{y,d}$$

Où :

$$N_d = \frac{\rho_{vd} r^2}{2 \tan \alpha}$$

Où :

A_{eff} est l'aire efficace du joint de bordure ;

α est la pente du toit à l'horizontal au point de jonction ;

$$A.N : N_d = \frac{1.59 \times 11^2}{2 \tan 10} = 545,63 \text{ KN}$$

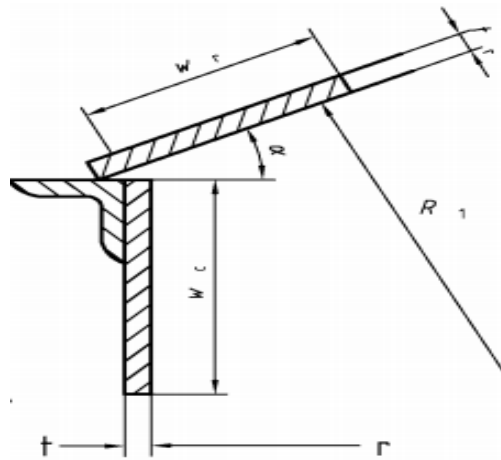
Cornière de rive :

Les dimensions minimales de la cornière de rive ne doivent pas être inférieures à celles indiquées dans le tableau ci-dessous.

Diamètre du réservoir D m	Dimensions minimales des cornières de rive mm x mm x mm
$D \leq 20$	80 x 80 x 10
$20 < D \leq 36$	100 x 100 x 10
$36 < D \leq 48$	100 x 100 x 12
$48 < D$	150 x 150 x 12

Tableau 12 : dimensions cornières de rive [3]

L100×100×10



$$W_r = 0.6\sqrt{R_1 t_r}$$

$$W_c = 0.6\sqrt{rt}$$

Figure 17 : Joint de bordure à la jonction coque-toit

$$A_{eff} = W_r \times ep_{tôle} + W_c \times ep_{virole} + S_{cornière}$$

$$A_{eff} = 0.6 \times \sqrt{11500 \times 6 \times 6} + 0.6 \times \sqrt{11000 \times 6 \times 6} + 100 \times 10 \times 2 = 3870 \text{ mm}^2$$

$$\frac{545.63 \text{ KN}}{3870 \text{ mm}^2} = 140.99 \text{ N / mm}^2 = 140.99 \text{ MPa}$$

$$f_{y,d} = 235 \text{ MPa}$$

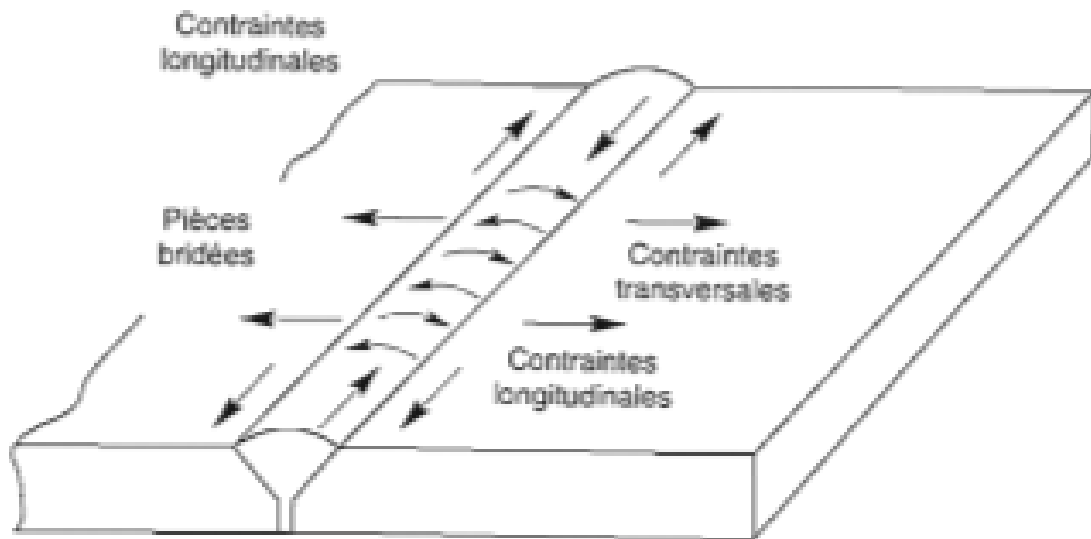
$$140.99 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa} \text{ Vérifiée}$$

Il est décrit dans Eurocode 3 (Partie 4-2) que lorsque la distance entre chevrons adjacents à leurs points d'assemblage avec le joint de bordure ne dépasse pas 3.25m, et lorsque la charge répartie de calcul ρ_{vd} agit vers le bas, les moments fléchissant dans le joint de bordure peuvent être ignorés.

III.6 SOUDURE

III.6.1.CALCUL DES CORDONS DE SOUDURE ENTRE LES VIROLES

Selon le livre titré : conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODES 3, les soudures bout à bout ne se calculent pas. On admet qu'il y a continuité de matière, donc continuité des pièces, que l'épaisseur de la soudure soit au moins égale à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées et que le métal d'apport ait des caractéristiques mécaniques au moins égales à celle du métal de base.



e (mm)	4	6	7	8	10	12	14	16	18
a (mm)	3	4	5	6	7	8	10	11	13

Tableau 13 : épaisseur de soudure[1]

e : épaisseur de la virole

a : épaisseur utile de la soudure

Si nous considérons les valeurs d'épaisseurs de soudure dans le tableau ci-dessus, nous devons vérifier cette condition :

$$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M_w}}$$

Nuances d'acier				
f_y	f_u	γ_{M_w}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{M_w}$
235MPa	360MPa	1,25	0,8	1
275MPa	430MPa	1,3	0,85	1,1
355MPa	510MPa	1,35	0,9	1,2

Tableau 14 : Nuances d'acier avec leurs paramètres[1]

III.6.2 SOUDURE SUIVANT LA HAUTEUR DES TOLES

Première virole $a=10\text{mm}$

$$\tau_{\perp}^2 = 0$$

$$\tau_{\parallel}^2 = 0$$

σ (voir tableau 8)

$$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = 43.43 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\gamma_{M_w}} = 288 \text{ MPa OK}$$

$$\frac{f_u}{\gamma_{M_w}} = \frac{360}{1.25} = 288 \text{ MPa}$$

$$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} = 43.43 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\gamma_{M_w}} = 288 \text{ MPa OK}$$

VIROLES	EPAISSEUR (mm)	Epaisseur soudure a	σ_{xpo}	β_w	γ_{M_w}	$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)}$	$\frac{f_u}{\gamma_{M_w}}$	Vérification
V1	14	10	50,68	0,8	1,25	40,544	288	ok
V2	12	8	43,93	0,8	1,25	35,144	288	ok
V3	10	7	65,04	0,8	1,25	52,032	288	ok
V4	8	6	53,22	0,8	1,25	42,576	288	ok
V5	8	6	55,22	0,8	1,25	44,176	288	ok
V6	6	4	39,42	0,8	1,25	31,536	288	ok
V7	6	4	23,65	0,8	1,25	18,92	288	ok
V8	6	4	7,88	0,8	1,25	6,304	288	ok
V9	6	4		0,8	1,25	0	288	ok

Tableau 15 :Vérification soudure (Hauteur viroles)

III.6.3 SOUDURE SUIVANT LA LONGUEUR DES TOLES

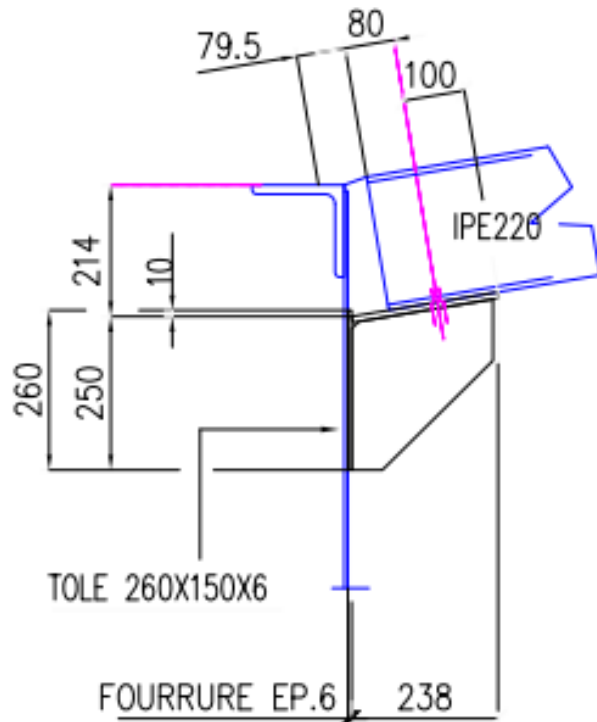
Etant donné que notre robe a des épaisseurs différentes, pour souder deux tôles n'ayant pas les mêmes épaisseurs, nous devons considérer la petite épaisseur pour choisir l'épaisseur de la soudure.

VIROLES	EPAISSEUR (mm)	Epaisseur soudure a	σ_{ypo}	β_w	γ_{M_w}	$\beta_w \sqrt{\sigma^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)}$	$\frac{f_u}{\gamma_{M_w}}$	Vérification
V1	14	10	101,36	0,8	1,25	81,088	288	ok
V2	12	8	102,48	0,8	1,25	81,984	288	ok
V3	10	7	104,06	0,8	1,25	83,248	288	ok
V4	8	6	106,43	0,8	1,25	85,144	288	ok
V5	8	6	82,78	0,8	1,25	66,224	288	ok
V6	6	4	78,83	0,8	1,25	63,064	288	ok
V7	6	4	47,3	0,8	1,25	37,84	288	ok
V8	6	4	15,77	0,8	1,25	12,616	288	ok
V9	6	4		0,8	1,25	0	288	ok

Tableau 16 :Vérification soudure (Longueurs Viroles)

III.7 ASSEMBLAGE

III.7.1 ASSEMBLAGE TOITURE ET ROBE



❖ Soudure cornière de rive et la robe

Le calcul qui sera fait est pour une cornière de rive et la robe.

Les dimensions de nos cornières de rive sont : 100x100x10

Nous proposons réaliser les soudures d'épaisseurs égales à 6mm, ce qui correspond à l'épaisseur de notre dernière virole et de la toiture.

Il s'agit d'un cordon frontal donc la condition à vérifier est la suivante :

$$6,5 \times 10^{-6} N \leq \frac{6 \times 400 \times 360}{1 \times \sqrt{2}} = 6,11 \cdot 10^6 N \Rightarrow \text{Condition largement vérifiée}$$

$$a = 6mm$$

$$\sum l = 4 \times 100 = 400mm$$

$$\gamma_{Mw} \times \beta_w = 1$$

$$f_u = 360MPa$$

$$\text{Or } \sigma_{xpo} = \frac{N_{xpo}}{S_{annul}} \Rightarrow N_{xpo} = \sigma_{xpo} \times S_{annul} \quad S_{annul} = 2\pi re$$

$$S_{annul} = 2\pi re = 2 \times 3.14 \times 22 \times 0,006 = 0,828m^2$$

$$\sigma_{xpo} = 7,88MPa$$

$$N_{xpo} = 7,88 \times 0,828 \times 10^{-6} = 6,5 \times 10^{-6} N$$

$$6,5 \times 10^{-6} N \leq \frac{6 \times 400 \times 360}{1 \times \sqrt{2}} = 6,11 \cdot 10^6 N \Rightarrow \text{Condition largement vérifiée}$$

❖ Boulonnage chevron et fourrure

Chevron : IPE 220

Epaisseur fourrure : 6mm

$$\mu = 0,3$$

$$N = 35,74 \text{ KN}$$

Détermination du nombre et du diamètre des boulons

$$\text{Section de perçage : } A = \frac{N}{f_y} = \frac{35,74 \cdot 10^3}{235} = 152 \text{ mm}^2$$

- Diamètre maximal de perçage : $d_0 = \frac{A}{t} = \frac{152}{7,7} = 19,74 \text{ mm}$

Soit $d_0 = 20 \text{ mm}$, ce qui correspond, avec un jeu de 2mm, à des boulons de diamètre $d_0 = 18 \text{ mm}$

- Résistance au glissement d'un boulon

$$F_s = k_s \times m \times \mu \times F_p / \gamma_{Ms}$$

Avec $F_p = 0,7 f_{ub} \times A_s$ soit :

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$\mu = 0,3$$

d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
A (mm ²)	50 ²	78 ⁵	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	36 ⁵	58	84 ³	115	157	192	245	303	353	459	561

$$A_s = 192 \text{ mm}^2$$

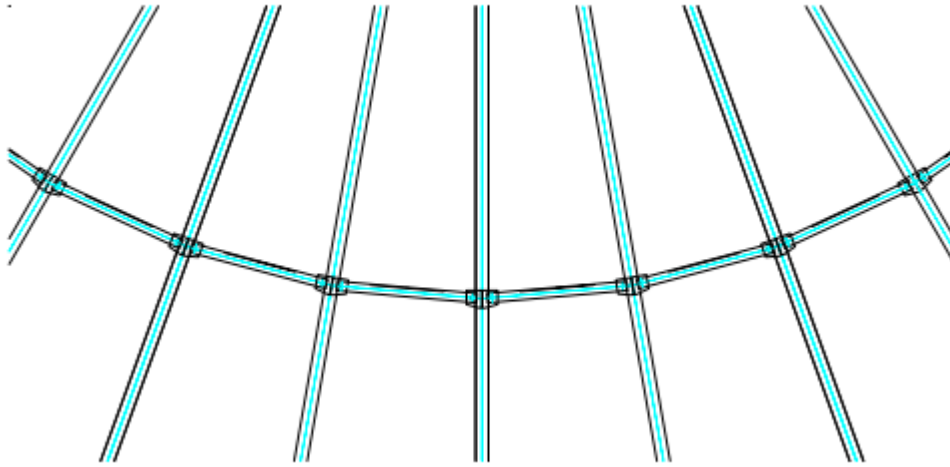
$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$$F_s = 0.3 \times 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 192 / 1.25 = 25.8 \text{ KN}$$

- Nombre de boulons

$$n = \frac{N}{F_s} = \frac{35,74}{25.8} = 1.4 \approx 2$$

III.7.1 ASSEMBLAGE DES CHEVRONS



Chevron : IPE 220

Epaisseur platine : 5mm

$$\mu = 0,3$$

$$N = 71,48 \text{ KN}$$

Détermination du nombre et du diamètre des boulons

$$\text{Section de perçage : } A = \frac{N}{f_y} = \frac{71,48 \cdot 10^3}{235} = 304 \text{ mm}^2$$

- Diamètre maximal de perçage : $d_0 = \frac{A}{t} = \frac{304}{14,1} = 21,56 \text{ mm}$

Soit $d_0 = 22 \text{ mm}$, ce qui correspond, avec un jeu de 2mm, à des boulons de diamètre $d_0 = 20 \text{ mm}$

- Résistance au glissement d'un boulon

$$F_s = k_s \times m \times \mu \times F_p / \gamma_{Ms}$$

Avec $F_p = 0,7 f_{ub} \times A_s$ soit :

$$k_s = 1$$

$$m = 1$$

$$\mu = 0,3$$

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$$F_s = 0.3 \times 0.7 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 / 1.25 = 25.8 \text{ KN}$$

- Nombre de boulons

$$n = \frac{N}{F_s} = \frac{71,48}{25,8} = 2,77 \approx 4$$

III.7 PEINTURE

Les besoins en peinture dépendent des paramètres suivants :

- la surface à protéger
- l'épaisseur de la couche de peinture
- caractéristiques physiques de la peinture : densité, rendement au litre...

III.7.1 CALCUL DES SURFACES

I-CALCUL DES SURFACES

1. Pour la robe : la surface extérieure totale est à la surface intérieure

$$S_R = \pi DH = 3.14 \times 22 \times 17 = 1174.36 m^2$$
2. Pour le toit : la surface de toit $S_T = \pi R \sqrt{R^2 + h^2} = 3.14 \times 11 \sqrt{11^2 + 1.82^2} = 385 m^2$
3. Pour le fond : $S_F = \frac{\pi}{4} (d^2 + 4h^2) = \frac{3.14}{4} (20.6^2 + 4 \times 0.38^2) = 333.58$

III.7.2 CALCUL DES BESOINS

Conformément aux exigences des normes et des « Règles Générales d'Etude et de Construction des réservoirs », les couches de peinture sont les suivantes :

- Couche primaire
- Couche intermédiaire
- Couche de finition

CHAPITRE III : VERIFICATION DE LA STABILITE DU RESERVOIR

Pour les réservoirs en acier, les vérifications doivent se faire de la manière suivante :

- La stabilité de la paroi du r réservoir au voilement ;
- La stabilité de la paroi du réservoir proche du fond vis-à-vis d'un effondrement plastique ;

N.B : Nous allons vérifier notre réservoir dans la virole ayant la plus grande épaisseur de coque (virole V1, ép=14mm) et celle qui possède la faible épaisseur (Virole V8,ép=6mm).



Virole V₁ (ép=14mm)

a) Vérification du voilement élastique

Ce voilement se produit dans les parties de la coque où l'épaisseur est réduite par rapport à l'épaisseur et où la pression interne, qui a un effet stabilisateur, est également réduite par rapport à la valeur maximale qu'elle atteint à la base.

Il convient d'effectuer des vérifications au voilement à la base du réservoir et plus haut, en considérant la valeur maximale possible de la pression au niveau considéré.

La vérification peut être effectuée conformément à l'EN 1993-1-6 ou, en vérifiant :

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}$$

σ_m : est la contrainte verticale maximale de membrane ;

Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale

$$\sigma_{c1} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{c1} = 0.6 \times 210000 \frac{0.014}{11} = 160.36 MPa$$

$$\sigma_{c1} = 160.36 MPa$$

$\frac{\delta}{t}$ désigne le rapport entre l'amplitude maximale des imperfections et l'épaisseur de la

paroi, qui peut être pris égal à $\frac{\delta}{t} = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}$

$a=1$ pour les constructions normales ;

$a=1.5$ pour les constructions de bonne qualité ;

$a=2.5$ pour les constructions de très haute qualité.

Pour notre cas nous allons considérer $a=1$

$$\frac{\delta}{t} = \frac{0.06}{1} \sqrt{\frac{11000}{14}} = 1.68$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 1.68 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 1.68} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.16$$

$\lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{cl}}$; f_y est la limite d'élasticité du matériau de la paroi du réservoir en MPa

$$\lambda^2 = \frac{235 MPa}{0.16 \times 160.36 MPa} = 9.16$$

$$\lambda^2 = 9.16 > 2 \Rightarrow \sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{cl}$$

$$\sigma_0 = 0.16 \times 160.36 = 25.65 MPa$$

$$\bar{p} = \frac{pR}{t \sigma_{cl}}$$

p Désigne la valeur minimale possible de la pression intérieure

$p = 0.13 N / mm^2$ (Voir détermination des contraintes dans la coque)

$$\bar{p} = \frac{0.13 \times 11}{0.014 \times 160.36} = 0.63 < 5$$

$$\sigma_p = \sigma_{cl} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 160.36 \times \left[1 - \left(1 - \frac{0.63}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{25.65}{160.36} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 109.19 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_p = 109.19 \text{ N / mm}^2 < 160.36 \text{ N / mm}^2 \text{ ok}$$

$$\text{Vérification de la condition : } \frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}$$

$$\sigma_m = \sigma_{xpo} = 50.68 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = \frac{50.68}{160.36} = 0.316 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{109.19}{160.36} = 0.74 \Rightarrow \text{condition vérifiée ok}$$

b) Vérification à l'effondrement élasto-plastique

Cette forme de flambement en « pied d'éléphant » survient en général près de la base du réservoir ; elle est due à la combinaison de contraintes de compression verticales et de contraintes de traction circonférentielle induisant un état de contrainte bi axial. Dans les réservoirs à épaisseur de paroi variable, le problème peut exister dans toutes les parties de la paroi qui ont une épaisseur constante.

L'équation empirique développée pour vérifier cette forme d'instabilité est :

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.316 \leq \left[1 - \left(\frac{pR}{t f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$$

$$r = \frac{R/t}{400}$$

$$r = \frac{R/t}{400} = \frac{11/0.014}{400} = 1.96$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.4 \leq \left[1 - \left(\frac{0.13 \times 11}{0.014 \times 235} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + 1.96^{1.15}} \right) \left[\frac{1.96 + \frac{235}{250}}{1.96 + 1} \right] = 0.55 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Virole V₈ (ép=6mm)

a) Vérification du voilement élastique

Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale

$$\sigma_{cl} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{cl} = 0.6 \times 210000 \frac{0.006}{11} = 68.72 MPa$$

$$\sigma_{cl} = 68.72 MPa$$

$$\frac{\delta}{t} = \frac{0.06}{1} \sqrt{\frac{11000}{6}} = 2.57$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 2.57 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 2.57} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.12$$

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{cl}} ; f_y \text{ est la limite d'élasticité du matériau de la paroi du réservoir en MPa}$$

$$\lambda^2 = \frac{235 MPa}{0.12 \times 68.72 MPa} = 28.49$$

$$\lambda^2 = 9.16 > 2 \Rightarrow \sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{cl}$$

$$\sigma_0 = 0.12 \times 68.72 = 8.24 MPa$$

$$\bar{p} = \frac{pR}{t \sigma_{cl}}$$

$$p = 0.0086 N / mm^2 \text{ (voir détermination des contraintes dans la coque)}$$

$$\bar{p} = \frac{0.0086 \times 11}{0.006 \times 68.72} = 0.23 < 5$$

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 68.72 \times \left[1 - \left(1 - \frac{0.23}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{8.24}{68.72} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 37.45 \text{ N / mm}^2$$

$$\sigma_p = 37.45 \text{ N / mm}^2 < 68.72 \text{ N / mm}^2 \text{ ok}$$

$$\text{Vérification de la condition : } \frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}$$

$$\sigma_m = \sigma_{xpo} = 7.88 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = \frac{7.88}{68.72} = 0.114 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{35.45}{68.72} = 0.61 \Rightarrow \text{condition vérifiée ok}$$

b) Vérification à l'effondrement élasto-pastique

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.114 \leq \left[1 - \left(\frac{pR}{tf_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$$

$$r = \frac{R/t}{400}$$

$$r = \frac{R/t}{400} = \frac{11/0.006}{400} = 4.58$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.114 \leq \left[1 - \left(\frac{0.0086 \times 11}{0.006 \times 235} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + 4.58^{1.15}} \right) \left[\frac{4.58 + 235/250}{4.58 + 1} \right] = 0.85 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIROLES	$\sigma_{c1} = 0.6E \frac{t}{R}$	$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$	$\sigma_0 = \bar{\sigma} \sigma_{c1}$	$\bar{p} = \frac{pR}{t \sigma_{c1}}$	$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^5 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$	$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}}$	$0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}}$	$\left[1 - \left(\frac{pR}{t f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r+1} \right]$
V1	160,36	0,17	26,71	0,63	109,92	0,32	0,75	0,57
V2	137,45	0,16	21,65	0,75	95,84	0,32	0,75	0,60
V3	114,55	0,15	16,88	0,91	82,05	0,57	0,77	0,62
V4	91,64	0,14	12,41	1,16	68,54	0,58	0,80	0,65
V5	91,64	0,14	12,41	0,90	64,68	0,60	0,76	0,71
V6	68,73	0,12	8,33	1,15	50,57	0,57	0,79	0,76
V7	68,73	0,12	8,33	0,69	44,84	0,34	0,72	0,82
V8	68,73	0,12	8,33	0,23	37,45	0,11	0,63	0,85

Tableau 17 : Récapitulatif des résultats des vérifications du voilement élastique et à l'effondrement élasto-plastique

1) Vérification du voilement élastique

Virole V1 : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.32 < 0.19 + 0.81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} = 0.75$ ok

V2 : $0.32 < 0.75$ ok

V3 : $0.57 < 0.77$ ok

V4 : $0.58 < 0.80$ ok

V5 : $0.60 < 0.76$ ok

V6 : $0.57 < 0.79$ ok

V7 : $0.34 < 0.72$ ok

V8 : $0.11 < 0.63$ ok

2) Vérification à l'effondrement élasto-plastique

Virole V1 : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} = 0.32 < \left[1 - \left(\frac{pR}{t f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r+1} \right] = 0.57$

V2 : $0.32 < 0.60$ ok

V3 : $0.57 < 0.62$ ok

V4 : $0.58 < 0.65$ ok

V5 : $0.60 < 0.71$ ok

V6 : $0.57 < 0.76$ ok

V7 : $0.34 < 0.82$ ok

V8 : $0.11 < 0.85$ ok

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE L'ASSISE

IV.1 HYPOTHESES GENERALES DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

L'assise de notre réservoir a une forme cylindrique de même rayon que notre réservoir mais avec un débord de 50cm. Elle est ancrée au sol et bourrée de deux couches de matériaux (latérite et sable) bien compactés.

