



HAL
open science

Construction du lycée de Rémire Montjoly

Davy Firmin

► **To cite this version:**

| Davy Firmin. Construction du lycée de Rémire Montjoly. Autre. 2010. dumas-00538762

HAL Id: dumas-00538762

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-00538762>

Submitted on 23 Nov 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CONSERVATOIRE NATIONAL DES ARTS ET METIERS
CENTRE REGIONAL ASSOCIE
DE GUYANE



MEMOIRE

Présenté en vue d'obtenir

Le **DIPLOME d'INGENIEUR CNAM**

SPECIALITE : GENIE CIVIL

Par

FIRMIN Davy

CONSTRUCTION DU LYCEE DE REMIRE MONTJOY

Soutenu le 29 septembre 2010

JURY :

Francis GUILLEMARD	Professeur CNAM Paris – Président du jury
Sonia DELOUCHE	Architecte
Michel OURLIAC	Cabinet d'ingénierie OURLIAC
Pierre MICHEL	Directeur des Services Opérationnels du conseil Général de la Guyane
Ouahcène NAIT-RABAT	Maitre de conférences à l'IESG – Responsable de la filiale Génie Civil au CNAM de la GUYANE

TABLE DES MATIERES

I	REMERCIEMENTS	6
II	RESUME	7
III	INTRODUCTION	8
IV	PRESENTATION DU PROJET	9
IV.1	Situation géographique	9
IV.2	Contexte Régional de l'opération	10
IV.3	Capacité d'accueil de l'établissement	11
IV.4	Choix architectural	12
V	DIMENSIONNEMENT D'UN BASSIN D'ORAGE	14
V.1	Introduction	14
V.2	Cadre juridique	14
V.3	Description du réseau	15
V.4	Débit du bassin versant	17
V.4.1	La Méthode Rationnelle	17
V.4.2	Formule générale	17
V.4.3	Le coefficient de ruissellement	17
V.4.4	Le temps de concentration	20
V.4.5	Intensité de la pluie	20
V.4.6	Débit de pointe à l'état initial	21
V.5	Dimensionnement du volume de stockage	22
V.5.1	Principe de la Méthode des pluies	22
V.5.2	Calcul de Sa et de Ca :	22
V.5.3	Débit aval admissible:	23
V.5.4	Volume d'eau à stocker :	23
V.5.5	Vérification du volume de stockage	25
VI	ETUDE DU SYSTEME DE FONDATION	27
VI.1	Introduction	27
VI.2	Etude Géotechnique	27

VI.3	L'essai au pressiomètre MENARD	29
VI.3.1	Principe de l'essai	29
VI.3.2	Résultats – courbe de variation de la sonde	31
VI.3.3	Résultat de l'essai sous le bâtiment H	32
VI.3.4	Commentaire sur l'essai	33
VI.4	Détermination de la contrainte admissible du sol	34
VI.4.1	Normes en vigueur	34
VI.4.2	Formule générale	34
VI.4.3	Définition des charges:	35
VI.4.4	Hauteur d'encastrement équivalente	36
VI.4.5	Pression limite équivalente	36
VI.4.6	Valeurs numérique du coefficient de portance	37
VI.4.7	Calcul de la contrainte verticale effective:	39
VI.5	Etude des tassements	40
VI.5.1	Introduction	40
VI.5.2	Calcul de la surface de la semelle	41
VI.5.3	Formule générale du tassement par la méthode de Ménard	42
VI.5.4	Coefficient rhéologique	43
VI.5.5	Calcul des modules équivalents E_c et E_d	44
VI.5.6	Tassement théorique	45
VI.6	Justification du système de fondation	46
VI.6.1	Justification de la capacité portance	46
VI.6.2	Justification du tassement	47
VII	<i>DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME</i>	49
VII.1	Introduction	49
VII.2	Présentation du Bâtiment	49
VII.2.1	Plan du bâtiment H	50
VII.3	Système constructif retenu	51
VII.4	Modélisation du bâtiment sur ARCHE	52
VII.4.1	Hypothèses générales	52
VII.4.2	Définition des charges:	55
VII.5	Résultats de la descente de charge	58
VII.6	Dimensionnement des éléments à partir du logiciel ARCHE	59
VII.6.1	Hypothèse générale	59