N.B : La liaison entre le fond du réservoir et la couche de latérite sera assurée d'un revêtement d'étanchéité de 1 cm et d'une couche plastique en enrobée dense de 4cm

Document de référence :

- ✓ Règlement BAEL 91 modifié 99
- ✓ DTU 13-02 relatif aux calculs des fondations

Matériaux

Béton

Béton armé dosé à 350kg de ciment par m³ de béton mis en œuvre

$$\rho = 2.5t / m^3$$

$$f_{c28} = 25MPa$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Acier

Acier haute adhérence Fe 500

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right\}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 250MPa$$

Enrobage des aciers=4cm

Contraintes de calcul du sol

$$q_c = 29MPa$$

Caractéristiques des sols

a) Latérite

Poids volumique : $\gamma = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\phi = 36^\circ$

Cohésion : $c = 0$

b) Sable

Poids volumique : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$

Angle de frottement : $\phi = 30^\circ$

Cohésion : $c = 0$

1 ACTIONS

1.1. Actions permanentes

1.1.1 actions verticales

- Poids de la couronne (voile) : P_v
- Poids du radier : P_r
- Poids des terres sur le radier : P_t

1.1.2 Actions Horizontales

- Poussée des terres sur le voile : P_a
- Butée : P_p

1.2 Actions variables

1.2.1 Actions verticales :

- Poids des surcharges sur le remblai : P_q

1.2.2 Actions horizontales

- Poussée due aux surcharges : F_q

N.B : le calcul se fera pour une bande de 1m de voile et de radier.

EVALUATION DE LA CHARGE DU RESERVOIR

DESIGNATION	EPAISSEUR (mm)	HAUTEUR (mm)	RAYON (m)	SURFACE (m ²)	VOLUME (m ³)	POIDS VOLUMIQUE (kg/m ³)	POIDS (kg)
V ₁	14	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	1,93	7850	15150,5
V ₂	12	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	1,66	7850	13031
V ₃	10	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	1,38	7850	10833
V ₄	8	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	1,1	7850	8635
V ₅	8	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	1,1	7850	8635
V ₆	6	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	0,83	7850	6515,5
V ₇	6	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	0,83	7850	6515,5
V ₈	6	2000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 2 = 138.16$	0,83	7850	6515,5
V ₉	6	1000	11	$2\pi RH = 2 \times 3.14 \times 11 \times 1 = 69.08$	0,41	7850	3218,5
Toit	6	1,82	11	$\pi R \sqrt{R^2 + H^2} = 3.14 \times 11 \times \sqrt{11^2 + 1.82^2} = 385.1$	2,31	7850	18133,5
Tôles de fond	8	0,385	10,3	$\frac{\pi}{4} (d^2 + 4h^2) = 333.58$	2,67	7850	20948,82
Tôles marginales	10			$\frac{\pi}{4} (D^2 + d^2) = 46.81$	0,4681	7850	3674,585
SOUS TOTAL							121806,4
ACCESSOIRES PRIS EN COMPTE A 10%							12180,64
TOTAL							133987

Tableau 18 :Détails de calcul des éléments du réservoir

Surface marginales

$$S = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{3,14}{4} (22^2 - 20,6^2) = 46,81$$

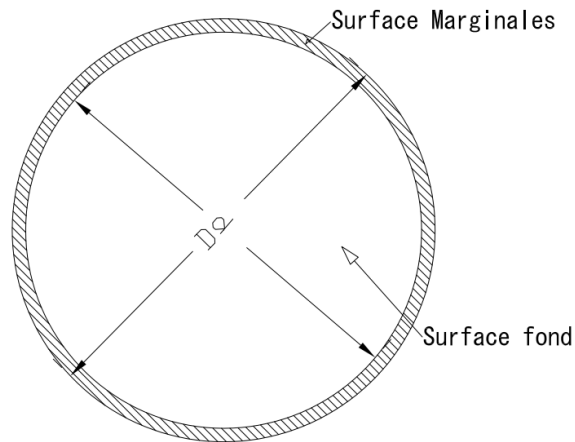


Figure 18 :Surface marginales

Poids produit

$$\rho_{gasoil} = 860 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{gasoil} = 15.3 \text{ m}$$

$$V_{gasoil} = \pi R^2 H_{gasoil} = 3.14 \times 11^2 \times 15.3 = 5813.08 \text{ m}^3$$

$$P_{produit} = V_{gasoil} \times \rho_{gasoil} = 860 \times 5813.08 = 49999.25 \text{ KN}$$

$$P_{produit} = 49999.25 \text{ KN}$$

$$P_{total} = P_{produit} + P_{reservoir}$$

$$P_{total} = 50000 \text{ KN} + 1339.87 \text{ KN} = 51339.87 \text{ KN}$$

$$\text{Surface assise réservoir : } S = \pi R^2 = 3.14 \times 11^2 = 380 \text{ m}^2$$

$$P_q = \frac{P_{total}}{S} = \frac{51339.87}{380} = 135 \text{ KN/m}^2$$

$$P_q = 135 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

I.1 EIE

I.1.1 DEFINITION

L'étude d'impact consiste à évaluer les différentes interactions avec les considérations économiques et sociales.

Réaliser une étude d'impact pour un projet, un établissement, une exploitation industrielle (ou non) revient à élaborer un dossier qui met en lumière les conséquences environnementales et (ou les dangers) d'un projet pour en limiter, ou atténuer et ou compenser les impacts négatifs.

I.1.2 INVENTAIRES DES ACTIVITES

L'objet du présent projet est la construction des réservoirs de stockage d'hydrocarbures au port de Cotonou. Pour parfaire ce projet il est important de recenser les activités génératrices ou potentiellement génératrices d'impact. Ces activités sont génératrices d'impact parce qu'elles ont des effets (positifs ou négatifs) sur l'environnement (physique, biologique, social et économique) du projet.

On peut citer en autres :

- ✓ Exécution des fondations
 - débroussaillage
 - Décapage (aménagement de la plateforme, ouverture de fossés...)
 - Approvisionnement en matériaux de construction
 - Déblayage et remblayage
- ✓ Exécution du corps des réservoirs
 - Apport de matériaux et agrégats
 - Délimitation et implantation de la zone de stockage (machines, engins, outils...)
 - Mise en place des viroles, toit et tôles de fond avec équipements
- ✓ Installation de la base
 - Aménagement des pistes d'accès
 - Installation du parc des matériels et engins
- ✓ Exploitation et entretien des réservoirs
 - Approvisionnement en carburants
 - Entretien léger et lourd

La réalisation de ces activités nécessite des moyens (humains, financiers, matériels) spéciaux, adaptés et adéquats. Ainsi parmi les moyens matériels nous pouvons citer :

- Compacteur
- Niveleuse
- Chargeur
- Camion benne ou camion de chantier
- Bétonnières
- Matériels de soudure et groupes

CHAPITRE VI : DETERMINATION DU COUT DE PROJET

II.1 ESTIMATION DU COUT DU RESERVOIR

II.1.1 COUT DES MATERIAUX CM_{at}

Les informations que nous avons recueillies près des entreprises compétentes dans le domaine du montage des réservoirs, et des fournisseurs nous permettent de situer le coût du matériau (plaques de tôles notamment) entre 380 et 400 FCFA/kg en hors taxes-hors douanes-hors TVA. Pour une estimation pessimiste, nous considérons que le prix sera de 400 FCFA/kg pour des tôles formées, sablées et préceintes.

II.1.2 COUT DU MONTAGE C_{Mon}

Il dépend des installations existantes : sources d'électricités, facilités d'accès au terrain, ravitaillement en carburant.

Pour ce cas-ci le problème ne se pose pas puisque nous sommes en zone urbaine et industrielle.

II.1.3 MAIN D'ŒUVRE PROPEMENT DITE CM_o

Les informations dont nous disposons nous permettent de situer le rendement de la main-d'œuvre entre 50 et 60h/tonne montée ; là aussi nous avons considéré 60h/tonne.

Le taux à appliquer pour connaître le coût de la main-d'œuvre se situe entre 1000 et 1500F CFA par heure de travail.

Le coût de la main-d'œuvre :

$$CM_o = \frac{60h / \text{tonne} \times 134\text{tonnes} \times 1500\text{FCFA} / h}{134500kg} = 90\text{FCFA} / kg$$

II.1.4 IMPUTATION DU MATERIEL CI_m

Il s'agit de :-Grues , soudure, meuleuses, outillage etc.

Nous l'avons estimé à 100% de CM_o

$$CI_m = 90\text{FCFA} / kg$$

II.1.4 COUT DES CONSOMMABLES CC_o

CC_o = 5 à 15% de CM_o soit

$$CC_o = 13.5\text{FCFA} / kg$$

Le coût du montage sera donc :

$$CM_{on} = CM_o + CI_m + CC_o$$

$$CM_{on} = 90 + 90 + 13.5 = 194\text{FCFA} / kg$$

Le coût du réservoir monté nu sera alors

$$CR_n = CM_{at} + C_{Mon}$$

$$CR_n = 400 + 194 = 594 FCFA / kg$$

En supposant une précision de 10% on aura donc :

$$CR_n = 1.1CR_n = 1.1 \times 594 = 653.4 FCFA / kg$$

$$CR_n = 653.4 FCFA / kg \times 133987 kg = 87547105.8 FCFA$$

II.2 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

N°PRIX	DESIGNATION	UNITE	QTE	P.U	COUT TOTAL
I	TRAVAUX PREPARATOIRES				
I.1	Installation de chantier et repli	Ft	1	1 500 000	1 500 000
I.2	Levé topographique et implantation	Ft	1	900 000	900 000
I.3	Préparation et nettoyage du terrain	Ft	1	1 250 000	1 250 000
I.4	Transport des matériels	Ft	1	1 500 000	1 500 000
	TOTAL 1				5 150 000
II	TERRASSEMENT				
II.1	Fouille pour la fondation	m3	623	6 500	4 049 500
	TOTAL 2				4 049 500
III	RESERVOIR				
III.1	Reservoir nu				87 547 105.8
III.2	Peinture du reservoir	m²	3451	2250	7764750
	TOTAL 3				95 311 855.8
IV	GENIE CIVIL				
IV.1	Béton de propreté de l'assise du reservoir	m3	22,61	65000	1469650
IV.2	Béton pour radier	m3	131,16	118000	15476880
IV.3	Béton de la couronne (voile)	m3	17,63	118000	2080340
IV.4	Coffrage et decoffrage de la couronne	m²	88,17	5000	440850
IV.5	Fourniture et mise en œuvre du sable compactée sur 30 cm	m3	124,58	8000	996640
IV.6	Fourniture et mise en œuvre de la latérite compactée sur 30 cm	m3	124,58	10000	1245800
IV.7	Fourniture et mise en œuvre de l'émulsion de bitume pour couche d'accrochage	m²	415,26	1200	498312
IV.8	Férrailage pour le radier	kg	674,88	1000	674880
IV.9	Férrailage pour couronne	kg	1014	1000	1014000
	TOTAL 4				23897352
	TOTAL				128 408 707.7
	IMPREVUS (10%)				12 840 870.78
	TOTAL HT				141 249 578.48
	TVA (18%)				25 424 924.12
	TOTAL TTC				166 674 502.6

Tableau 19 :Devis quantitatif et estimatif

Arrêté le présent devis estimatif à la somme de : **CENT SOIXANTE SIX MILLIONS SIX CENT SOIXANTE QUATORZE MILLE CINQ CENT DEUX MILLE (166 674 502) Francs FCFA**

CONCLUSION

L'étude détaillée du réservoir en acier et son assise en béton armé nous a permis de comprendre que le dimensionnement d'un ouvrage de stockage métallique est quasi-différent des ouvrages d'art en béton armé car il est considéré comme un ouvrage spécial et leur étude requiert le respect de certaines normes établies.

Ce dimensionnement tient largement compte de la pression du gasoil que contient le réservoir et qui agit sur la robe car elle permet de déterminer les épaisseurs des viroles. Les contraintes engendrées par cette pression interne ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité de l'acier car elles peuvent déformer l'ouvrage.

L'épaisseur de la toiture a été déterminée en fonction de la dernière virole de la robe, une cornière de rive de $L150 \times 150 \times 15$ servira de jonction entre la robe et le toit. Pour limiter le voilement du réservoir, deux raidisseurs secondaires sont nécessaires $120 \times 80 \times 10$.

Le dimensionnement de l'assise a permis de comprendre que les armatures et les épaisseurs de la couronne, du radier sont obtenues par rapport au poids du réservoir, des forces de poussée et de butée. Il a été aussi montré que la capacité portante du sol est largement suffisante et le tassement du sable est dans l'ordre de centimètre.

Cependant, le réservoir doit être soigneusement exécuté notamment sa géométrie car une petite imperfection entraînera des dégâts majeurs sur l'ouvrage. Les recommandations relatives à l'inspection et à la maintenance doivent être respectées pour assurer une longue durée de vie au réservoir.

La réalisation d'une étude d'impact environnemental a permis d'identifier les impacts positifs et négatifs du projet sur l'environnement et de proposer des mesures de sécurités et de correction nécessaires.

Ce projet est estimé à une somme de : cent soixante-six millions six cent soixante-quatorze mille cinq cent deux mille (166 674 502) francs FCFA

BIBLIOGRAPHIE

1. Jean MOREL, « Calcul des structures métalliques selon Eurocode 3 », Edition EYROLLES, 2008
2. FD ENV 1993-1-6 EUROCODES 3- Calcul des structures en acier « Règles générales-Règles supplémentaires pour la résistance et la stabilité des structures » publié par AFNOR en Septembre 2002
3. FD ENV 1993-1-6 EUROCODES 3-Calcul des structures en acier « Silos, réservoirs et canalisations-Réservoirs » publié par AFNOR en octobre 1997
4. XP ENV 1991-2-1 EUROCODES 1 « Bases de calcul et actions sur les structures et sur le document d'application National » publié par AFNOR en février 2003
5. XP P 22-311/A2 EUROCODES 3-Construction métallique « Calcul des structures en acier» édition Septembre 2002
6. Outil d'inspection : Réservoirs de stockage aériens atmosphériques » Deuxième version test 21/06/2009 SERCICES BELGES D'INSPECTION SEVESO
7. API (American Petroleum Institute), Welded Tanks for oil storage, API STANDARD 650 TWELFTH EDITION, MARCH 2013
8. API 650 TANKS : Installation and commissioning by Mike Raine BSc MSc MIEAust AFIAM. 5/27/2009
9. 2010 ASME (The American Society of Mechanical Engineers) Boiler & Pressure Vessel Code (2010 Edition)
- 10-Règles Neige et Vent (NV65), DTU PO6-002, Avril 2000 : Règle de calcul définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes.
11. Règles BAEL 91 révisée 99 (DTU P 18-702) (Février 2000) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armé suivant la méthode des états limites.
12. DTU 13-3, Dallage : Conception, calcul et exécution, NFP 11-213-1, Mars 2005.
13. THIAKOYE COULIBALY, Edition 1985 « Etude complète d'une unité de stockage d'hexane.
14. CODRES « code de construction des réservoirs de stockage cylindriques verticaux » de la division 1 de l'édition 2007
15. Marcelin KOUAKOU, Etude d'Impact Environnemental et Social (EIES), cours Master2, 2014.

ANNEXES

ANNEXE 1 : NOTE DE CALCUL FONDATION RESERVOIR

I. DETERMINATION DES FORCES DE POUSSEE ET DE BUTEE

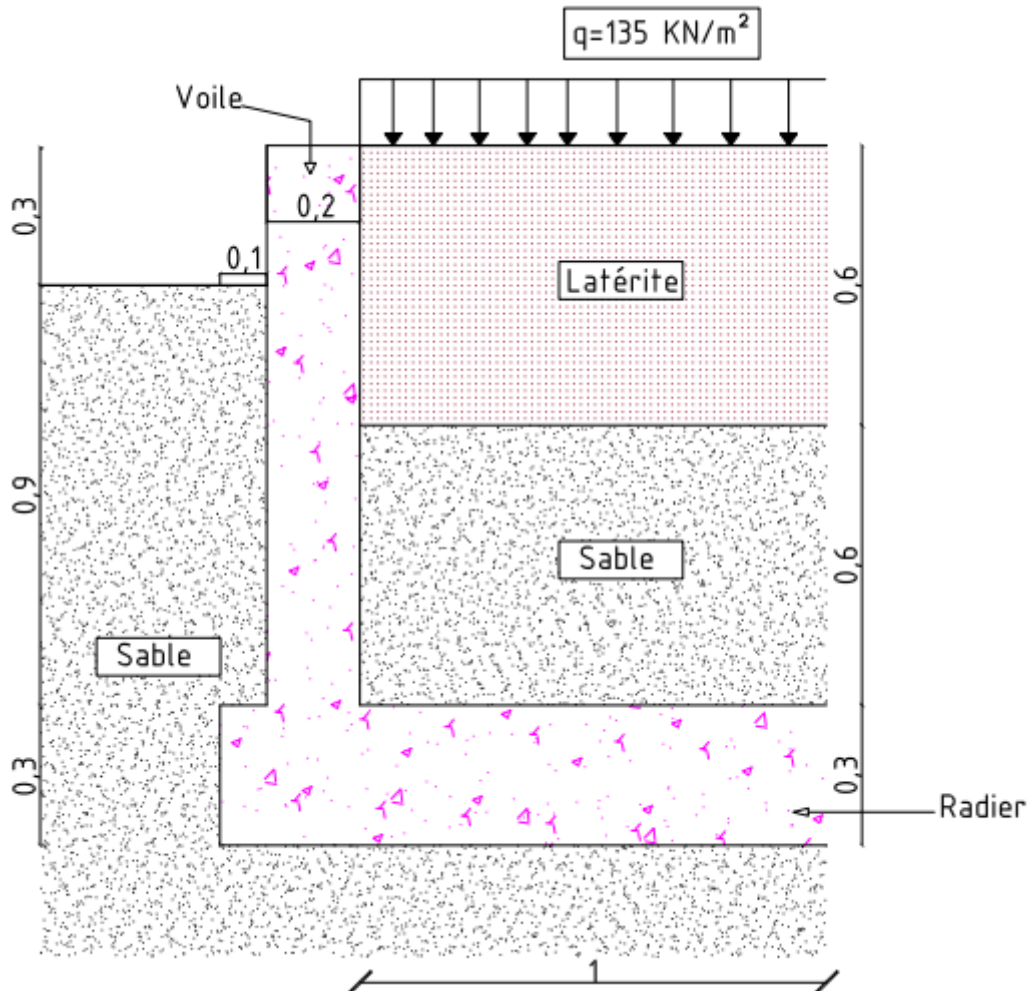


Figure 19 : Composition de l'assise

I.1 CALCUL DES CONTRAINTES DANS LES SOLS

Dans la latérite

$$\text{Pour } \phi = 36^\circ \quad K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{36^\circ}{2}\right) = 0.259$$

Contrainte qui s'exerce sur le voile :

$$Z=0 \quad \sigma'_{a_0} = \sigma_{a_0} = K_a p_q$$

$$\sigma'_{a_0} = \sigma_{a_0} = 0.259 \times 135 = 34.96 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{a_0} = \sigma_{a_0} = 34.96 \text{ kPa}$$

$$Z = 0.6 \text{ m} \quad \sigma'_{a_{0.6}} = \sigma'_{a_0} + \gamma H K_a$$

$$\sigma'_{a_{0.6}} = 34.96 + 20 \times 0.6 \times 0.259 = 38.073 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{a_{0.6}} = 38.073 \text{ kPa}$$

Dans le sable

$$\phi = 30^\circ \quad K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) = \tan^2(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}) = 0.333$$

$$Z=0.6\text{m} \quad \sigma'_{a_{0.6}} = (135 + 0.6 \times 20) \times 0.333 = 48.95 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{a_{0.6}} = 48.95 \text{ kPa}$$

$$Z=1.2\text{m} \quad \sigma'_{a_{1.2}} = \sigma'_{a_{0.6}} + \gamma H K_a$$

$$\sigma'_{a_{1.2}} = 48.95 + 18 \times 0.6 \times 0.333 = 52.54 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{a_{1.2}} = 52.54 \text{ kPa}$$

Butée

$$\phi = 30^\circ \quad K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 3$$

$$Z=0 \quad \sigma_{p_0} = 0$$

$$\sigma_{p_0} = 0$$

$$Z=1\text{m} \quad \sigma_{p_1} = \gamma H K_p$$

$$\sigma_{p_1} = 18 \times 1.2 \times 3 = 64.8 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{p_1} = 64.8 \text{ kPa}$$