VII.6.2	Extrait de la note de calcul du poteau 10	60
VII.6.3	Plan de ferrailage du poteau 10	62
VII.6.4	Note de calcul de La semelle 10	63
VII.6.5	Plan de ferrailage de la semelle	66
VII.7	Vérification du poteau 10 à l'Eurocode	67
VII.7.1	Introduction	67
VII.7.2	Hypothèse de calcul	67
VII.7.3	Détermination de la hauteur de flambement	67
VII.7.4	Dimensionnement du poteau en compression centrée	68
VII.7.5	Vérification de l'effort normal résistant	70
VII.7.6	Dispositions constructives	70
VII.7.7	Enrobage du poteau :	72
VII.7.8	Analyse critique des résultats	73
VII.8	Vérification de la semelle 10 à l'Eurocode	74
VII.8.1	Introduction	74
VII.8.2	Hypothèse de calcul	74
VII.8.3	Dimensionnement du coffrage de la fondation	74
VII.8.4	Dimensionnement des aciers tendus	75
VII.8.5	Disposition constructive	77
VII.8.6	Analyse comparative	77
VIII	CONCLUSION	78
IX	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	79
X	ANNEXES	80
X.1	Arrêté préfectoral de Guadeloupe	81
X.2	Données météorologie Guyane	88

Liste des Figures

Figure 1 - Destination des différents bâtiments	11
Figure 2 - Représentation 3D de l'entrée du lycée.....	12
Figure 3 - photographie de la noue et de la coursive centrale.....	12
Figure 4 - Représentation 3D du lycée (sens du vent)	13
Figure 5 - Photographie aérienne du projet réalisé en septembre 2009.....	13
Figure 6 - Répartition des surfaces par nature de sol.....	15
Figure 7 - Représentation des sections d'une noue et d'un fossé	25
Figure 8- Localisation des noues.....	26
Figure 9 - Localisation des essais	28
Figure 10 - Schéma du pressiomètre	30
Figure 11 - Schéma de la courbe corrigée de fluage de l'essai pressiométrique.....	31
Figure 12 - Représentation des Semelles	41
Figure 13- Coefficient rhéologique α	43
Figure 14 - Représentation des semelles	47
Figure 15 - Photographie du bâtiment H.....	49
Figure 16 - Représentation du RDC	50
Figure 17 - Représentation du plancher bas de l'étage	50
Figure 18 - Représentation du plancher haut de l'étage.....	50
Figure 19 - Représentation de la coupe du bâtiment.....	50
Figure 20 - Schéma d'application des charges.....	55
Figure 21 - Modélisation des éléments de structures	57
Figure 22 – visualisation des lignes de rupture du plancher haut du 1 ^{er} étage.....	57
Figure 23 - Visualisation des effort appliqués aux poutres du plancher du RDC	57
Figure 24- Décomposition du bâtiment en éléments de structure.....	58
Figure 25 - Localisation du poteau et de la semelle étudié.....	59
Figure 26 - Visualisation des forces appliquées au poteau	60
Figure 27 - Représentation 3D du ferrailage de la semelle.....	65
Figure 28 - Représentation de la hauteur utile "d"	76

Liste des tableaux

Tableau 1 - Coefficient de ruissellement en fonction de la nature du sol.....	18
Tableau 2-Coefficients de ruissellement pour différentes conditions géographiques (d'après Mallants & Feyen, 1990) tableau simplifié)	18
Tableau 3 - Récapitulatif des surfaces projet.....	19
Tableau 4 - Hauteur d'eau maximale.....	24
Tableau 5 - Représentation graphique de la hauteur d'eau	24
Tableau 6 - Capacité de stockage des noues et du fossé	26
Tableau 7 Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)	37
Tableau 8 - Valeur du coefficient de portance K_p	38
Tableau 9 - Coefficient de forme λ_c et λ_d	42
Tableau 10 – résultat du tassement différentiel	48
Tableau 11 - Récapitulatif des forces appliquées au bâtiment	55
Tableau 12 -Détail des efforts appliqués à la structure.....	56
Tableau 13 - Résultat du pré-dimensionnement des éléments.....	58
Tableau 14 - Détermination de $C_{min,dur}$	72
Tableau 15 - Formule de dimensionnement des aciers tendus	75
Tableau 16 - Résultats du dimensionnement des aciers tendus	76

I REMERCIEMENTS

En préambule de ce mémoire, je souhaiterais adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide, qui ont contribué à son élaboration ainsi qu'à la réussite des différentes unités de valeur. Mes remerciements s'adressent, tout d'abord, au directeur et aux membres du Conservatoire National des Arts et Métier qui m'ont permis de faire cette formation.

Je tiens à remercier particulièrement M. Ouahcène Nait Rabah, responsable de la filière Génie Civil au CNAM Guyane, qui s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu me consacrer, sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime ma gratitude à tous les consultants rencontré lors de mes recherches et qui ont accepté de répondre à mes questions. Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis et collègues qui m'ont soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous.

II RESUME

La Guyane connaît une forte poussée démographique, qui laisse apparaître un manque d'infrastructures en tout genre. La collectivité Régionale, chargée de la construction des lycées, a entrepris celle de 3 lycées dont celui de Rémire. Le présent mémoire traitera de sa construction et principalement:

- De l'étude du système de fondation.
- Du dimensionnement du bassin d'orage
- Du dimensionnement des éléments du bâtiment H.

Mots clés : lycée, système de fondations, bassin d'orage, dimensionnement béton armé.

SUMMARY

French Guiana is experiencing strong population growth, which appear to provide a lack of infrastructure of all kinds. Regional community, responsible for the construction of schools, has undertaken one of three schools including the Remire. This submission will address the construction and mainly:

- From the study of the foundation system.
- Design of storm basin
- From the design of the H building components.

Keywords: high school, foundation system, storm basin, reinforced concrete design.

III INTRODUCTION

Ce mémoire clôture quatre années de formation d'ingénieur Génie Civil effectuée au CNAM de Guyane.

En poste au sein de l'entreprise SECOTEM depuis 2006, mon objectif professionnel est d'évoluer vers un poste de chargé d'opération, dont les missions sont semblables à celles d'un ingénieur. Actuellement j'assume les fonctions de dessinateur projeteur en VRD. Je m'occupe également de l'aspect financier des projets, à savoir l'analyse des offres et la gestion financière des chantiers.

Le choix de mon sujet de mémoire professionnel s'est porté sur la construction du lycée de REMIRE pour lequel SECOTEM est intervenu en qualité de bureau d'étude VRD.

Dans le cadre de ce chantier j'ai eu l'occasion de tracer tout les plans projet des réseaux et de la voirie, réaliser les calculs de cubature ainsi que d'établir le détail estimatif des travaux VRD.

Dans le cadre de mon mémoire d'ingénieur CNAM, j'ai choisi d'élargir mes missions en traitant les aspects suivants :

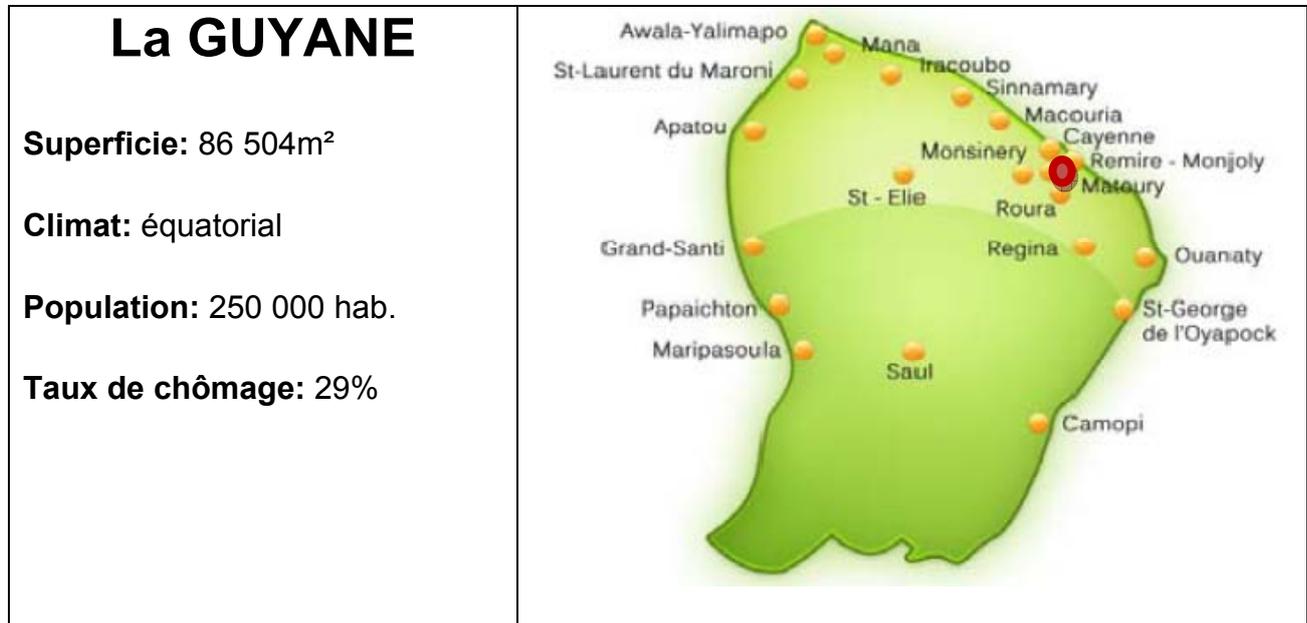
J'aborderai en première partie le dimensionnement du bassin d'orage nécessaire au projet.