1.2 FORCES DE PRESSION ET LEUR POINT D'APPLICATION

Poussée

$$P_a = 34.96 \times 0.6 + \frac{0.6 \times (38.07 - 34.96)}{2} + 48.95 \times 0.6 + \frac{0.6 \times (52.54 - 48.95)}{2} = 52.35 \text{ KN / m}$$

$$P_a = 52.35 \text{ KN / m}$$

Point d'application

$$Z_a \times P_a = 34.96 \times 0.6 \times 0.9 + \frac{0.6 \times (38.07 - 34.96)}{2} \times 0.8 + 48.95 \times 0.6 \times 0.3 + \frac{0.6 \times (52.54 - 48.95)}{2} \times 0.2$$

$$Z_a = 0.54 \text{ m}$$

Butée

$$P_p = \frac{64.8 \times 1.2}{2} = 38.88 \text{ KN / m}$$

$$P_p = 38.88 \text{ KN / m}$$

Point d'application

$$Z_p = Z / 3 = 1.2 / 3 = 0.4m$$

$$Z_p = 0.4m$$

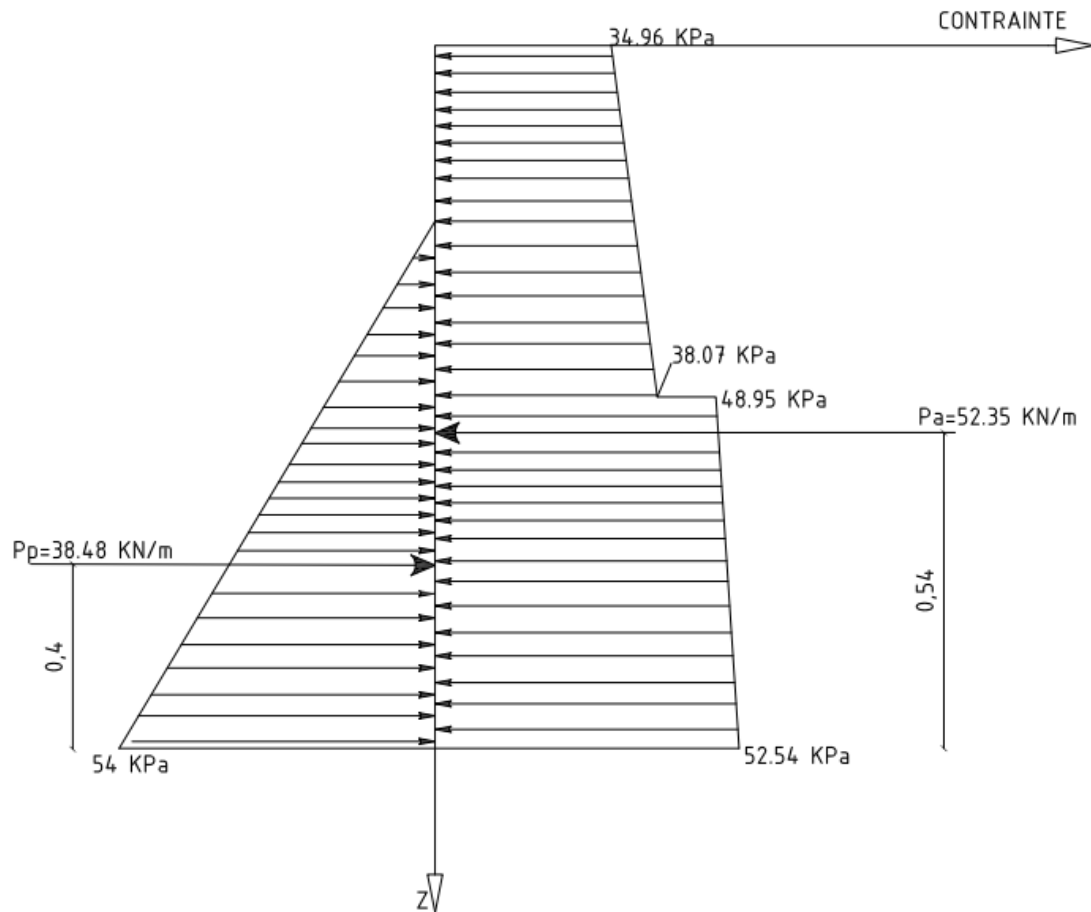


Figure 20 : Diagramme des contraintes

		ACTIONS	Hauteur (m)	Largeur (m)	Surface (m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids/ml	Bras de levier	Moments
Charge permanente (G)	a	Voile (Pv)	1,2	0,2	0,24	25	6	0,2	1,2
	b	Radier (Pr)	0,3	1,3	0,39	25	9,75	0,65	6,34
	1	Mur a+b					15,75		7,54
	2	Latérite (Pt1)	0,6	1	0,6	20	12	0,8	9,6
		Sable (Pt2)	0,6	1	0,6	18	10,8	0,8	8,64
		Sable (Pt3)	0,9	0,1	0,09	18	1,62	0,05	0,081

	4	Poussée terres (Pa)		52,35	0,54	-28,27
	5	Butée (Pp)		38,88	0,4	15,55
	6	Reservoir (Pq)		135	0,8	108

Tableau 20 : Récapitulatif des résultats de calcul de l'assise

RECAPITILATIF DES FORCES HORIZONTALES ET VERICALES

	Actions Horizontales KN/ml	Actions verticales KN/ml	Bras levier (m)	M/A KN.m
radier		9,75	0,65	6,34
voile		6	0,2	1,2
Terre amont (Latérite+ sable)		22,8	0,8	18,24
Terre aval (sable)		1,62	0,01	0,0162
Poussée	52,35		0,54	28,269
Butée	38,88		0,4	15,552
Charge d'exploitation		135	0,8	108
TOTAL	13,47	175,17		121,08

1.3 VERIFICATION DE L'ASSISE**a) Vérification au renversement**

Calcul du coefficient de stabilité FS au renversement

$$F_{Srenv} = \frac{\text{Moments stabilisateurs}}{\text{Moments moteurs}}$$

$$\frac{M_{P_v} + M_{P_r} + M_{P_t} + M_{P_q}}{M_{P_a} + M_{P_p}} > 1.5$$

$$\frac{1.2 + 6.34 + 18.24 + 108}{28.27 - 15.552} = 10.52 > 1.5$$

$$10.52 > 1.5$$

Ok !

b) Vérification au poinçonnement

$$R_v = P_r + P_v + P_t + P_q = 6 + 9.75 + 12 + 10.8 + 1.62 + 135 = 175.17 \text{ KN} / m$$

Excentricité

$$e_A = \frac{\sum M_{/A}}{R_v};$$

$$\sum M_{/A} = 121.08 \text{ KN.m}$$

$$e_A = \frac{121.08}{175.17} = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{Tiers central : } \begin{cases} \frac{b}{3} = \frac{1.3}{3} = 0.433 \\ \frac{2b}{3} = 0.87 \end{cases}$$

⇒ R (résultante de R_v et R_H) passe dans le tiers central

Diagramme des contraintes du sol : trapézoïdal

$$\sigma_{ref} = \frac{5R_v}{2b} \left(1 - 1.2 \frac{e_A}{b}\right)$$

$$\sigma_{ref} = \frac{5 \times 175.17}{2 \times 1.3} \left(1 - 1.2 \frac{0.69}{1.3}\right) = 122.30 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{ref} = 122.30 \text{ KN / m}^2$$

$$\tan \delta_R = \frac{R_H}{R_v} = \frac{13.47}{175.17} = 0.076$$

$$\delta_R (\text{radian}) = 0.076$$

$$e^{-\delta_R} = 0.92$$

La condition de poinçonnement du sol de fondation est :

$$\sigma_{ref} \leq \bar{\sigma}_{ser} = \bar{q}_{ser} \times e^{-\delta_R}$$

$\bar{q}_{ser}$: contrainte admissible du sol

$$\bar{q}_{ser} = 200 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{ref} = 122.30 \text{ KN / m}^2 \leq \bar{\sigma}_{ser} = 200 \times 0.92 = 184 \text{ KN / m}^2$$

Ok !

c) Vérification au glissement

la condition satisfaisante de non glissement est :

$$\operatorname{tg} \delta_R = \frac{R_H}{R_V} \leq 0.5$$

$$\text{Or } \operatorname{tg} \delta_R = \frac{R_H}{R_V} = \frac{13.47}{175.17} = 0.076 < 0.5$$

Condition largement vérifiée

II FERRAILLAGE DE LA COURONNE**II.1 DETERMINATION DES ARMATURES VERTICALES**

M_{ser} est le moment de flexion maximal sur la couronne du aux poussées

$$M_{ser} = M_{P_a} + M_{P_p} = 28.27 - 15.55 = 12.72 \text{ KN} / \text{m}$$

$$N_{ser} = 6 \text{ KN} (\text{poids voile})$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{12.72}{6} = 2.12$$

$$d = 0.2 - 0.04 = 0.18 \text{ cm}$$

$$\frac{10^3 \times M_{ser}}{d^2 \sigma_s} = \frac{10^3 \times 0.013}{0.16^2 \times 250} = 2.65 \Rightarrow \frac{A}{d} = 29$$

$$A = 0.16 \times 29 = 4.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{ser/A} = 4.08 + 6 \left(0.18 - \frac{0.2}{2} \right) = 4.56 \text{ KNm} / \text{m}$$

Section minimale d'aciers A_{min}

$$0.125\% \times bh = 0.125 \times 100 \times 0.2 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Nous choisissons de mettre en place des HA12 avec espacement de 25cm

II.2 DETERMINATION DES ARMATURES DU RADIER

Nous allons utiliser la combinaison 3

Evaluation des actions verticales et horizontales :

$$R_V = P_r + P_v + P_t + P_q = 6 + 9.75 + 12 + 10.8 + 1.62 + 135 = 175.17 \text{ KN} / \text{m}$$

$$R_H = P_{P_a} + P_{P_p} = 52.53 - 38.88 = 13.47 \text{ KN} / \text{m}$$

Excentricité

$$e_A = \frac{\sum M_{/A}}{R_V};$$

$$\sum M_{/A} = 121.08 \text{ KN.m}$$

$$e_A = \frac{121.08}{175.17} = 0.69 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{R_V}{2e_A}$$

$$\sigma = \frac{175.17}{2 \times 0.69} = 126.43$$

$$0.6 \times 20 + 0.6 \times 18 + 135 = 157.8 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 157.8 \times \frac{1^2}{2} - 126.43 \times \frac{1^2}{2} = 15.12 \text{ KNm / m} = 0.015 \text{ MNm / m}$$

$$\frac{10^3 \times M_{ser}}{d^2 \sigma_s} = \frac{10^3 \times 0.015}{0.26^2 \times 250} = 0.88 \Rightarrow \frac{A}{d} = 9$$

$$A = 0.26 \times 9 = 2.34 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Section minimale d'aciers

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 26 \frac{2.1}{500} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Nous allons disposer des HA 10 avec espacement de 30cm

II.3 CALCUL DES SECTIONS DES CERCES

Les cerces sont soumises à la traction

Effort normal de traction

$$N = P \times R$$

$$N = (P_a + P_p + P_v) \times 11.5 = (52.35 - 38.88 + 6) \times 11.5 = 223.9 \text{ KN} = 22.4 \text{ T}$$

❖ Vérification des contraintes de traction dans le béton

Les anneaux sont soumis à la traction pure alors nous allons prendre une bande de 1m pour vérifier la contrainte du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{b \times h}$$

h : épaisseur couronne

$$\sigma_{bc} = \frac{224}{1 \times 0.2} = 1.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.1 \theta f_{t28}$$

$$\theta = 1 \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.1 \times 1 \times 2.1 = 2.31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$$

La condition est vérifiée sinon on allait changer l'épaisseur de la couronne

- Section d'aciers minimaux

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_e = 500 \text{ MPa}; b = 1 \text{ m et } h = 0.2$$

$$A_{\min} = 100 \times 20 \times \frac{2.1}{500} = 8.4 \text{ cm}^2$$

Pour les aciers du côté extérieur et intérieur : comme la fissuration est préjudiciable

Enrobage : 40mm côté intérieur, 40mm côté extérieur

D'où les hauteurs utiles d pour les aciers côté paroi des deux faces

$$d = 0.2 - 0.04 = 0.16 \text{ m}$$

Le pourcentage minimal est de 0.125% (Fascicule 74),
soit : $0.00125 \times 0.16 \times 10^4 = 2 \text{ cm}^2 / \text{m}$ que nous assurerons avec du HA 8,
 $s = 240 \text{ mm}^2 = 2.08 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{22.4}{2.5} = 8.96 \text{ cm}^2$$

Nous disposerons des aciers HA 14 avec espacement de 20cm

III CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS LE RADIER

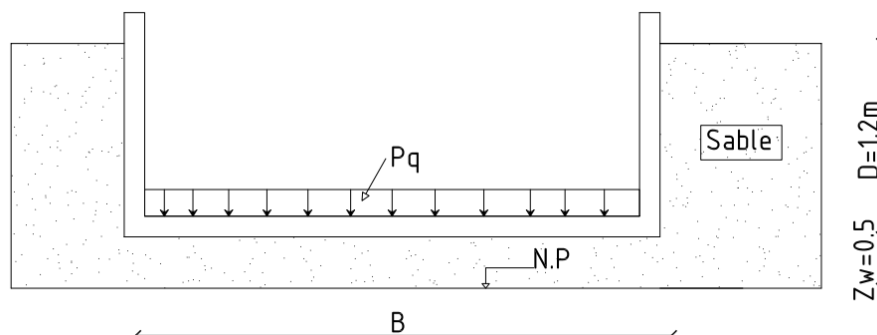


Figure 21 : sol d'assise de la fondation

$$B = 22 + 0.5 \times 2 + 0.2 \times 2 = 23.4$$

$$P_q = \text{Charge reservoir} + \text{charge(laterite + sable)}$$

$$P_q = 135 \text{KN} / \text{m}^2 + 20 \text{KN} / \text{m}^3 \times 0.6 \text{m} + 18 \text{KN} / \text{m}^3 \times 0.6 \text{m} = 157.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_q = 157.8 \text{KN} / \text{m}^2$$

Caractéristiques du sable :

$$\text{Poids volumique : } \gamma = 18 \text{KN} / \text{m}^3$$

$$\text{Angle de frottement : } \phi = 30^\circ$$

$$\text{Cohésion : } c = 0$$

$$\gamma_{sat} = 20 \text{KN} / \text{m}^3$$

a) Capacité portante (q_d)

$$\text{Hypothèse : } \frac{D}{B} = \frac{1.2}{23.4} = 0.0512 < 2.5 \Rightarrow \text{formule de SKEMTON}$$

$$q_d = (1 + 0.2 \frac{B}{L})(1 + 0.2 \frac{D}{B})C_u \times N_c + \gamma_s D N_q + (1 - 0.4 \frac{B}{L}) \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$C_u = 0 \text{ (pas de cohésion)} \Rightarrow (1 + 0.2 \frac{B}{L})(1 + 0.2 \frac{D}{B})C_u \times N_c = 0$$

$$q_d = \gamma_s D N_q + (1 - 0.4 \frac{B}{L}) \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Pour } \phi = 30^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_\gamma = 22.40 \\ N_q = 18.40 \end{cases}$$

$$Z_w < B : \gamma = \gamma' + \frac{Z_w(\gamma_s - \gamma')}{B}$$

Dans cette formule, γ est le poids volumique apparent du sol au-dessus de la nappe et γ' est le poids volumique que déjauge du sol sous la nappe.

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 20 \text{KN} / \text{m}^3 - 9.8 \text{KN} / \text{m}^3 = 10.2 \text{KN} / \text{m}^3$$

$$\gamma = 10.2 + \frac{0.5(18 - 10.2)}{23.4} = 10.37 \text{KN} / \text{m}^3$$

$$q_d = 18 \times 1.2 \times 18.4 + (1 - 0.4 \times \frac{23.4}{23.4}) \frac{1}{2} \times 10.37 \times 23.4 \times 22.4 = 2028.1 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_d = 2028.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Portance nette (q_d')

Les calculs précédents sont des calculs à la rupture, pour limiter les tassements à des valeurs acceptables, il convient d'introduire dans les formules un coefficient de sécurité et de définir une contrainte admissible ou de service.

En règle générale, on peut prendre pour contrainte admissible le tiers de la capacité portante à la rupture q_d

$$q_d = q_{brute}$$

Mais il est satisfaisant d'introduire la portance nette

$$q_d' = q_d - \gamma_s D$$

$$q_d' = 2028.1 - 18 \times 1.2 = 2006 \text{ KN} / \text{m}^2$$

a) Contrainte admissible nette avec coefficient de sécurité $F=3$ (q_d')

$$q_{adm, nette} = \frac{q_d}{3} = \frac{2028.1}{3} = 676 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{adm, brute} = \frac{q_d}{3} + \gamma_s d = 676 + 18 \times 1.2 = 697.6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{adm, brute} = 668.36 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec la charge du réservoir et le poids de la terre que contient la l'assise, notre sol d'assise peut résister car ses contraintes admissibles sont plus élevées.

$$q_{adm, brute} = 668.36 \text{ KN} / \text{m}^2 \geq P_q = 157.8 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

IV CAPACITE PORTANTE DU SOL SOUS LE RESERVOIR

a) Latérite

$$\text{Pour } \phi = 36^\circ \begin{cases} N_c = 50.59 \\ N_q = 37.75 \\ N_\gamma = 56.31 \end{cases}$$

$$q_d = \gamma_s D N_q + (1 - 0.4 \frac{B}{L}) \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$$q_d = 20 \times 0 \times 37.75 + (1 - 0.4 \frac{23.4}{23.4}) \frac{1}{2} \times 20 \times 23.4 \times 56.31$$

$$q_d = 7905.92 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Contrainte admissible nette

$$q_{adm,nette} = \frac{q_d}{3} = \frac{7905.92}{3} = 2635.3 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{adm,nette} = 2635.3 \text{ KN} / \text{m}^2 \geq \text{Charge reservoir} = 135 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

b) Sable

$$\phi = 30^\circ \Rightarrow \begin{cases} N_c = 30.14 \\ N_q = 18.40 \\ N_\gamma = 22.40 \end{cases}$$

$$q_d = (1 - 0.4 \frac{23.4}{23.4}) \frac{1}{2} \times 18 \times 23.4 \times 22.4$$

$$q_d = 2830.46 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Contrainte admissible nette

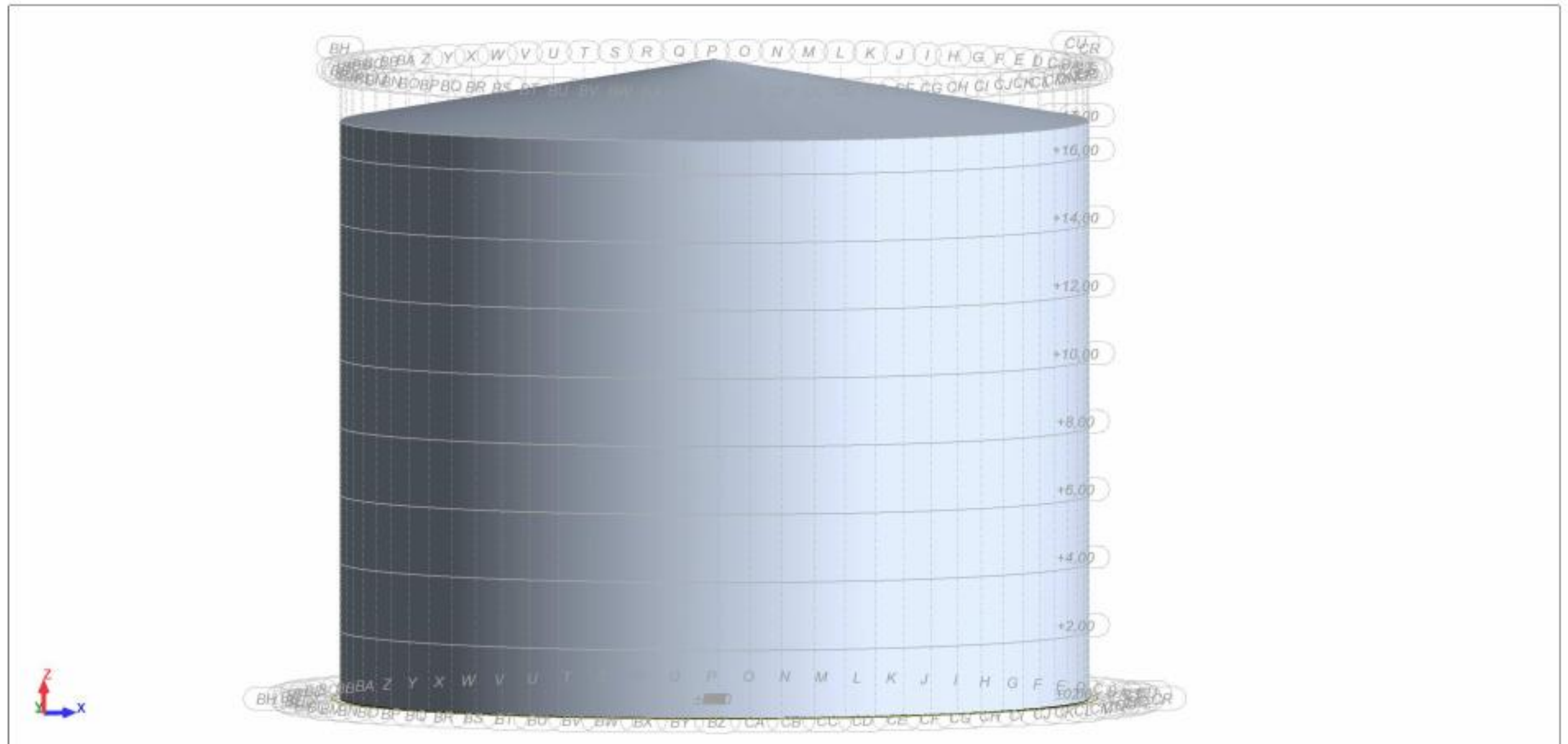
$$q_{adm,nette} = \frac{q_d}{3} = \frac{2830.46}{3} = 943.488 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{adm,nette} = 943.48 \text{ KN} / \text{m}^2 \geq \text{Charge reservoir} = 135 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ OK}$$