Dans une deuxième partie, j'étudierai le système de fondation d'un des bâtiments.

Je finirai par l'étude de la structure du même bâtiment.

IV PRESENTATION DU PROJET

IV.1 Situation géographique



Avec une superficie de 86.504 km², la Guyane possède 300 km de côtes, 520 km de frontières avec le Suriname et 700 km de frontières avec le Brésil. Elle est couverte à 96 % d'une forêt équatoriale qui reste parmi les plus riches du monde.

La population est essentiellement groupée dans quelques communes sur le littoral, au bord des grands fleuves et de leurs estuaires. Cayenne, chef-lieu du département, se situe à 7.072 km de Paris.

De nombreuses communautés coexistent, venant de 80 pays différents. Avec aujourd'hui une quarantaine de nationalités : Créoles, Amérindiens, Bushinengués, H'mongs, Métropolitains, Chinois, Libanais, Brésilien et Haïtien, etc...

La population étrangère en situation irrégulière (clandestine) est estimée entre 40.000 et 60.000 personnes, en plus des 215.000 habitants répertoriés.

IV.2 Contexte Régional de l'opération

A l'instar de la Guyane entière, l'île de Cayenne connaît une forte poussée démographique. En réponse à cette situation la collectivité régionale entreprend la mise en place d'un second lycée sur le territoire de la commune de Rémire-Montjoly. La Région Guyane n'ayant pas les fonds nécessaires pour la construction urgente de lycées, elle a entrepris en 2007 la construction de 3 lycées par un Bail Emphytéotique Administratif ¹: St Laurent, Mana et Rémire.



Le Maître d'ouvrage pour le projet est donc le groupement SEMSAMAR/ICADE G3A. L'entreprise retenue pour la construction du lycée est NOFRAYANE pour un prix globale et forfaitaire de 24 millions d'euros. Les VRD² sont réalisés en sous-traitance par SODECA pour qui SECOTEM intervient en tant que Bureau d'étude en charge de l'exécution.

¹ Bail Emphytéotique Administratif (BEA) : permettant à une collectivité territoriale propriétaire d'un bien immobilier de le louer à un tiers qui pourra construire un ouvrage sur le domaine public et ensuite le louer à la collectivité propriétaire du terrain.

² VRD : Voirie Réseaux Divers concerne la voirie (routes, chaussées, bordures, trottoirs,...) et les réseaux divers (réseaux d'assainissement, réseau d'adduction d'eau potable, éclairage public, etc.).

IV.3 Capacité d'accueil de l'établissement

L'organisation du rectorat de l'académie de Guyane tient compte de sa spécificité monodépartementale avec un nombre d'élèves dont l'effectif est de 71 986 (1^{er} et 2nd degrés public et privé)