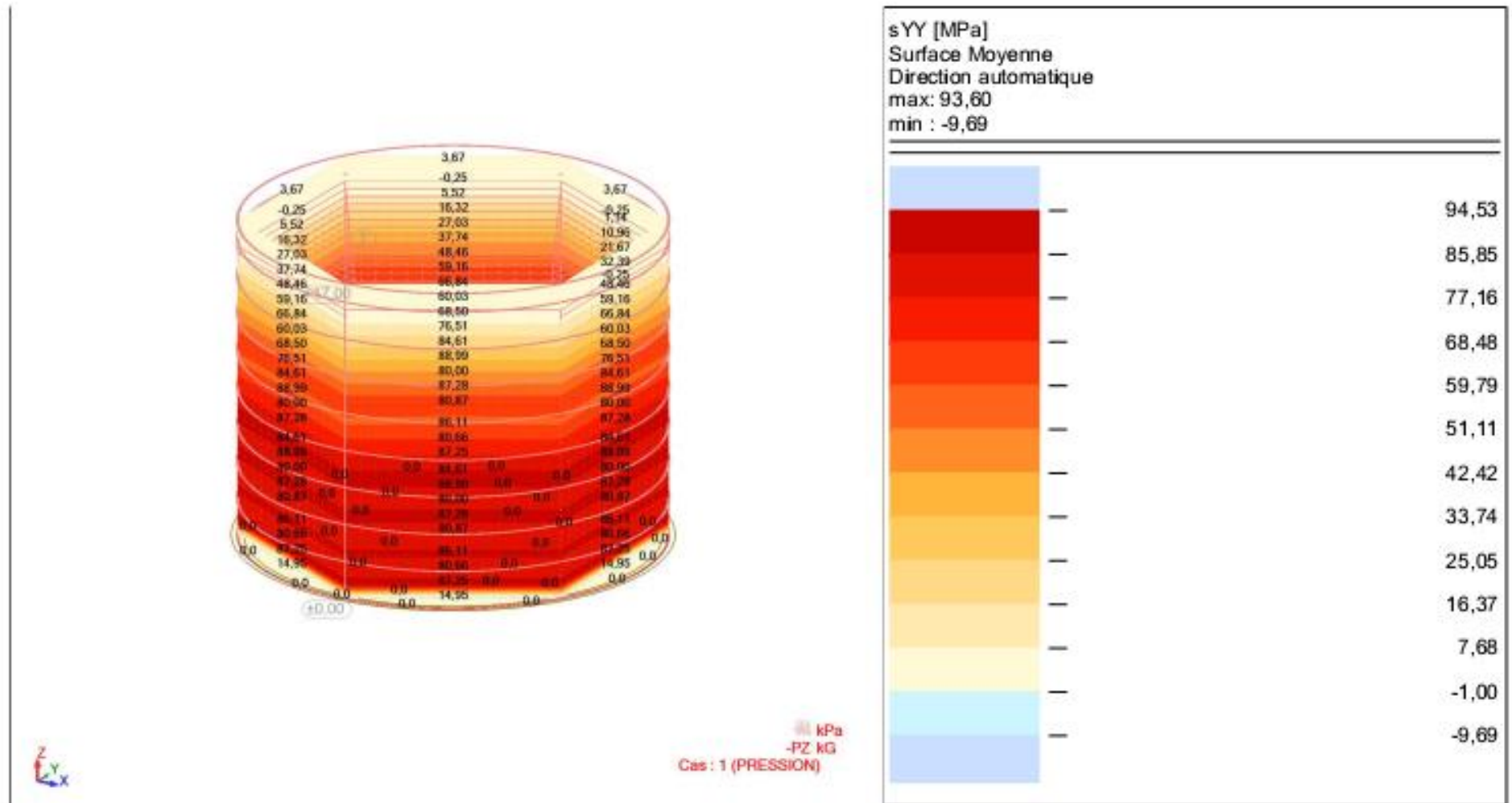
ANNEXE 2 : NOTES DE CALCUL : RESERVOIR ET SON ASSISE

RESERVOIR

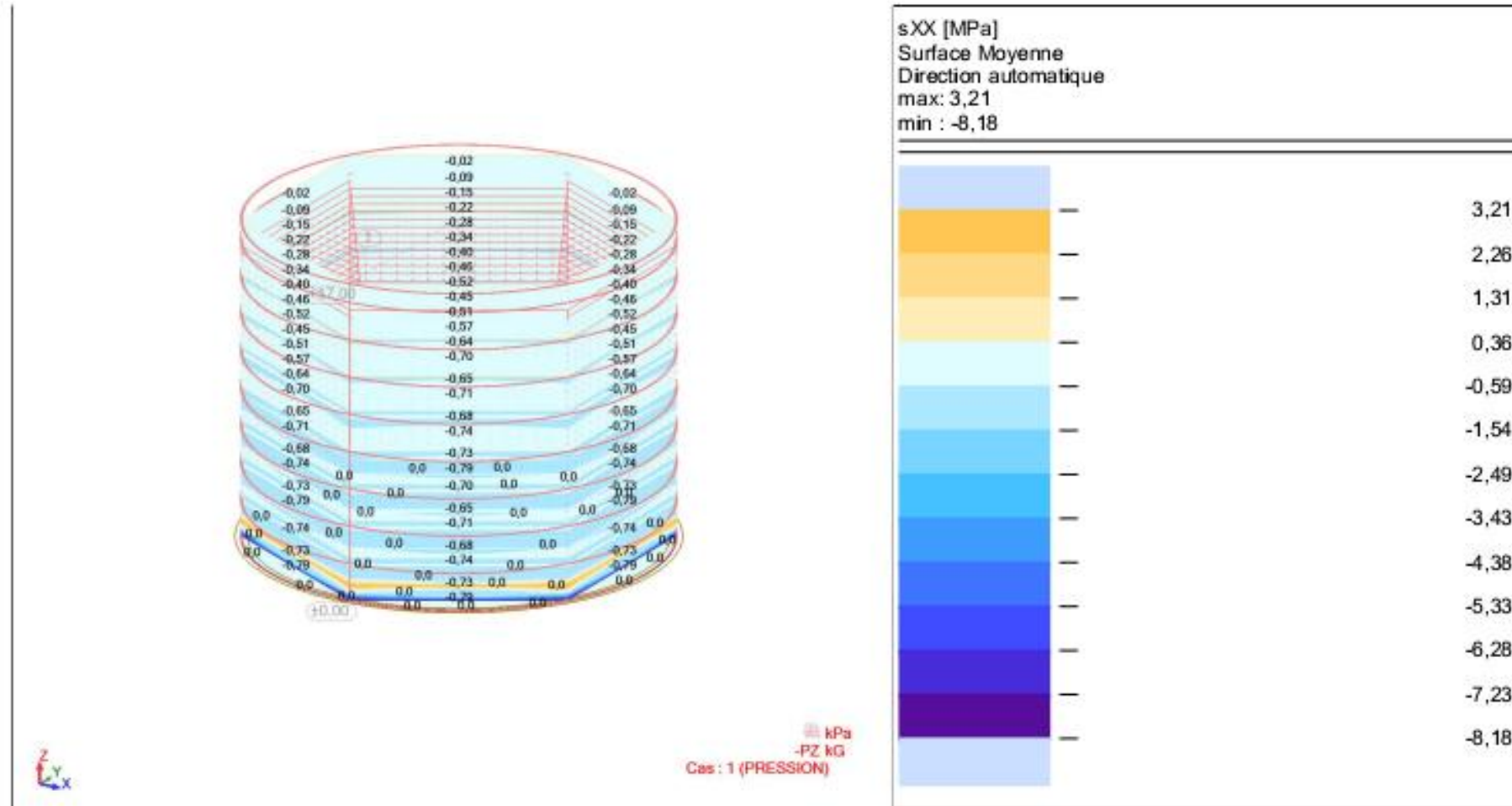
Vue



Cartographies pour les panneaux:5 - sYY [MPa] Surface Moyenne Direction automatique Cas : 1 (PRESSION)



Cartographies pour les panneaux4 - sXX [MPa] Surface Moyenne Direction automatique Cas : 1 (PRESSION)



Nous remarquons que les contraintes dans les tôles de la robe sont presque les mêmes que celles calculées manuellement sauf qu'il existe une différence sur les contraintes suivant X.(confère tableau 11).

Vérification

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} = \sqrt{\sigma_{xpo}^2 + \sigma_{ypo}^2 - \sigma_{xpo} \times \sigma_{ypo} + 3\tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{ypo} = 93.60$$

$$\sigma_{xpo} = 3.21$$

$$\sigma_{\text{eqV.Mises}} = 93.54 < f_{eq,Rd} = 224$$

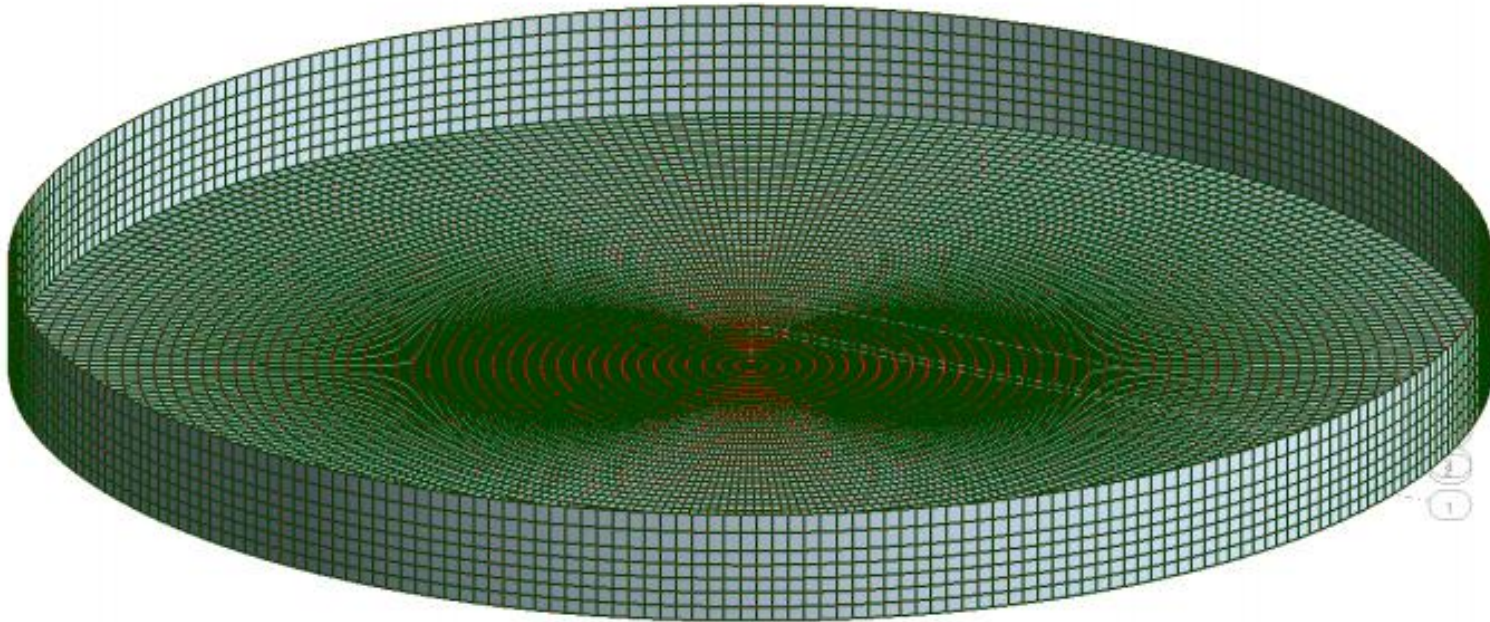
Condition largement vérifiée

Notre réservoir ne présente aucun risque

NOTE CALCUL ASSISE RESERVOIR

La structure a été modélisée en éléments finis surfaciques avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2010.

Vue 3D



PANNEAUX

Panneau	Epaisseur	Epaisseur (cm)	Matériau	Type de maillage	Type de ferailage	Surface (m²)	KZ (T/m3)	KX (T/m3)	Ky (T/m3)
1_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
1_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
1_Côté(1)	EP30-B25-Kz3000 T/m3	30	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
2_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
2_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
2_Côté(1)	EP30-B25-Kz3000 T/m3	30	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	207,722	3000	0	0
3_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
3_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
3_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
4_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
4_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
4_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	41,547	0	0	0
5_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
5_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
5_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
6_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
6_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
6_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
7_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
7_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
7_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
8_Réf(1)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0

8_Réf(2)	—		BETON25	Aucun	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0
8_Côté(1)	EP20-B25	20	BETON25	Coons	Direction Radiale-B2	10,838	0	0	0

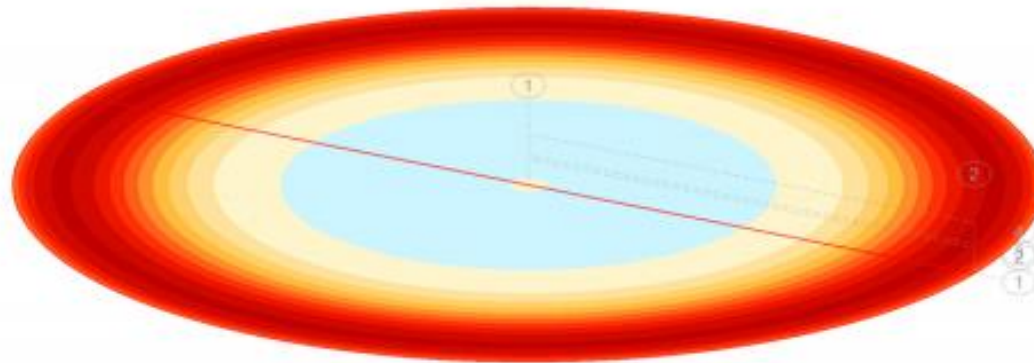
Chargements-Cas:1A8

Cas	Nom du cas	Nature	Type de charge	Liste
1	Poids Propre	permanente	poids propre	1A8
2	Poussée Int Sable sur voile	permanente	(EF) pression hydrostatique	5A8
3	Poussée int Latérite sur voile	permanente	(EF) pression hydrostatique	3 4
4	Poids Sable+Latérite	permanente	(EF)surfacique uniforme	1 2
5	Poussée Réservoir+gazoil	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique	3A8
6	Poids Réservoir+gazoil	d'exploitation	(EF)surfacique uniforme	1 2
7	Poussée Ext Sable	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique	3A6
8	Surcharge Ext Sable	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique	3A6

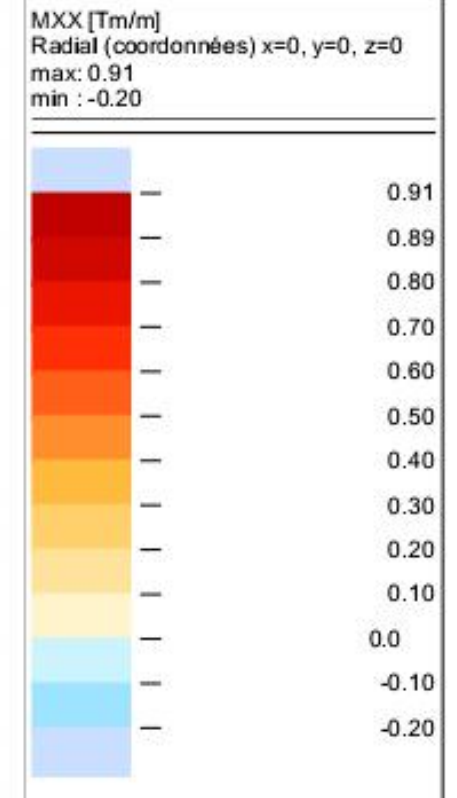
Définition des pondérations-Cas:9 12

Combinaison/comp	Définition
ELS/1	$1*1,00+2*1,00+3*1,00+4*1,00$
ELS/2	$1*1,00+2*1,00+3*1,00+4*1,00+5*1,00+6*1,00+7*1,00+8*1,00$
ELS/3	$1*1,00+2*1,00+3*1,00+4*1,00+*1,00+6*1,00$
ELS/4	$1*1,00+2*1,00+3*1,00+4*1,00+7*1,00+8*1,00$

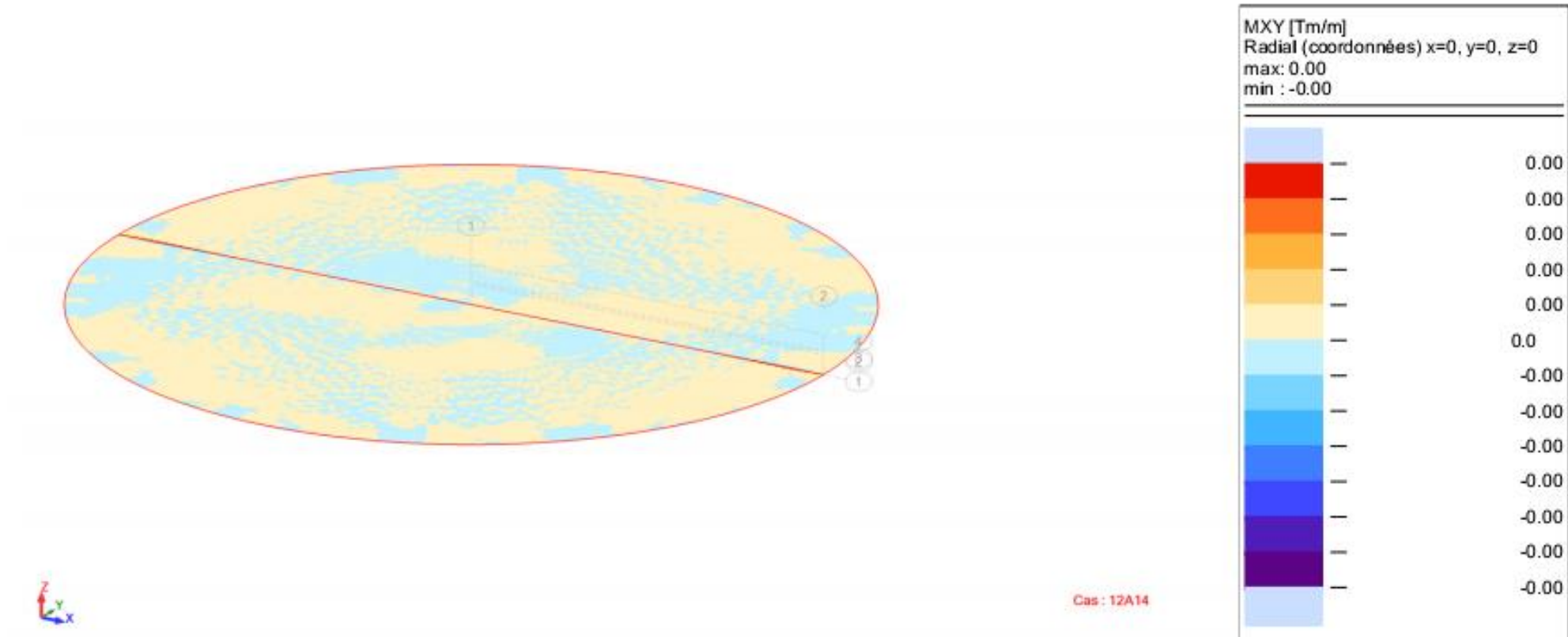
Cartographies pour les panneaux - MXX [Tm/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



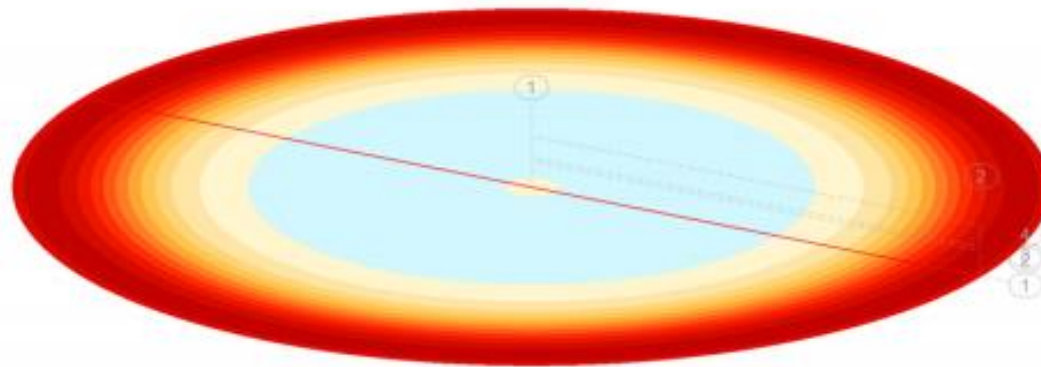
Cas : 12A14



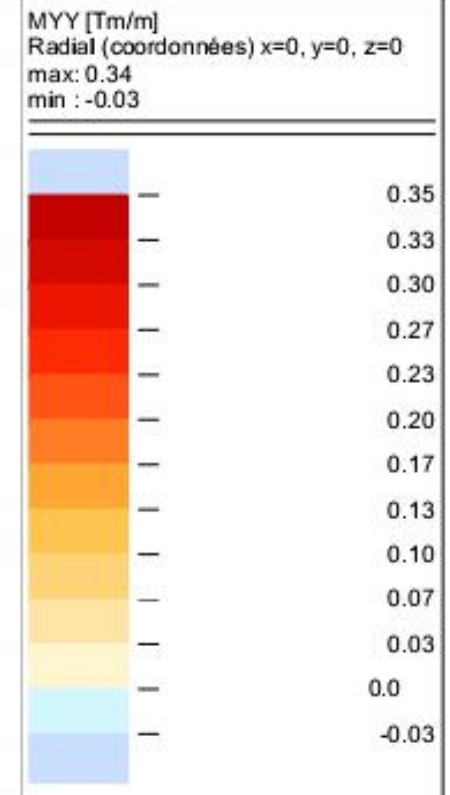
Cartographies pour les panneaux:2 - MXY [Tm/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



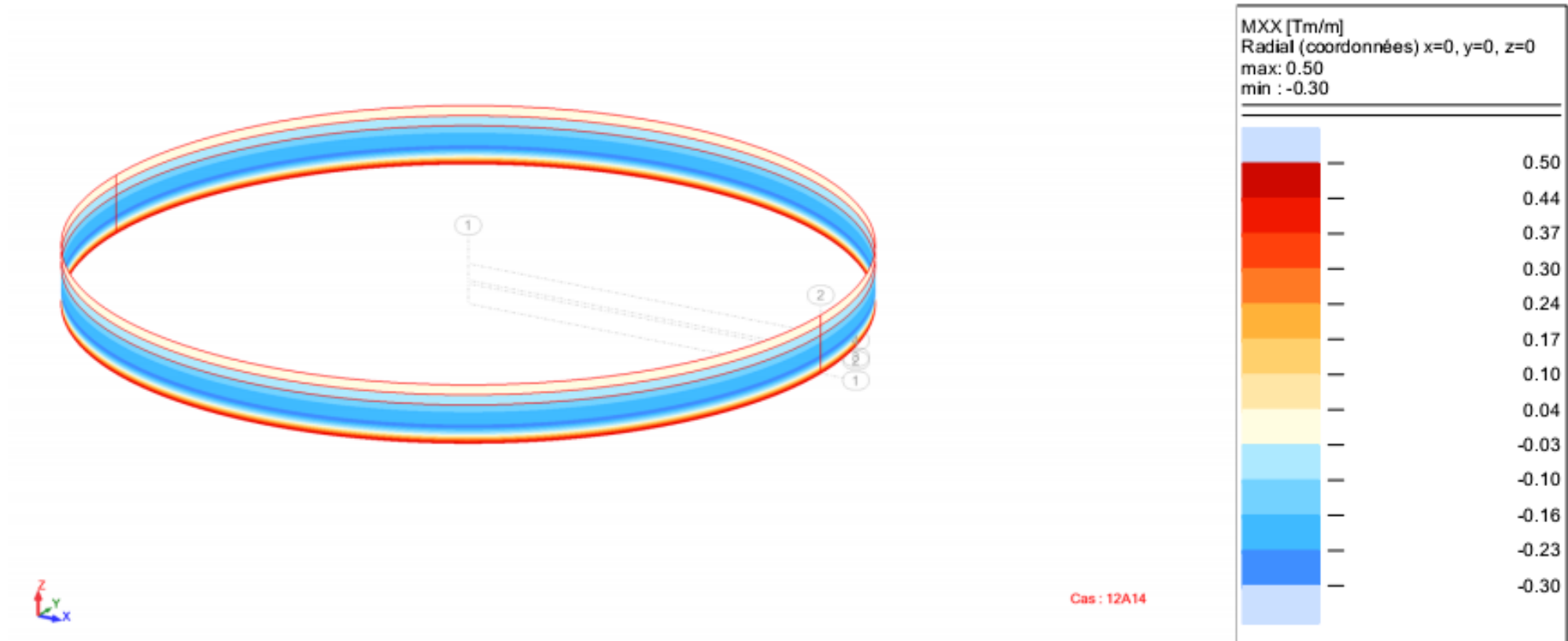
Cartographies pour les panneaux: 1 - MYY [Tm/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



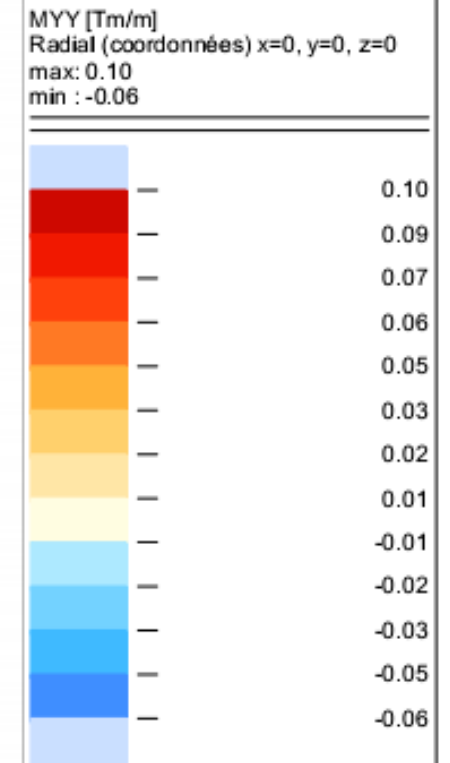
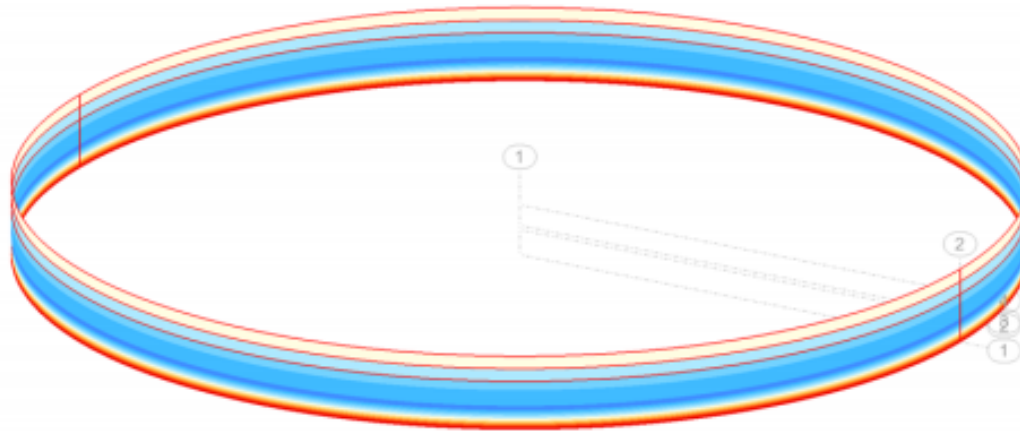
Cas : 12A14



Cartographies pour les panneaux: 1 - MXX [Tm/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)

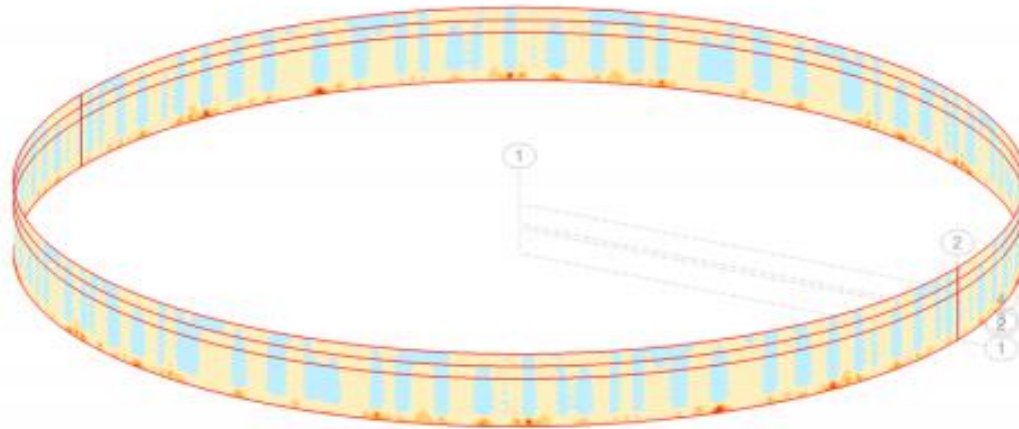


Cartographies pour les panneaux:2 - MYY [Tm/m] Radial (coordonnées) x=0, y=0, z=0 Cas : 12A14 (+)

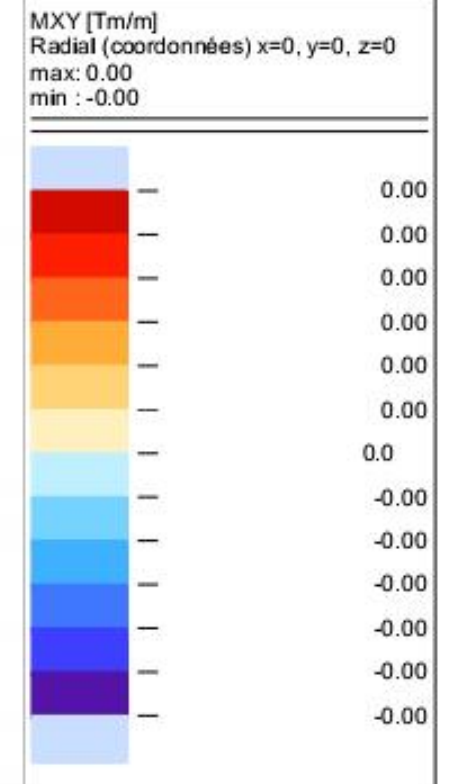


Cas : 12A14

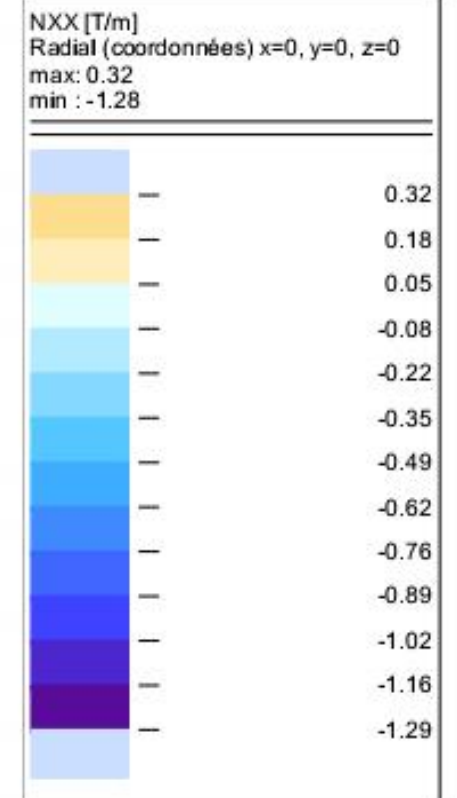
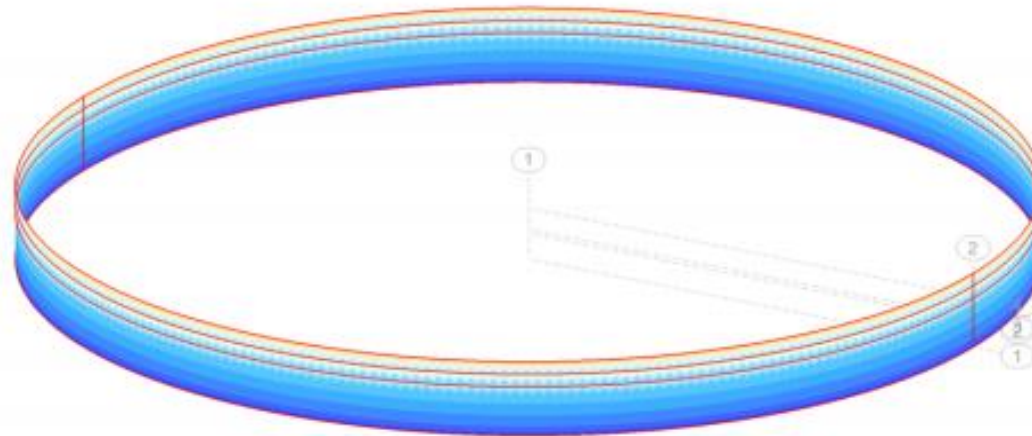
Cartographies pour les panneaux:3 - MXY [Tm/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



Cas : 12A14

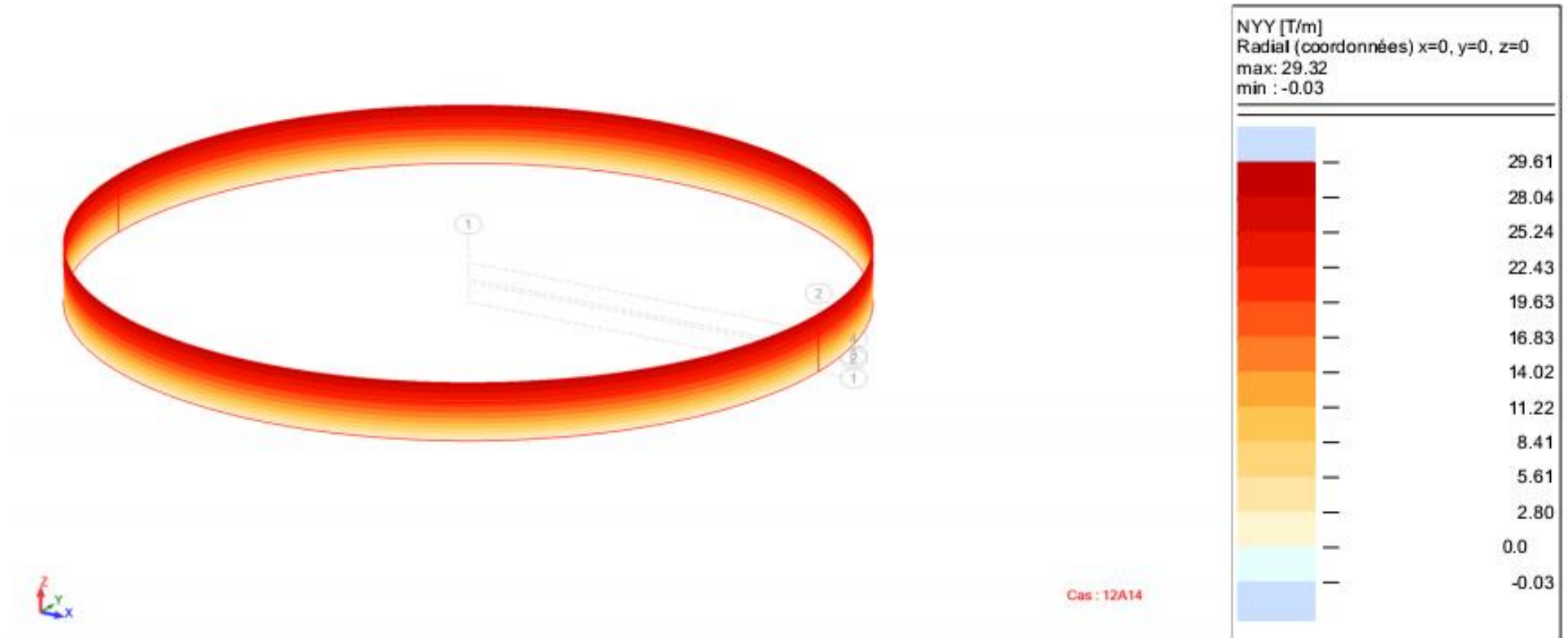


Cartographies pour les panneaux - NXX [T/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)

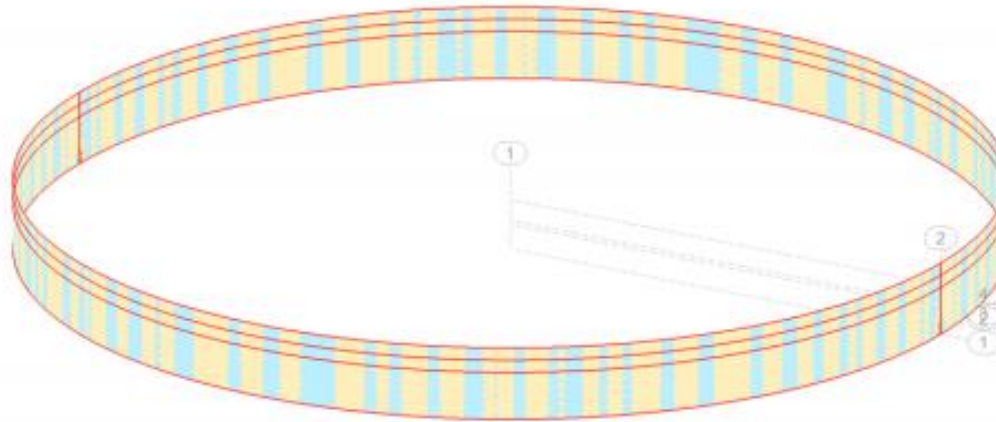


Cas : 12A14

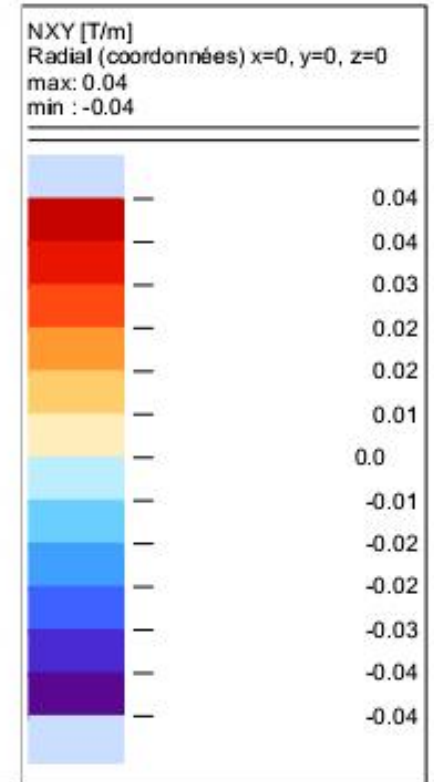
Cartographies pour les panneaux: 1 - NYY [T/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



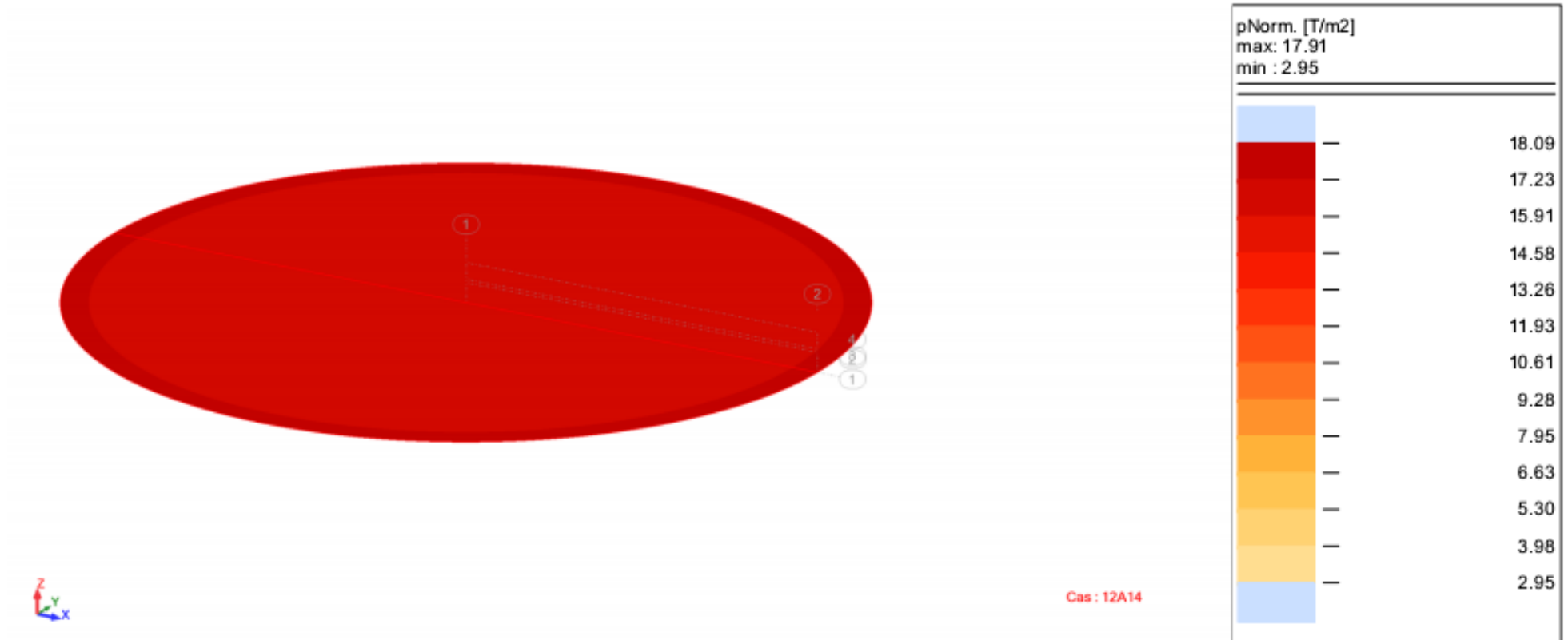
Cartographies pour les panneaux:2 - NXY [T/m] Radial (coordonnées) $x=0, y=0, z=0$ Cas : 12A14 (+)



Cas : 12A14



Cartographies pour les panneaux:3 - pNorm. [T/m2] Cas : 12A14 (+)



SOLLICITATIONS

Les sollicitations obtenues à l'ELS (fissuration préjudiciable) après modélisation et lancement des calculs sont traduites sous forme de cartographie. Les valeurs maximales suivant les directions XX, YY, et XY ont servies pour le calcul du ferraillage de la structure.

CALCUL DES FERRAILLAGES

❖ FERRAILLAGE DE LA COURONNE (VOILE)

✚ CERES

L'effort dimensionnant maximal correspond à $N_{YY}=29.61T$

$$A = \frac{N_{YY}}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{29.61}{2.5} = 11.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous avons choisi de mettre en place sur chaque face des HA 14 espacement 20 cm ,ce qui correspond à 15.4 cm²/

ACIERS VERTICAUX

Le moment de flexion maximal sur la couronne dû aux poussées correspond ici à la valeur $M_{XX}=0.5T/ml$ à l'ELS (cas 12 à 14)

DONNEES			
Résistance du béton à la compression	f_{c28}	25	MPa
Limite d'élasticité des aciers	f_e	500	MPa
Moment de service	M_{ser}	5	KN.m
Effort normal de service	N_{ser}	6	KN
Cas de fissuration	FP		
CALCULS			
Résistance du béton à la traction	$f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$	2,1	MPa
Contrainte limite de calcul du béton	$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	15	MPa
Contrainte limite de calcul des aciers	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right\}$	250	MPa
Moment par rapport aux aciers tendus	$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$	5,48	KN.m
Excentricité	$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	0,83	m
Coefficient alpha	$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_b}{15 \overline{\sigma}_b + \sigma_s}$	0,47	
Moment Résiduel du béton	$M_{rb} = \frac{1}{2} b d^2 \overline{\sigma}_b \overline{\alpha} \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right)$	96,93	KN.m
comparaison	$M_{ser/A} \leq M_{rb}$	Oui,pas besoin d'armatures comprimées	
Bras de levier	$z = d \cdot \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right)$	0,15	m
Section d'armatures	$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \cdot \sigma_s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}}$	1,079	cm²
Section minimale d'armatures	$0.125\% \times b h$	2,5	cm²
SECTION CHOISIE: HA 10 ; espacement =30cm			

FERRAILLAGE RADIER

Le moment de flexion pour le dimensionnement du radier est $M_{XX}=0.91T/ml$ à l'ELS (cas 12 à 14)

DONNEES			
Résistance du béton à la compression	f_{c28}	25	MPa
Limite d'élasticité des aciers	f_e	500	MPa
Moment de service	M_{ser}	9,1	KN.m
Effort normal de service	N_{ser}	7,5	KN
Cas de fissuration	FP		
CALCULS			
Résistance du béton à la traction	$f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$	2,1	MPa
Contrainte limite de calcul du béton	$\overline{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	15	MPa
Contrainte limite de calcul des aciers	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right\}$	250	MPa
Coefficient alpha	$\overline{\alpha} = \frac{15 \overline{\sigma}_b}{15 \overline{\sigma}_b + \sigma_s}$	0,47	
Bras de levier	$z = d. \left(1 - \frac{\overline{\alpha}}{3} \right)$	0,22	m
Section d'armatures	$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z. \sigma_s}$	1,60	cm ²
Section minimale d'armatures	$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,60	cm ²
SECTION CHOISIE: HA 10 ; espacement =30cm			

ANNEXE 3 : RECOMMANDATIONS, INSPECTION ET MEINTENANCE DU RESERVOIR

I.RECOMMANDATIONS LORS DE LA CONSTRUCTION DU RESERVOIR

I.1 TOLERANCES GEOMETRIQUES CONCERNANT LE VOILEMENT

I.1.1 TOLERANCE DE DEFAUT DE ROTONDITE

Les défauts de rotondité doivent être évalués en fonction du paramètre U_r (voir Figure 22) donné par :

$$U_r = \frac{d_{\max} - d_{\min}}{d_{\text{nom}}}$$

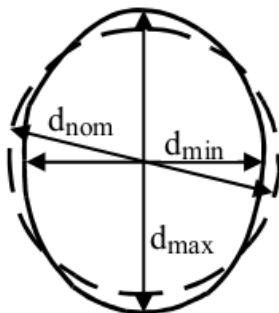
Où :

$d_{\max}$: diamètre intérieur mesuré maximum,

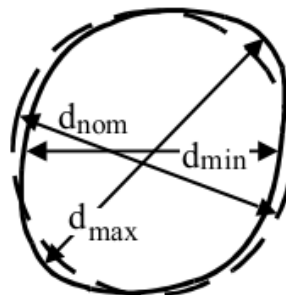
$d_{\min}$: diamètre intérieur mesuré minimum,

d_{nom} : diamètre nominal intérieur

Il convient de prendre le diamètre intérieur mesuré depuis un point donné égal à la distance la plus grande d'un côté à l'autre de la coque depuis le point donné à un autre point intérieur quelconque situé à la même coordonnée axiale. Il convient de mesurer un nombre approprié de diamètres afin d'identifier les valeurs maximum et minimum.