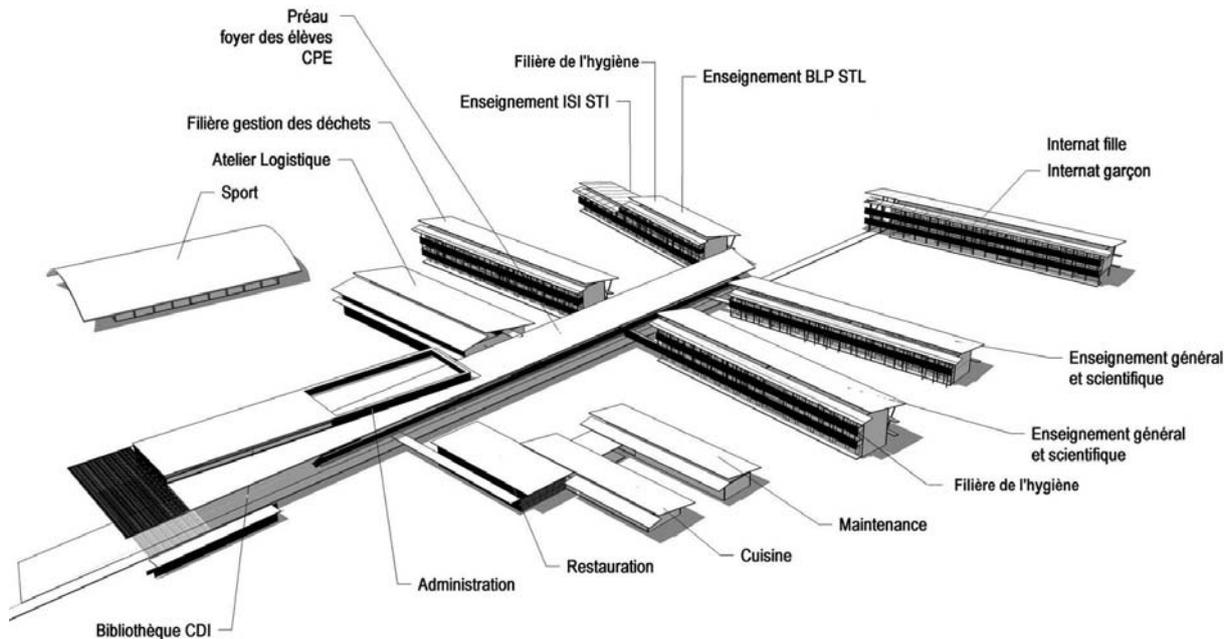


Figure 1 - Destination des différents bâtiments

Le présent projet porte sur la construction du lycée polyvalent de Rémire-Montjoly. Il s'agit d'un lycée d'enseignement polyvalent, qui accueillera :

- des filières classiques (L, ES et S),
- des filières technologiques (STL et STI),
- une filière post-bac (BTS),
- des filières professionnelles (logistique et hygiène environnement).

La structure pédagogique a été prévue pour accueillir 1 064 élèves et comprend entre autres un complexe sportif, un restaurant de 400 couverts, 8 logements de fonction et un internat d'une capacité de 72 internes.

IV.4 Choix architectural



Figure 2 - Représentation 3D de l'entrée du lycée

La typologie pavillonnaire des bâtiments sur 1 ou 2 étages permet une intégration facile du lycée dans son contexte. Le projet sera conduit selon une démarche de Haute Qualité Environnementale.

Le lycée de Rémire s'organise suivant un principe d'arborescence autour d'un axe de circulation majeur traité comme une galerie-préau depuis le parvis d'accès jusqu'à l'internat.

Cette configuration permet une distribution claire et simple des circulations, une évolutivité et une flexibilité dans le temps ainsi qu'une hiérarchisation des espaces des plus vivants aux plus studieux.



Figure 3 - photographie de la noue et de la coursive centrale

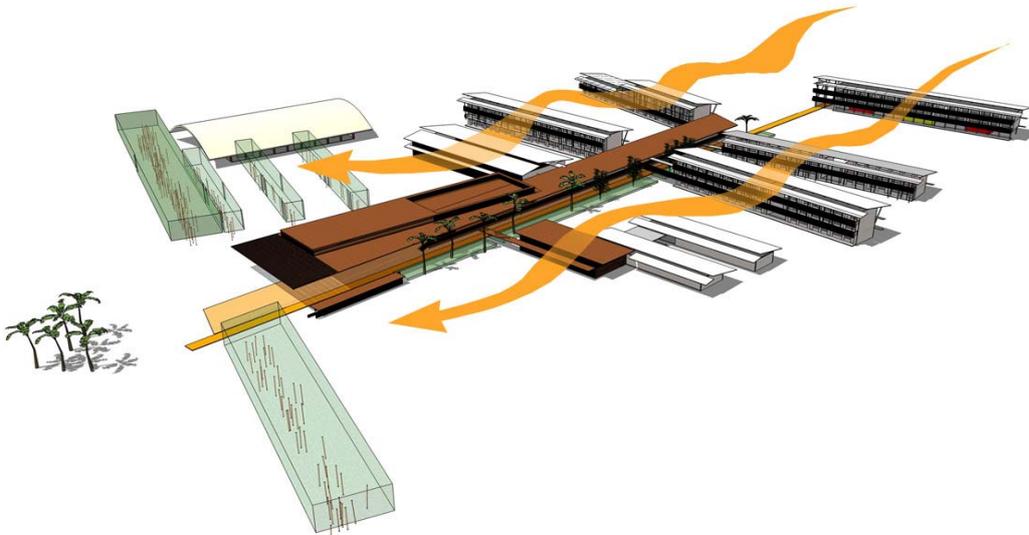


Figure 4 - Représentation 3D du lycée (sens du vent)

Pour répondre au mieux au traitement bioclimatique local, des solutions architecturales simples et éprouvées Guyane ont été intégrées :

Une organisation pavillonnaire, des toitures « parapluies » sur combles ventilés, des circulations par coursives abritées, une orientation Est et Ouest des façades des locaux ventilés naturellement, une orientation Sud et Nord des façades des locaux climatisés de l'administration et du CDI.