Aplatissement



Forme asymétrique

Figure 22 : Mesure de diamètres en vue de l'évaluation des défauts de rotondité

Le paramètre de défaut de rotondité U_r satisfasse la condition suivante :

$$U_r \leq U_{r,\max}$$

où le paramètre de tolérance de défaut de rotondité $U_{r,\max}$ est donné pour la classe de qualité de tolérances de fabrication appropriée du Tableau 20.

	Plage de diamètres	$d \leq 0,50 \text{ m}$	$0,5 \text{ m} < d < 1,25 \text{ m}$	$1,25 \text{ m} \leq d$
Classe de qualité de tolérances de fabrication	Description	Valeur de $U_{r,\max}$		
Classe A	Excellente	$[0,014]$	$[0,007 + 0,0093 (1,25 - d)]$	$[0,007]$
Classe B	Élevée	$[0,02]$	$[0,010 + 0,0133 (1,25 - d)]$	$[0,010]$
Classe C	Normale	$[0,03]$	$[0,015 + 0,02 (1,25 - d)]$	$[0,015]$

Tableau 21 : Valeurs du paramètre de tolérance de défaut de rotondité

1.1.2 TOLERANCES CONCERNANT LES FOSSETTES

Il convient d'utiliser un calibre de mesure des fossettes en chaque emplacement (voir Figure 23) tant dans le sens méridien que dans le sens circonférentiel. Il convient que le calibre méridien soit rectiligne, mais que le calibre utilisé pour les mesures dans le sens circonférentiel présente une courbure égale au rayon de courbure prévu r de la surface médiane de la coque.

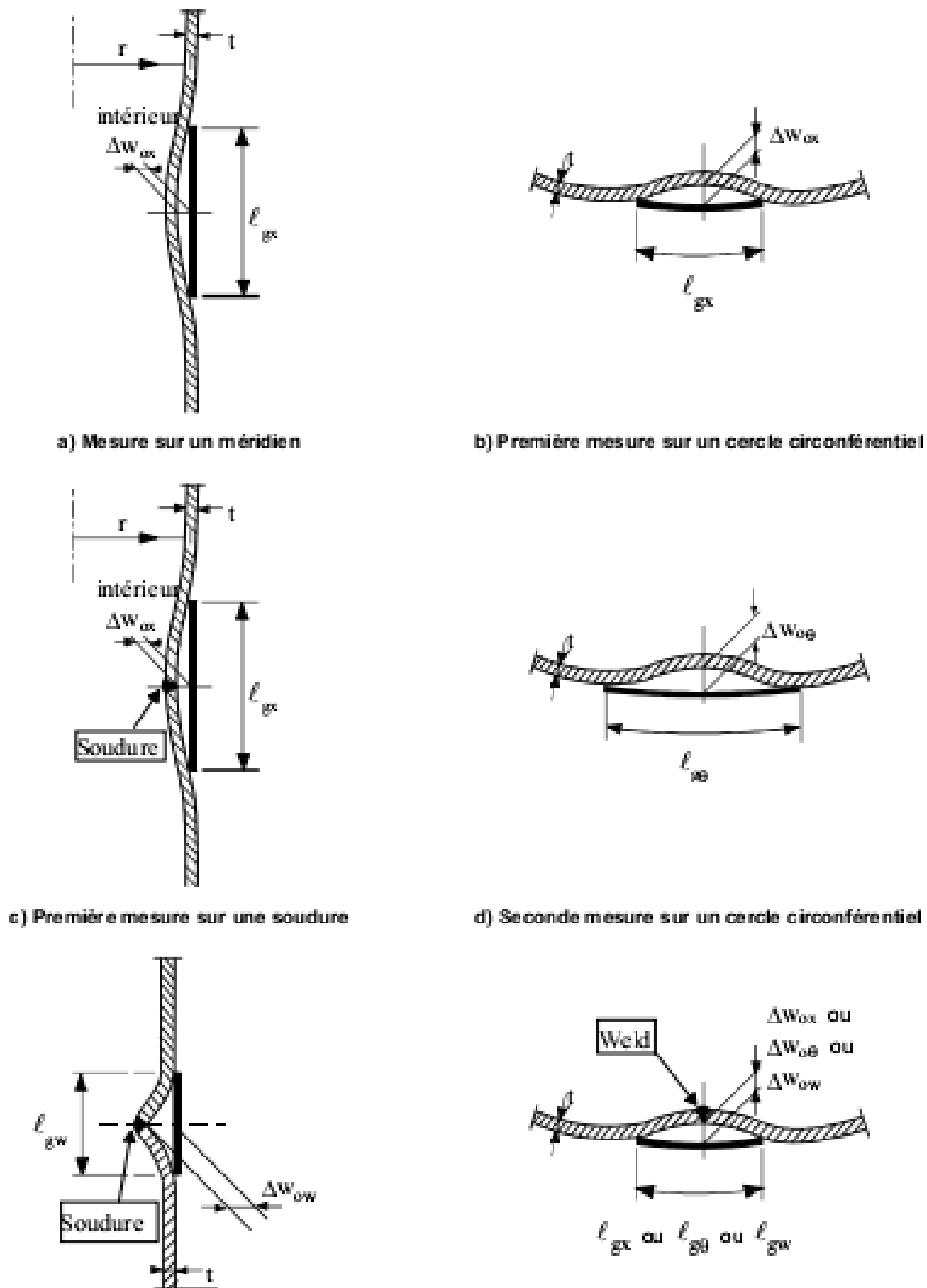


Figure 23 : Mesure des profondeurs de fossettes initiales

Il convient de mesurer la profondeur Δw_0 des fossettes initiales dans la paroi de coque au moyen de calibres de longueur ℓ_g qu'il convient de prendre de la façon suivante :

- a) Lorsqu'il existe des contraintes de compression axiale, y compris sur les soudures, dans les sens méridien et circonférentiel :

$$\ell_{gx} = 4 \sqrt{rt}$$

- b) Lorsqu'il se produit des contraintes de cisaillement ou de compression circonférentielles, il convient d'effectuer les mesures dans le sens circonférentiel au moyen du calibre de longueur donnée par l'expression :

$$\ell_{g\theta} = 2,3 (\ell^2 rt)^{0,25}, \text{ mais } \ell_{g\theta} \leq r$$

Où :

l : Longueur axiale du segment de coque

- c) En outre, sur les soudures, dans les sens circonférentiel et méridien, il convient d'utiliser le calibre de longueur

$$\ell_{gw} = 25 t \text{ ou } \ell_{gw} = 25 t_{\min}, \text{ mais avec } \ell_{gw} \leq 500 \text{ mm}$$

Où :

$t_{\min}$: épaisseur de la plaque la plus mince au niveau de la soudure

Il faut aussi évaluer la profondeur des fossettes initiales en fonction des paramètres de fossettes :

$$U_{0x} = \Delta w_{0x} / \ell_{gx} \quad U_{0\theta} = \Delta w_{0\theta} / \ell_{g\theta} \quad U_{0w} = \Delta w_{0w} / \ell_{gw}$$

La valeur des paramètres de fossettes doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$U_{0x} \leq U_{0,\max} \quad U_{0\theta} \leq U_{0,\max} \quad U_{0w} \leq U_{0,\max}$$

Où $U_{0,\max}$ représente le paramètre de tolérance de fossettes pour la classe de qualité de tolérances de fabrication choisie, donné dans le Tableau 14

Classe de qualité de tolérances de fabrication	Description	Valeur de $U_{0,\max}$
Classe A	Excellente	0,006
Classe B	Élevée	0,01
Classe C	Normale	0,016

Tableau 22 : Valeurs du paramètre de tolérance de fossettes

II. INSPECTION ET MEINTENANCE DU RESERVOIR

II.1 TASSEMENT DIFFERENTIEL PERIPHERIQUE

La cause principale du tassement périphérique est une capacité portante insuffisante et/ou une stabilité insuffisante de l'assise sous la robe.

L'inclinaison est généralement associée à des tassements différentiels qui induisent des contraintes additionnelles sur la robe du réservoir. Ces tassements différentiels en périphérie entraînent des déformations en partie haute du réservoir, et en présence d'un toit flottant,

l'augmentation de l'ovalisation risque de limiter le fonctionnement du toit flottant à tel point qu'un relèvement devient nécessaire.

L'ovalisation peut également affecter les structures porteuses du toit telles que les chevrons et les poutrelles. Le tassement différentiel peut faire apparaître des zones plates localisées sur la robe du réservoir.

Alors que l'inclinaison peut générer les problèmes énumérés ci-dessus, le tassement différentiel est l'élément essentiel à déterminer et à évaluer pour assurer l'intégrité structurelle de la robe et du fond du réservoir

Le tassement différentiel maximum acceptable entre deux points quelconques de la périphérie d'un réservoir à toit fixe sans écran flottant, mesuré au plus près de la limite virole/fond est à déterminer en fonction de son diamètre selon la courbe suivante :

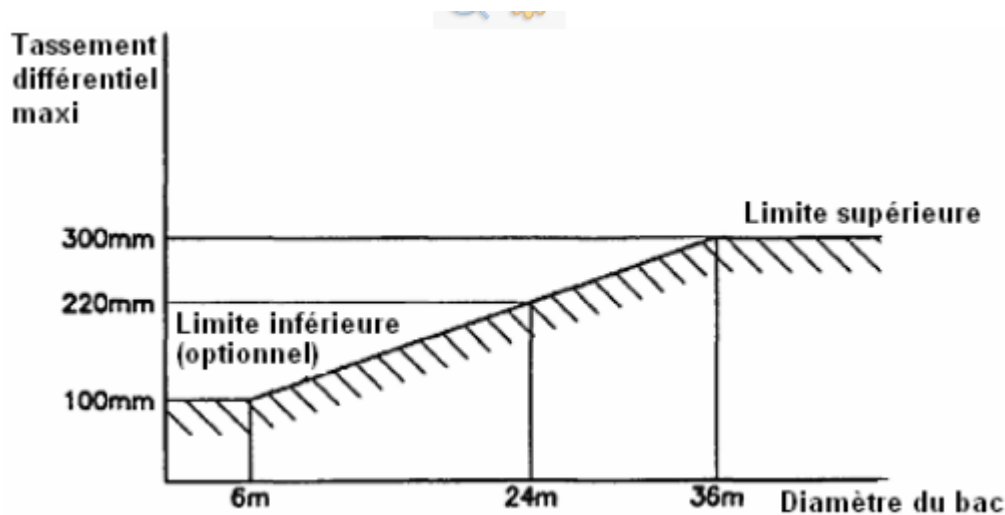


Figure 24 : Courbe de détermination de tassement différentiel

Pour les valeurs de diamètre comprises entre 6m et 36m, le tassement différentiel maximum acceptable est déterminé par la formule suivante :

$$T_d \leq \frac{(200 \times (D - 6))}{30} + 100$$

T_d : tassement différentiel maximum acceptable (mm)

D : diamètre du réservoir (m)

$$T_d \leq \frac{(200 \times (22 - 6))}{30} + 100 = 206.67 \text{ mm}$$

II.2 TASSEMENT LOCALISE DE BORDURE

Le tassement, lorsqu'il concerne la bordure périphérique, doit faire l'objet d'une analyse particulière du fond et de la soudure robe/fond. Les déformations induites par un tassement périphérique localisé du fond doivent être relevées selon la figure suivante :

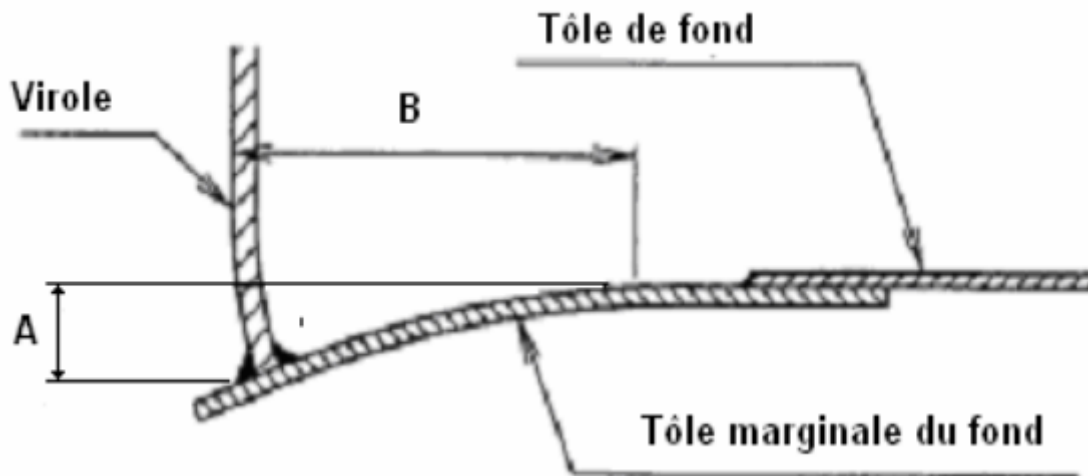


Figure 25 : Représentation du tassement localisé de bordure

II.3 INCLINAISON DU RESERVOIR

L'inclinaison maximale de la robe devra rester inférieure à $h/100$. A défaut, un programme de surveillance sera mis en place pour détecter une éventuelle évolution.

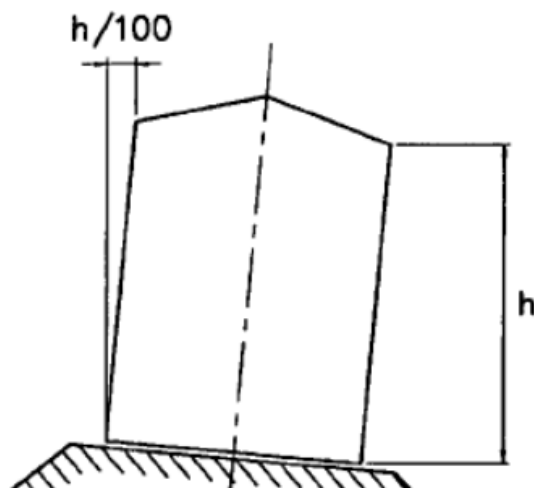


Figure 26 : Inclinaison du réservoir

II.4 TASSEMENT DU FOND

Lorsque la différence de tassement entre le centre du fond et la périphérie du réservoir est excessive, les contraintes agissant sur le fond tendent à tirer la jonction robe/fond vers l'intérieur et créent une contrainte de compression pouvant générer des déformations.

La flèche initiale du fond, qu'elle soit convexe ou concave n'est plus respectée.

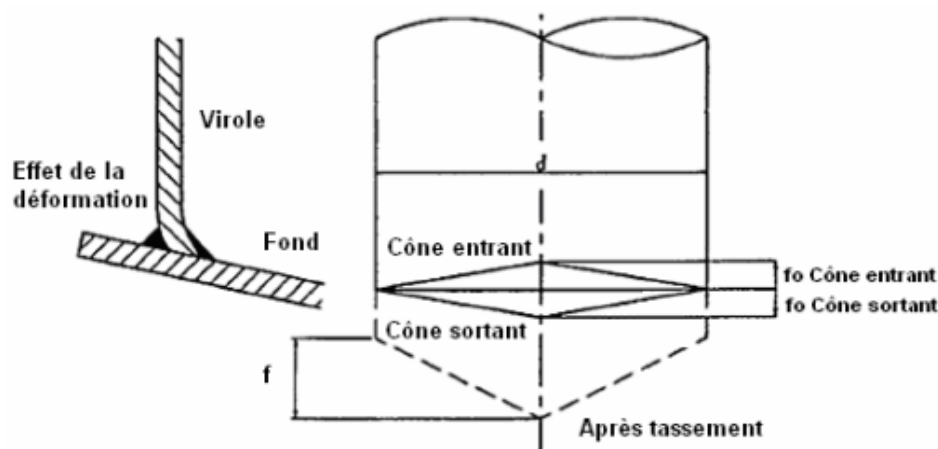


Figure 27 : Matérialisation du tassement du fond

Evaluation selon le CODRES 2007

Le différentiel de tassement entre la flèche mesurée et la flèche initiale doit respecter la formule suivante :

$$Df \leq 2 \times D$$

Df : différentiel entre la flèche mesurée et la flèche initiale

D : diamètre du réservoir (m)

II.5 ONDULATIONS SUR LE FOND

Lorsque le réservoir est composé d'un fond conique convexe le tassement entre le centre du fond et sa bordure périphérique tend à aplanir la forme du fond, générant un excès de longueur de tôles sur le diamètre. Cette matière en excès entraîne la formation d'ondulations sur les tôles centrales

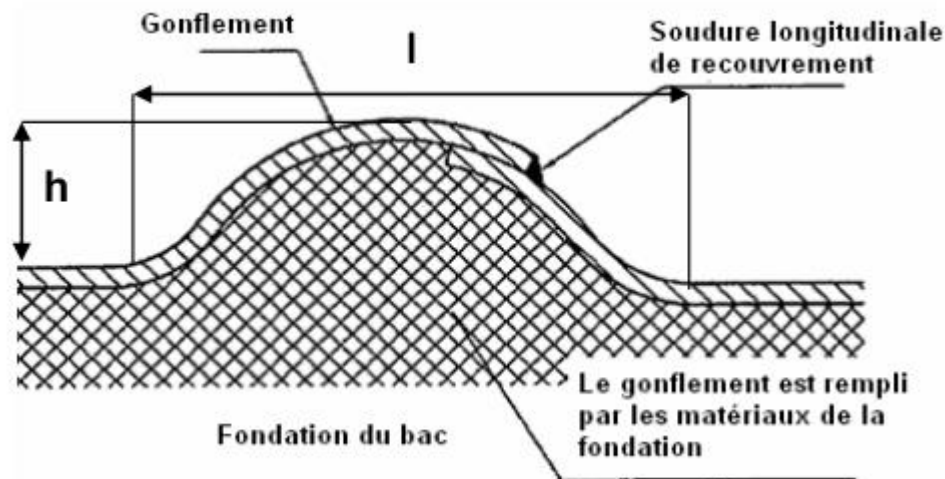


Figure 28 : Exemple d'ondulation sur le fond

Evaluation selon CODRES 2007

Les ondulations sont acceptables lorsque les ratios de la hauteur (h) sur la longueur (l) de l'ondulation respectent la formule suivante :

Ondulation en appui sur fondation : $h/l \leq 0.15$

II.6 CORROSION

a) corrosion de fond

Les critères d'acceptabilité de l'épaisseur mesurée des tôles de fond doivent prendre en compte la durée prévue du fonctionnement jusqu'à la prochaine inspection. Les codes construction définissent les valeurs minimum acceptables pour les tôles de fond.

Sauf dispositions particulières, l'épaisseur minimum des tôles de fond (tôles centrales) communément admise est 2,5mm.

L'épaisseur des tôles annulaires est définie en respect d'une analyse de contraintes et dépend des caractéristiques du matériau, de l'épaisseur adoptée pour la première virole, et des conditions de service (densité du produit, calcul au séisme,...).

L'épaisseur minimum admissible des tôles annulaires de réservoirs est déterminée en respect des règles établies dans les codes de construction ou dans les codes d'inspection et de maintenance associés.

L'épaisseur minimum résiduelle des tôles annulaires calculée avec la formule suivante : $ec_{min} = \text{Mini} \{ 50\% \times ec0, 50\% \times ev1_{min} \}$

ec_{min} = épaisseur résiduelle minimum des tôles de la zone critique du fond

$ec0$ = épaisseur d'origine (hors surépaisseur de corrosion) des tôles de la zone critique

du fond

$e_{1\min}$ = épaisseur minimum acceptable de la virole inférieure

b) corrosion de la robe

L'épaisseur de retrait (tR) communément admise pour les tôles de viroles est établie à l'aide de la formule suivante :

$$tR = \frac{D}{20 \times S \times E} [98 \times w (H - 0.3) + P]$$

Où :

tR = Epaisseur de retrait (mm) n'est pas inférieure à 2,5 mm ou 50% de l'épaisseur d'origine de la tôle

D = Diamètre nominal (m)

H = Hauteur de la zone examinée jusqu'à la hauteur maximale de remplissage (m)

w = Densité spécifique du fluide stocké

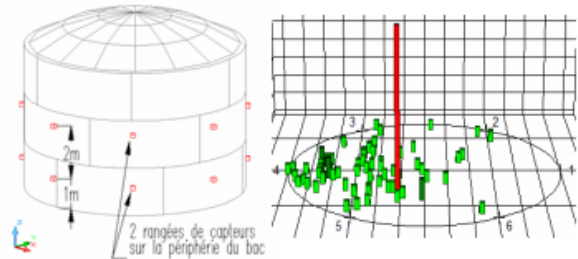
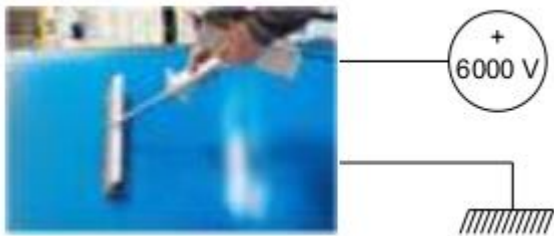
P = Pression nominale (mbar)

S = Contrainte admissible (N/mm^2). Si connue, utiliser 0,8 fois la limite apparente minimale d'élasticité (Y).