Figure 5 - Photographie aérienne du projet réalisé en septembre 2009

V DIMENSIONNEMENT D'UN BASSIN D'ORAGE

V.1 Introduction

Un bassin d'orage est une zone de stockage des eaux pluviales, enterré ou à ciel ouvert. C'est une technique d'assainissement qui permet de compenser les effets de l'imperméabilisation des sols en zone urbaine. Le bassin d'orage a pour objectif d'écrêter les crues, afin d'éviter la saturation des réseaux d'assainissement aval ou du milieu naturel. A partir des données topographiques du terrain, nous déterminerons le débit de pointe du bassin à l'état initial et nous en déduirons le volume de stockage par la méthode des pluies.

V.2 Cadre juridique

La méthodologie s'appuie sur l'arrêté préfectoral de Guadeloupe du 24 mai 2005 qui définit les prescriptions techniques minimales applicables aux rejets d'eaux pluviales en application des articles L.214-1 à L.214-6 du code de l'environnement sous la rubrique 2.1.5.0 du décret nomenclature n°93-743 du 29 mars 1993 modifié. Juridiquement parlant, cet arrêté n'est pas applicable en Guyane ; toutefois, à défaut d'arrêté technique équivalent en Guyane, il présente une méthodologie conforme avec le Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des eaux (SDAGE) de la Guyane et avec les orientations générales de la Loi sur l'Eau³.

Nous nous intéresserons à l'article 7 de l'arrêté préfectoral :

- *Ouvrages de stockage (article 7)*

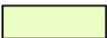
Le débit de rejet après imperméabilisation (après le projet) ne sera pas supérieur au « débit naturel » (avant le projet). En cas d'aggravation un dispositif de stockage sera prévu. Il sera dimensionné pour un événement pluvieux au minimum de 10 ans.

³ Loi sur l'eau: loi de 1992 relative à la préservation des écosystèmes aquatiques, des sites et des zones humides, à la gestion des ressources en eau.

V.3 Description du réseau

Pour déterminer le débit de pointe d'un bassin versant il faut connaître précisément la nature des différentes surfaces.

Le bassin versant sur lequel se situe le lycée a une superficie totale de 103 616m².Le projet s'étend sur 67 396m² décomposé de la manière suivante :

 Surface de voirie (S=7 711.00m²)	<u>Topographie du terrain</u> Point le plus haut : 7.4 m NGG Point le plus bas : 4.4 m NGG Longueur du plus long Talweg: 389 m Dénivelé : 3m Pente retenue : 0.80%
 Trottoir béton (S=648.00m²)	
 Surface toiture (S=14 730.00m²)	
 Espace vert (S= 43 307.00m²)	