Sinon utiliser $Y = 215$

E = Coefficient de soudure du réservoir. Si E est inconnu, la valeur 0,85 pourra être utilisée. D'une façon générale, on peut utiliser 0,85 pour les réservoirs construits avant 1968, la valeur 1 est acceptable pour les réservoirs construits après cette date. Pour les zones suffisamment éloignées des soudures (distances supérieures à 25 mm ou 2 x épaisseur de la tôle), utiliser $E = 1$.

II.7 INSPECTION ET MAINTENANCE DES RESERVOIRS

Définition	Remarque/Description	Domaine d'application
Contrôle d'intégrité/étanchéité		
Emission acoustique 	Contrôle de détection de fuite. Il s'agit de mesurer les 'bruits' dans le fond d'un réservoir grâce à de multiples capteurs placés autour du réservoir. Ces bruits résultent de la libération de l'énergie sous forme d'ondes élastiques transitoires dans un matériau soumis à des sollicitations. Les phénomènes générateurs d'ondes élastiques : déformation plastique, contraintes dans les soudures, propagation de fissures, corrosion, frottements, fuites. Le traitement numérique des ondes permet de localiser par triangulation les défauts. Pour interpréter et filtrer de manière précise les défauts, il faut disposer d'une documentation précise sur le réservoir	Fond du réservoir lorsque celui-ci est plein
Essais hydrostatique	Contrôle d'intégrité du réservoir par remplissage complet en eau.	Tout le réservoir
Contrôles revêtements internes		
Peigne diélectrique 	Contrôle de la porosité d'un revêtement Le fond est mis à la terre : on passe un balai (environ 6000 V) sur toute la surface du revêtement ; si une étincelle se produit, le revêtement est poreux et doit être réparé.	Revêtement interne sur robe et fond
Contrôles métallurgiques		

Spectrographie par étincelage 	Analyse chimique de l'acier. Après polissage d'une surface de 3 cm² environ, l'appareil génère un arc électrique qui « évapore quelques particules d'acier ». Les 8 à 16 principaux composants de l'acier sont alors quantifiés. En complément d'un test de dureté (Vickers) ce test permet d'estimer avec une précision correcte la nuance de l'acier sans avoir à prélever de coupon ou de copeaux.	Toutes les tôles
Contrôles visuels et mesures géométriques		
Contrôle visuel détaillé 	Contrôle visuel détaillé d'un ou de plusieurs éléments du réservoir. Elle permet de détecter : le niveau de corrosion, l'état d'éventuels revêtements anticorrosion, les déformations.	Tout le réservoir
Contrôle de l'absence de vide sous les tôles de fond 	Il s'agit d'une inspection. Lors de la visite, des tôles flottantes peuvent être décelées. Le contrôle classique consiste à taper avec un marteau (en bronze) sur les tôles à la recherche de cavité sous les tôles.	Fond du réservoir
Contrôle verticalité, rotondité et nivellement	Mesures géométriques de la robe - à l'aide d'un fil à plomb, il s'agit de mesurer la verticalité du réservoir - à l'aide d'un théodolite Il s'agit de mesurer précisément la verticalité et la rotondité du réservoir, ainsi que le nivellement de la dépassée du fond	Géométrie de la robe et du fond

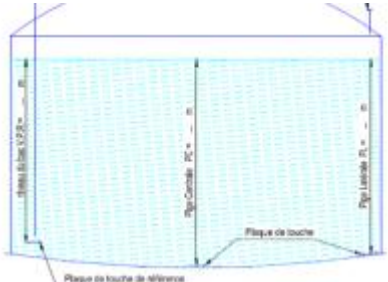
	- cette méthode est applicable pour vérifier la verticalité des poteaux. Ce contrôle est réalisé de préférence sur bac rempli.	
Contrôle de la forme du fond 	Contrôle géométrique. Il s'agit de mesurer l'assiette et la flèche du fond grâce aux jauges auxiliaires et de références. Un suivi de la flèche du fond du réservoir peut renseigner sur des tassements de l'assise.	Fond du réservoir
Contrôle de la géométrie du fond (interne)	Il s'agit d'un contrôle géométrique de la partie interne du fond - à l'aide d'une règle, on peut mesurer les déformations et enfoncements locaux du fond - à l'aide d'un théodolite, on obtient une cartographie de l'altitude du fond permettant d'analyser toutes les déformations et enfoncements du fond	Fond du réservoir

Tableau 23 :Tableau général d'inspection et de maintenance du réservoir

ANNEXE 4 : MATRICE D'IDENTIFICATION, D'EVALUATION ET MESURES D'ATTENUATION DES IMPACTS

II.1.3 IDENTIFICATION DES IMPACTS

Les impacts identifiés dans cette partie de notre travail, sont directement, indirectement liés à l'exécution ou à l'utilisation de l'ouvrage. Comme le dit une maxime populaire les mêmes causes produisent les mêmes effets, ils ont été identifiés en s'appuyant sur des anciens rapports ayant les mêmes envergures que celui qui fait l'objet de notre actuelle étude. L'identification des impacts a été faite aussi par confrontation des composantes du milieu récepteur aux activités de chaque phase du projet. La matrice d'identification des impacts présentée ci-dessous regroupe les impacts que nous avons identifiés.

Phase du projet	Impact	Nature (Positif/Négatif)	Description	MILIEU RECEPTEUR										
				MILIEU BIOPHYSIQUE								MILIEU SOCIO - ECONOMIQUE		
				Air		Eau		Sols		Environnement		Social		
				Couche d'ozone	Atmosphère	Eau de Surface	Eau sous terrain	Sol	Sous-sol	Faune	Flore	Education	Santé	Culture
CONSTRUCTION	Pollution de l'air et l'eau (poussière, huile de vidange, gaz d'échappement) et risque d'accident	N	Emploi des gros engins et en grand nombre											
	Vibration et nuisance sonore	N	Présence des engins et moteurs											
	Propagation des MST, VIH...	N	Présence des ouvriers											
	Création d'emploi	P	L'emploi de la main d'œuvre locale											

	Erosion et destruction de la structure du TN	N	Mouvement de terre et déplacement des engins											
MISE EN SERVICE	Mise en place des équipements	P	Pose des cuves, des tuyauteries, des distributions, etc.											
	Premiers essais et du produit	P	Apposition des couleurs et fixation du mât publicitaire, essais des distributeurs											
EXPLOITATION	Stockage et commercialisation des hydrocarbures	P	Approvisionnement et vente aux distributeurs											

	Risques d'accident	N	Risque d'incendie et la circulation des gros engins en ville peut entraîner des accidents lors des transports												
	Réduction des couts de carburants	P	Développement du transport et des usines												
	Succès sur la pénurie des carburants	P	Facilité à l'accès aux hydrocarbures												

Tableau 24 : Matrices d'identification des impacts

Critères	Nature	Etendue	Intensité	Durée	Importance
Qualifications	Positive	Ponctuelle	Basse/Mineure	Courte	Mineure
		Locale	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Négative	Régionale	Haute/Majeure	Longue	Majeure

Tableau 25 : Qualification des critères d'évaluation

De ce tableau des critères nous établissons la grille d'évaluation suivante :

ELEMENTS DU MILIEU RECEPTEUR	IMPACTS	CRITERES				
		Nature	Etendue	Intensité	Durée	Importance Absolue
Population environnante, flore, faune, sols et employés	Nuisances sonores et pollution de l'air (poussière, gaz d'échappement)	Négative	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Propagation des maladies (MST, VIH/Sida)	Négative	Régionale	Moyenne	Longue	Moyenne
Population environnante	Création d'emploi	Positive	Locale	Moyenne	Moyenne	Moyenne
Sols, sous – sols, flore	Erosion, destruction du couvert végétal et instabilité des sols	Négative	Ponctuelle	Mineure	Moyenne	Mineure
Santé, économie	Risque d'accident	Négative	Ponctuelle	Mineure	Longue	Moyenne
	Développement des transports	Positive	Régionale	Majeure	Longue	Majeure
Socio – économique	Absence de pénurie des carburants	Positive	Régionale	Moyenne	Longue	Majeure
Santé, socio- économique	Incendie	Négative	Ponctuelle	Majeure	Longue	Majeure

Tableau 26 : Grille d'évaluation

II.1.4 MESURES D'ATTENUATION

PHASE DU PROJET	IMPACTS NEGATIFS		IMPORTANCE ABSOLUE	MESURES D'ATTENUATION ET ACTIVITES DE MITIGATION	CHARGER DE MISE EN ŒUVRE	CHARGER DU CONTROLE	COUT ESTIMATIF
CONSTRUCTION	Nuisances sonores et vibration		Mineure	1- Le promoteur devra se conformé aux règlements du gouvernement en matière de protection des travailleurs exposés aux grands bruits ; 2- Les activités sources de nuisances sonores doivent s'arrêter entre 17h30 et 6h ; 3- Les machines et les engins doivent être de façon optimale (dans le respect des normes fixées sur l'émission sonores).	Promoteur	Mission de contrôle	Inclus dans l'estimation des frais globaux de mesures environnementales et sociales
	Pollution de l'air (poussière, d'échappement)		Moyenne	1- Arroser les zones de travail potentiellement poussiéreuses avant toutes activités (de préférence trois fois par jour : le matin à 6h30, à 13h et le soir à 16h30 ; 2- Prévoir des mesures de mitigation objectives et applicables en matière de protection de l'environnement.	Promoteur	Mission de contrôle	Inclus dans l'estimation des frais globaux de mesures environnementales et sociales
	Propagation des MST, VIH/Sida		Moyenne	1- Tenir des réunions de sensibilisation (inclue au 1/4h de sécurité) sur les dangers des maladies sexuellement transmissible ; 2- Instaurer des campagnes de distribution des préservatifs sur le chantier.	Promoteur	Mission de contrôle	Inclus dans l'estimation des frais globaux de mesures environnementales et sociales
	Approvisionnement en matériaux	Erosion, destruction du couvert végétal et textures des sols	Mineur	1- L'approvisionnement en matériaux et matériels doit suivre le plan d'exploitation et les mesures de mitigation préalablement établies ; 2- Le trajet des camions d'approvisionnement doit être choisi de	Promoteur	Mission de contrôle	Inclus dans l'estimation des frais globaux de mesures environnementales et sociales

EXPLOITATION ET ENTRETIEN				sorte à éviter les écoles, lycées, universités			
			Mineur	1- Restaurer les carrières et sites d'emprunt après utilisation ; 2- Les zones d'emprunt ne doivent pas être situées à proximité de zones marécageuses.	Promoteur	Mission de contrôle	Inclus dans l'estimation des frais globaux de mesures environnementales et sociales
	Risques d'accident (convoi exceptionnel, camion contenant de produits toxiques)	Moyenne		En cas d'accident ou de déversement de produits dangereux alerté les autorités compétentes, en vue de procéder aux mesures d'urgences établies préalablement par le promoteur.	Promoteur et autorités locales		Structure compétente
	Incendie ou écoulement	Majeure		Mettre en place des dispositions nécessaires pouvant permettre d'éteindre le feu en cas d'incendie et écoulement	Promoteur et autorités locales		Structure compétente

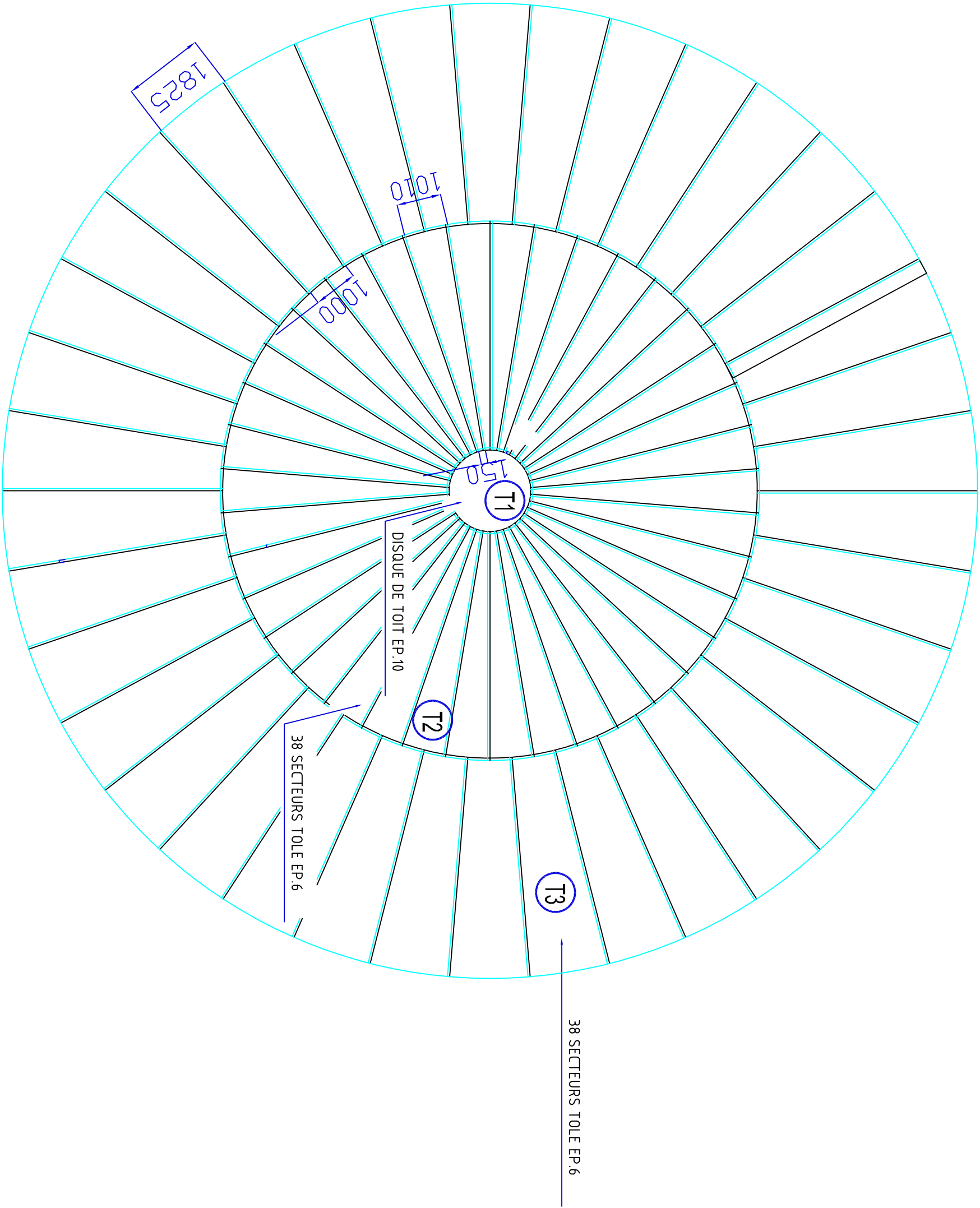
Tableau 27 : Tableau recapitulatif des mesures d'atténuation

Récepteur	Impacts	Action environnementale	Objectif de l'action	Tâche de l'action	Acteurs de l'action	Acteurs de suivi	Calendrier/fréquence de suivi	Indicateurs de suivi
Air	Dégradation de la qualité de l'air liée au soulèvement de poussières et aux émissions gazeuses	Dotation du personnel de chantier en équipement de protection individuelle(EPI)	Protéger les employés contre les risques sanitaires liés à l'absorption de poussières	Achat et distribution des EPI	EXPLORA BENIN	EXPLORA BENIN	Au démarrage des travaux de chantier	Nombre d'employé dotés d'EPI
		Réalisation des travaux pendant les heures normales de travail, arrêt du travail en cas de vent trop fort	Eviter d'émettre de la poussière dans l'air	Sensibiliser le personnel du chantier, Arroser le chantier	EXPLORA BENIN	EXPLORA BENIN	Une fois par semaine	Calendrier des travaux et règlement en matière de travail par temps de vent disponible
		Programme d'entretien régulier des véhicules de chantier et du groupe électrogène de secours, dépotage des hydrocarbures aux heures de moindre affluence sur station	Disposer du matériel roulant et d'un groupe ne produisant pas de fumée novice, protéger les employés et les clients contre l'installation de vapeurs d'hydrocarbures	Entretien régulier des moteurs des véhicules et du groupe électrogène	Gérant de la station	Gérant de la station	Semestriel	Calendrier d'entretien des véhicules et du groupe

Ambiance sonore	Nuisances sonores liées à l'augmentation localisée du niveau de bruit	Programme d'entretien régulier des véhicules de chantier et du groupe électrogène de secours	Réduire les nuisances sonores par les bruits des véhicules et du groupe électrogène pour les employés et les populations riveraines	Entretien régulier des moteurs des véhicules, disposé d'un groupe électrogène insonorisé ou capoté	Gérant de la station	Gérant de la station	Semestriel	Calendrier d'entretien des véhicules et du groupe
Ressources en eau	Pollution des eaux par les hydrocarbures	Stockage des hydrocarbures dans les réservoirs installés, distribution des hydrocarbures à travers une tuyauterie étanche installée dans des fourreaux de PVC	Minimiser le risque de pollution des eaux souterraines par les hydrocarbures	Contrôle périodique de l'étanchéité des cuves et des tuyaux d'hydrocarbures, contrôle de la qualité des eaux souterraines	Gérant de la station	Gérant de la station	Quinquennal/annuel	Certificat d'épreuve des réservoirs et des tuyaux, résultats d'analyse des eaux, rapport d'inspection
Milieu humain	Risque d'incendie et d'accidents impliquant la pollution riveraine, les employés	Construction de clôture et pose de signaux préventifs, recrutement d'agents pour assurer la sécurité et réglementer la circulation	Eviter l'incendie, accidents et pertes de vie de personnes	Construire une clôture pour délimiter le site	EXPLORA BENIN	EXPLORA BENIN	Pendant les travaux	Présence de clôture autour du site

Tableau 28 : Synthèse du Plan de Gestion Environnementale et Social

ANNEXE 5 : PLANS D'EXECUTION



LEGENDE:

T:Toit

RAPPORT STAGE DE FIN D'ETUDES

Echelle Date N°Plan

1/95 04/05/2015 01/01

ENCADREUR : AKOUTE DATE ROMAIN



DESSINE PAR :
DJI-ALLAHTÉ BEASSOUM

ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
DIMENSIONS (Diamètre=22m, Hauteur=17m) AU
PORT DE COTONOU

MEMOIRE
DE FIN
D'ETUDES

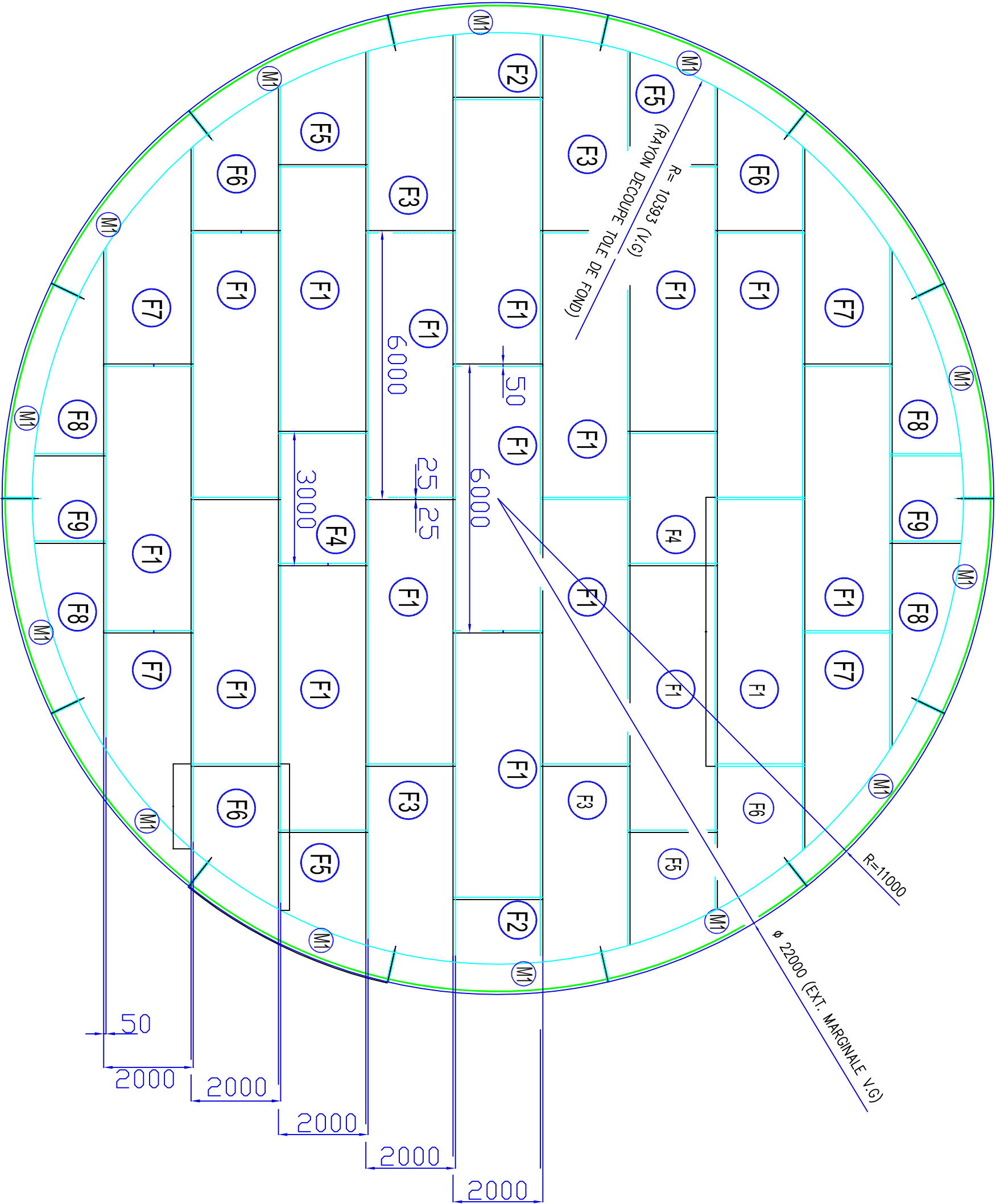


INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
DE L'EAU ET L'ENVIRONNEMENT
BP:594 Ouagadougou 01 Tél. 50 49 28 00
WWW.2ie.edu.org/ 2ie@2ie.edu.org

ANNEE ACADEMIQUE 2014/2015

MASTER 2:GENIE CIVIL/R.O.A

VUE EN PLAN - FOND



REDIGE PAR DJI-ALLAHTÉ BEASSOUM/PROMOTION 2014-2015

LEGENDE:

M:Marginale
F:Fond

RAPPORT STAGE DE FIN D'ETUDES

Echelle Date N°Plan

1/95 04/05/2015 01/01

ENCADREUR :AKOUTE DATE ROMAIN



BTP ASSAINISSEMENT
HYDRAULIQUE
02 B.P. 2807
Benin•Cotonou
Tél: 95 25 76 76
97 02 69 78

DESSINE PAR :
DJI ALLAHTÉ BEASSOUM

ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
DIMENSIONS (Diamètre=22m, Hauteur=17m) AU
PORT DE COTONOU

MEMOIRE
DE FIN
D'ETUDES



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
DE L'EAU ET L'ENVIRONNEMENT
BP:594 Ouagadougou 01 Tél. 50 49 28 00
WWW.2ie.edu.org/ 2ie@2ie.edu.org

ANNEE ACADEMIQUE 2014/2015

MASTER 2:GENIE CIVIL/R.O.A

EL. 17010
(SUR CORN) DE RIVER
ILL

EL. 12020

(SUR RAIDISSEUR INTERMEDIAIRE)

($\emptyset$ EXT. FOND HORIZONTAL)

Ø 22000

PENTE 3.5%

PENTE 3.5%

385.03

ETUDE DETAILLEE DU RESERVOIR METALLIQUE

RAPPORT STAGE DE FIN D'ETUDES

Echelle	Date	N°Plan
---------	------	--------

1/95	04/05/2015	01/01
------	------------	-------

ENCADREUR : AKOUTE DATE ROMAIN



DESSINE PAR :
 DJ I • ALLAITE BEASSOUM

ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
DIMENSIONS (Diamètre=22m, Hauteur=17m) AU
PORT DE COTONOU

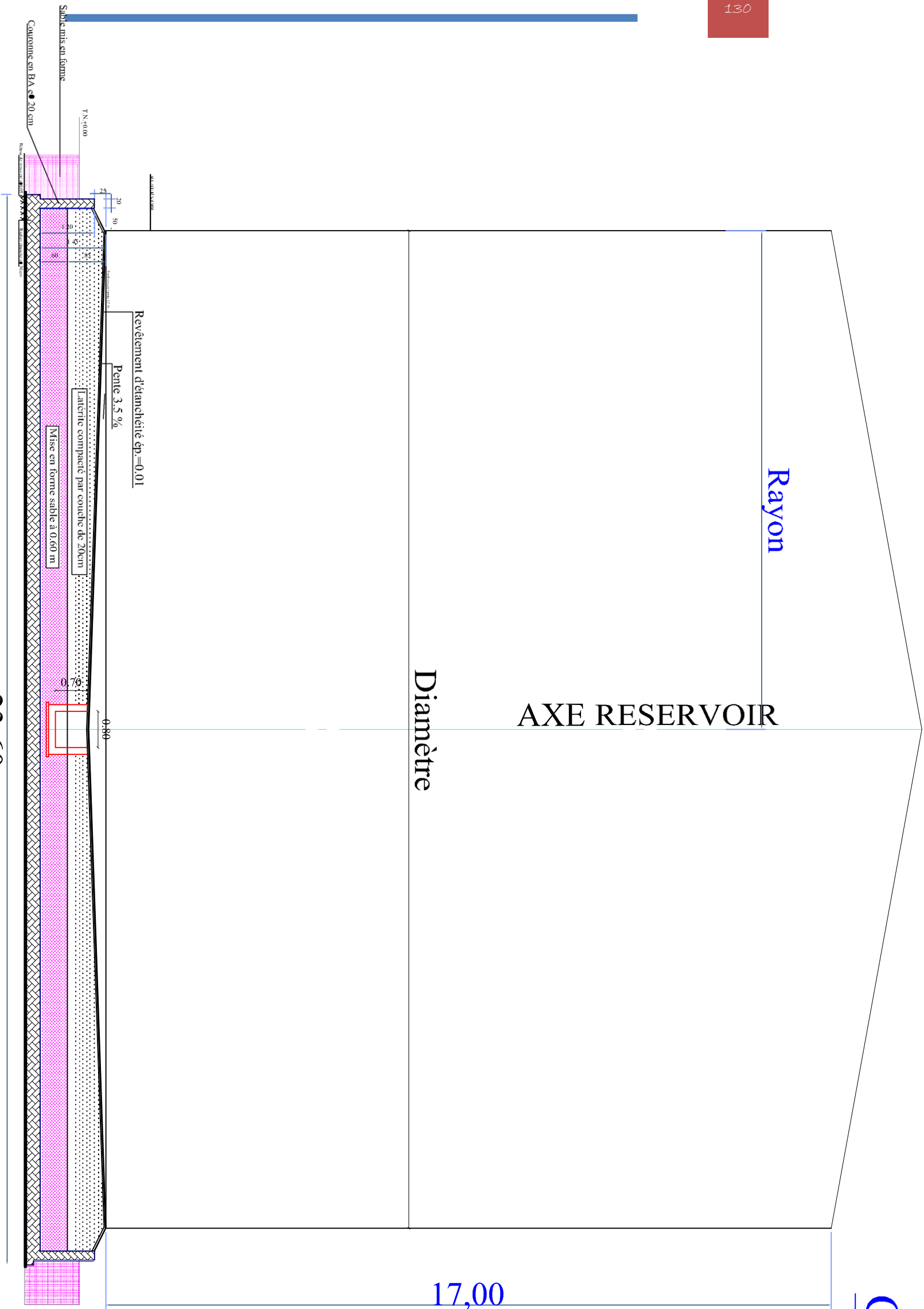
MEMOIRE
DE FIN
D'ETUDES



REPUBLIQUE DU BURKINA FASO
INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
DE L'EAU ET L'ENVIRONNEMENT
BP: 594 Ouagadougou 01 Tél. 50 49 28 00
WWW.2ie.edu.org/ 2ie@2ie.edu.org

ANNEE ACADEMIQUE 2014/2015

MASTER 2: GENIE CIVIL/R.O.A



COUPE ASSISE

COUPE ASSISE

ACADEMIQUE 2014/2015 MASTER 2-GENIE

RAPPORT DE STAGE DE FIN D'ETUDES

Echelle	Date	N° Plan
1/100	04/05/2015	04/01

ENCADREUR : AKOUTE DATE ROMAIN



BTP-ASSAINISSEMENT
HYDRAULIQUE
02 B.P. 2807
Benin•Cotonou
Tél: 95 25 76 76
97 02 69 78

DESSINE PAR :
DJI-ALLAHTE BEASSOUM

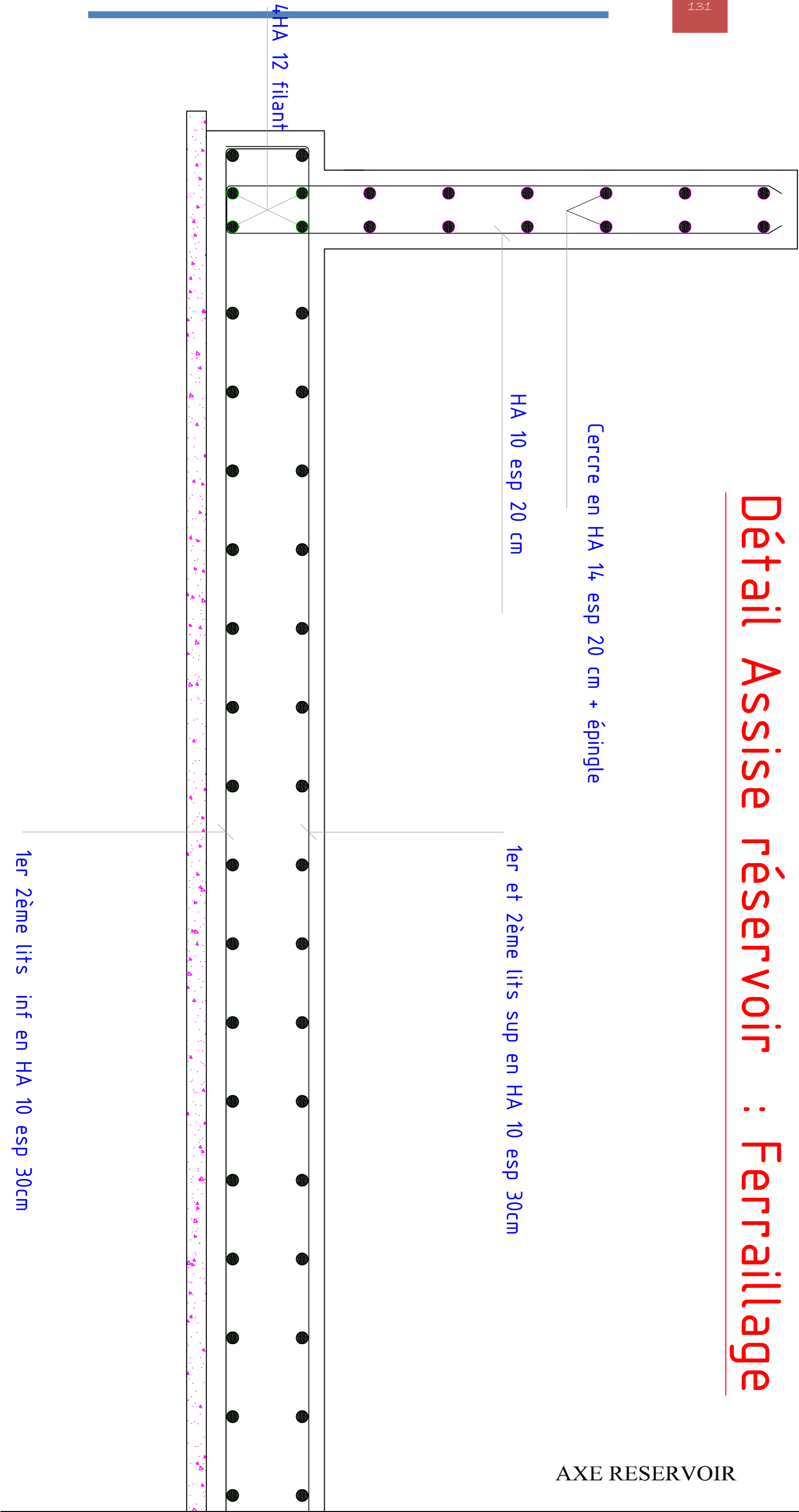
ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
DIMENSIONS (Diamètre=22m, Hauteur=17m) AU
PORT DE COTONOU

MEMOIRE
DE FIN
D'ETUDES

REPUBLIQUE DU BURKINA FASO
INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
DE L'EAU ET L'ENVIRONNEMENT
BP: 594 Ouagadougou 01 Tél. 50 49 28 00
WWW.2ie.edu.org/ 2ie@2ie.edu.org



Détail Assise réservoir : Ferrailage



RAPPORT DE STAGE DE FIN D'ETUDES

Echelle

Date

N° Plan

1/100

04/05/2015

04/01

ENCADREUR : AKOUTE DATE ROMAIN



BTP ASSAINISSEMENT
HYDRAULIQUE
02 B.P. 2807
Bertin-Cotonou
Tél: 95 25 76 76
97 02 69 78

DESSEINE PAR :
DJI ALLAHTÉ BEASSOUM

ETUDE DETAILLEE D'UN RESERVOIR METALLIQUE DE
DIMENSIONS (Diamètre=22m, Hauteur=17m) AU
PORT DE COTONOU

MEMOIRE
DE FIN
D'ETUDES

PLAN DE FERRAILAGE ASSISE RESERVOIR

ANNEE ACADÉMIQUE 2014/2015

MASTER 2: GENIE CIVIL/R.O.A

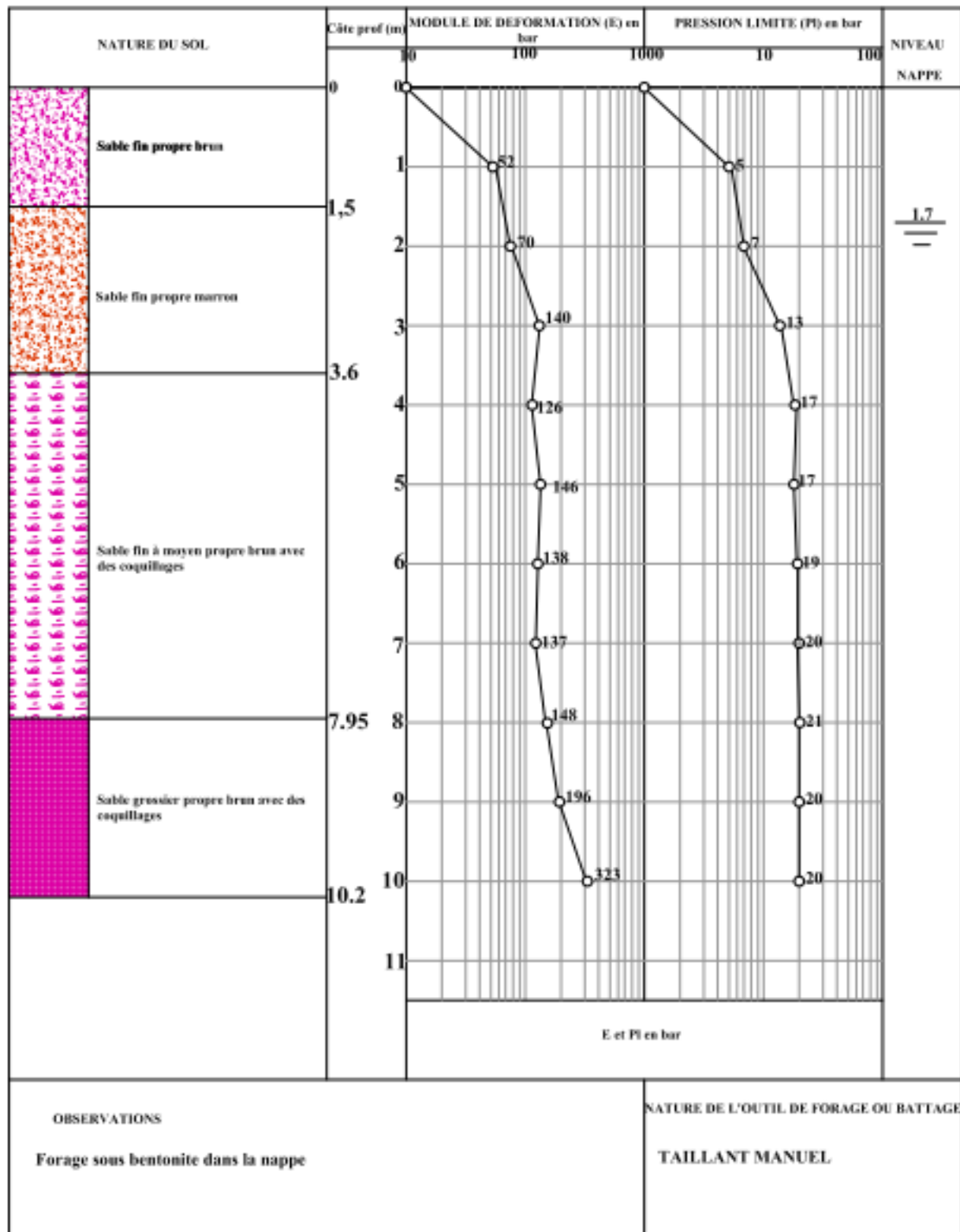
REPUBLIQUE DU BURKINA FASO
INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE
DE L'EAU ET L'ENVIRONNEMENT
BP: 594 Ouagadougou 01 Tél. 50 49 28 00
WWW.2ie.edu.org/ 2ie@2ie.edu.org



RESULTATS GEOTECHNIQUES

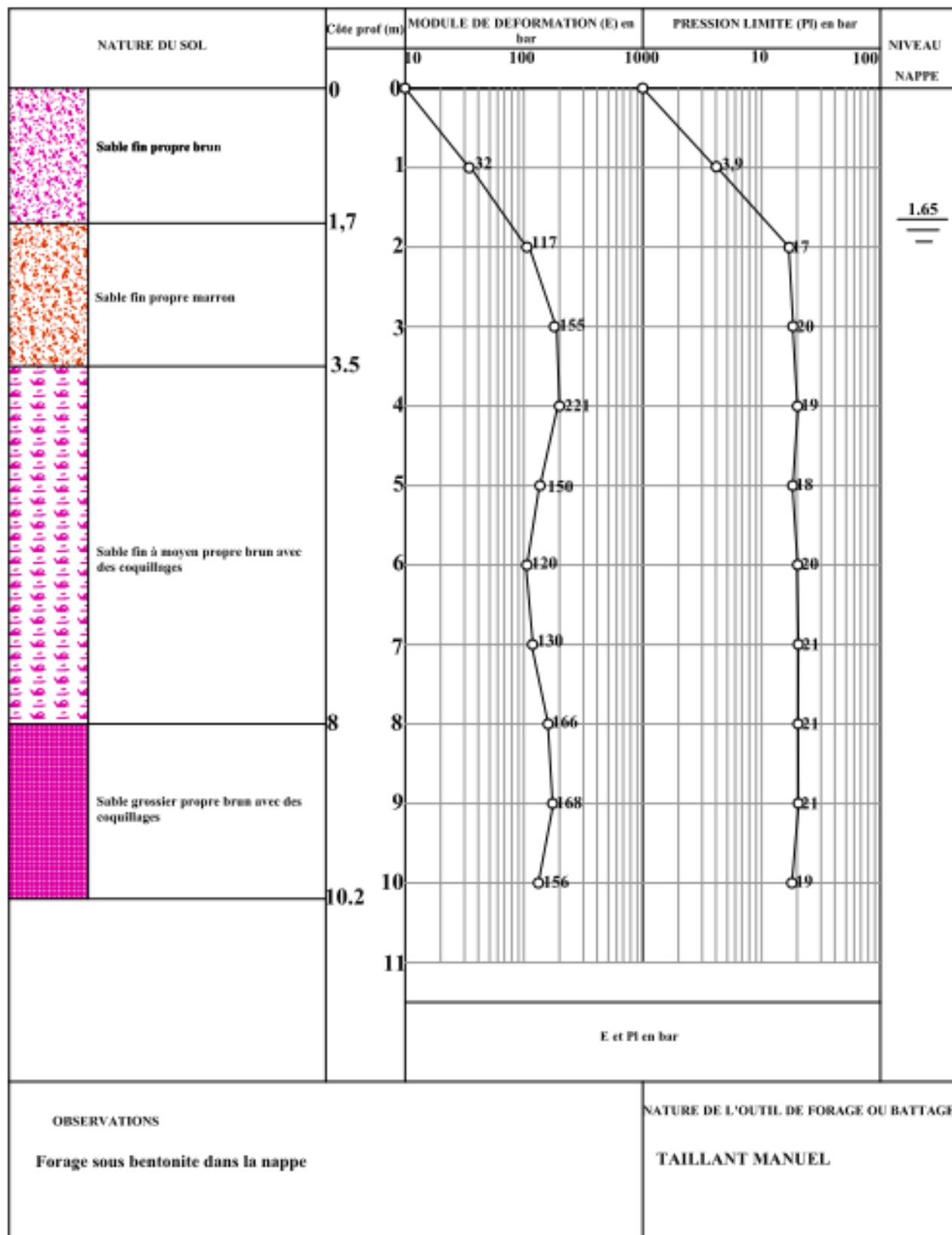
FORAGE AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

N° SP1



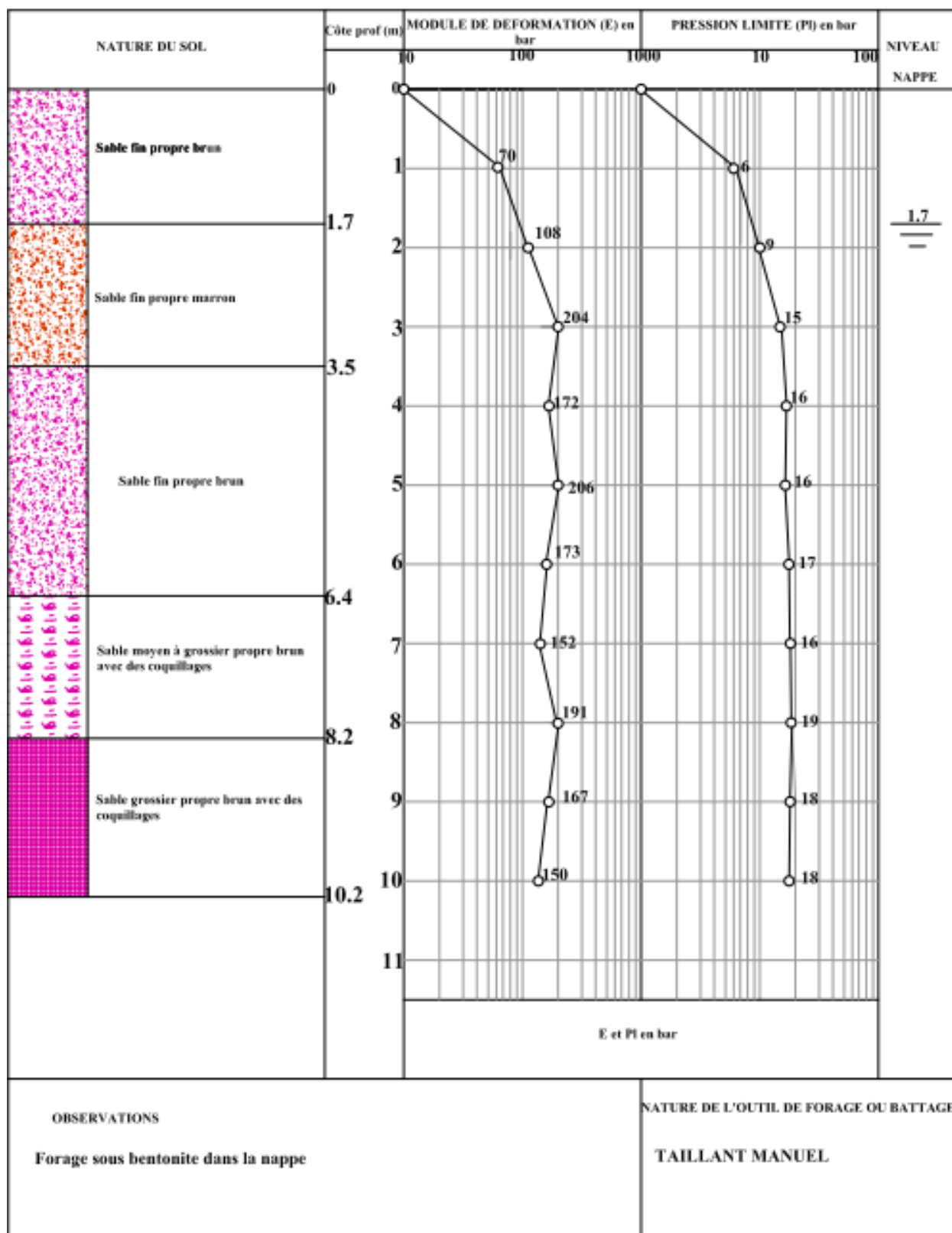
FORAGE AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

N° SP2



FORAGE AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

N° SP3



FORAGE AVEC ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

N° SP4