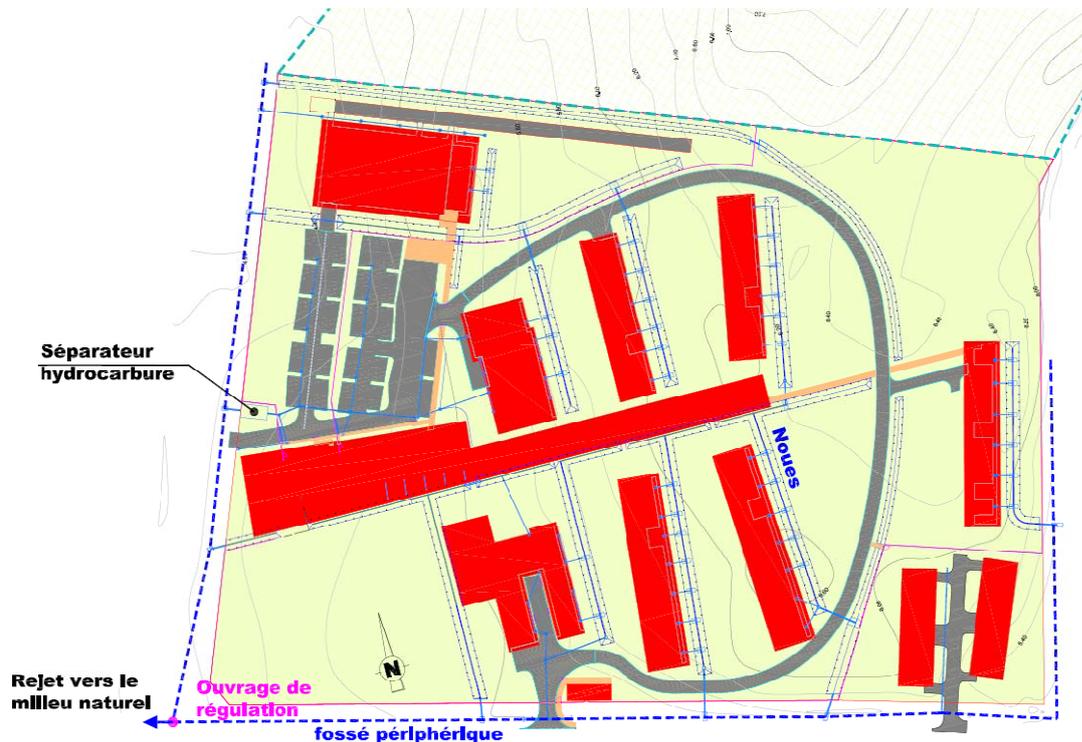


Figure 6 - Répartition des surfaces par nature de sol

Le dimensionnement ce fera sur les hypothèses du plan suivant.

Assainissement des bâtiments et des voiries

Le réseau d'évacuation des eaux de ruissellement⁴ est gravitaire, il collecte les eaux de toitures et de voiries. Il est composé de noues, regards et canalisations PVC.

Les toitures sont équipées de gouttières reprises par l'intermédiaire de regards placés à 1 m des façades qui se déversent dans des noues placées entre les bâtiments. Ces noues se déversent à leurs tours dans un fossé périmétrique, qui a pour exutoire la crique lindor. Des passages busés (\varnothing 400) assurent la continuité hydraulique du réseau. Une cunette en béton est réalisée au fond de chaque noue afin d'assurer un écoulement minimal.

Assainissement du parking

Le parking situé au sud-ouest du projet est assaini par un ensemble de collecteurs et de canalisations souterraines qui acheminent les eaux pluviales vers un déboureur déshuileur chargé d'assurer la dépollution des eaux de ruissellement issues du parking qui seront par la suite déversées dans le réseau collectif.



⁴ **Le ruissellement** désigne en hydrologie le phénomène d'écoulement des eaux à la surface des sols. Il s'oppose au phénomène d'infiltration.

V.4 Débit du bassin versant

V.4.1 La Méthode Rationnelle

Le calcul sera effectué par la méthode rationnelle.

Elle utilise un modèle simple de transformation de la pluie décrite par son intensité $i(t)$, supposée uniforme et constante dans le temps, en un débit instantané maximal à l'exutoire. Elle peut être utilisée pour de petits bassins versants présentant des caractéristiques homogènes et un réseau comportant peu de points d'entrée, elle n'intègre pas l'effet de stockage dans le réseau et conduit donc à un surdimensionnement des ouvrages.

Son emploi doit rester limité à des bassins versants dont la surface est inférieure à quelques dizaines d'hectares comme c'est le cas pour le lycée.

V.4.2 Formule générale

Le débit de pointe par la méthode rationnelle est donné par la formule suivante.

$$Q_p(t) = 0.167 \times C \times i(t) \times A$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en m^3/s

C : coefficient de ruissellement

$i(t)$: Intensité de la pluie de période de retour t

A : Surface du bassin versant

V.4.3 Le coefficient de ruissellement

Il est défini comme étant la proportion volumique d'eau précipitée qui parvient à l'exutoire, il traduit l'imperméabilisation naturelle ou artificielle du sol en fonction de sa nature. A chaque les types de sols, correspond un coefficient de ruissellement C .

Tableau 1 - Coefficient de ruissellement en fonction de la nature du sol

Nature du sol	Coefficient de ruissellement
Toits	0,70 à 0,95
Asphalte	0,85 à 0,95
Pavé	0,75 à 0,85
Dalle	0,40 à 0,50
Gravier	0,15 à 0,30
Parc, Gazon	0,05 à 0,25

Tableau 2-Coefficients de ruissellement pour différentes conditions géographiques (d'après Mallants & Feyen, 1990) tableau simplifié)

couverture du sol	pente en %	Sable	limon sableux	limon	limon argilo-sableux	limon argileux	argile limoneuse	argile	impermeable
foret	< 0,5	0,3	0,10	0,20	0,23	0,30	0,37	0,40	0,95
	0,5-5	0,12	0,15	0,22	0,25	0,32	0,40	0,45	0,95
	5-10	0,23	0,25	0,27	0,29	0,35	0,44	0,50	0,95
	> 10	0,28	0,30	0,40	0,43	0,50	0,57	0,60	0,95
herbe	< 0,5	0,03	0,10	0,20	0,23	0,30	0,37	0,40	0,95
	0,5-5	0,07	0,12	0,21	0,24	0,32	0,40	0,45	0,95
	5-10	0,15	0,16	0,23	0,27	0,36	0,48	0,55	0,95
	> 10	0,20	0,22	0,29	0,33	0,42	0,53	0,60	0,95
culture	< 0,5	0,23	0,30	0,40	0,43	0,50	0,57	0,60	0,95
	0,5-5	0,27	0,34	0,44	0,47	0,54	0,61	0,64	0,95
	5-10	0,33	0,40	0,50	0,53	0,60	0,67	0,70	0,95
	> 10	0,45	0,52	0,62	0,65	0,72	0,79	0,82	0,95
sol nu	< 0,5	0,33	0,40	0,50	0,53	0,60	0,67	0,70	0,95
	0,5-5	0,37	0,44	0,54	0,57	0,64	0,71	0,74	0,95
	5-10	0,50	0,50	0,60	0,63	0,70	0,77	0,80	0,95
	> 10	0,62	0,62	0,72	0,75	0,82	0,89	0,92	0,95

L'étude du sol relève que la couverture du sol est de nature limon argilo-sableuse. Les terrains étant boisé et libre de toute construction, le coefficient de ruissellement à ***l'état initial retenu sera de 0,25.***

Pour prendre en compte la nature des différentes surfaces qui composent le projet. On considère le bassin versant découpé en surfaces homogènes S_i (voir figure 6); à chacune desquelles sera appliqué un coefficient de ruissellement C_i , le coefficient de ruissellement général peut être calculé par la formule suivante :

$$C = \frac{\sum C_i \times S_i}{\sum S_i}$$

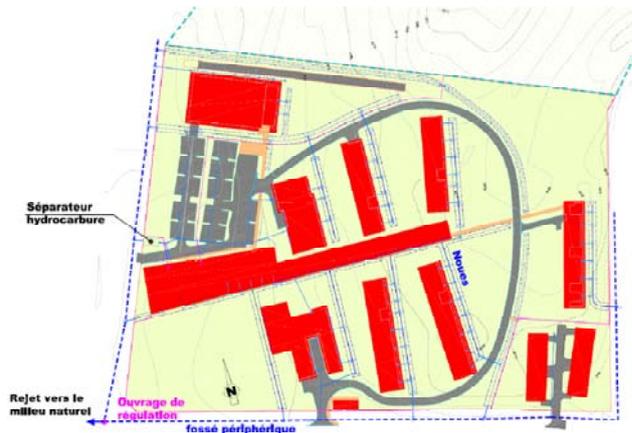


Tableau 3 - Récapitulatif des surfaces projet

	Surface en m ²	Coefficient de ruissellement
Voirie	7 711	0.95
trottoirs	648	0.95
Toiture	14 730	0.95
Espace vert	43 307	0.25

$$C = \frac{0,25 \times 43\,307 + 0,95 \times (14\,730 + 7\,711 + 648)}{67\,396} = 0.486$$

Le coefficient calculé du projet est égale à 0.486

Cette valeur signifie que 48% de l'eau qui tombe sur la surface du projet lors d'une pluie s'écoule en surface. Les 52% restant s'infilte dans le sol.

V.4.4 Le temps de concentration

Il est défini comme le temps mis par une goutte d'eau pour rejoindre l'exutoire depuis le point le plus éloigné (en durée d'écoulement). Son estimation peut se faire à l'aide de la formule empirique suivante :

$$t_c = 0.01195 * L^{0.77} * I^{-0.385} = t_c = 0.01195 * 390^{0.77} * 0.008^{-0.385} = 12.348 \text{ min}$$

Avec :

t_c : temps de concentration en mn

L : longueur du chemin hydraulique en m

I : pente suivant le parcours hydraulique en m

Le temps de concentration du bassin versant est estimé à 12.348 minutes.

V.4.5 Intensité de la pluie

Une précipitation est caractérisée par sa durée et son intensité. L'intensité moyenne maximale pour une durée t et une période de retour T est définie par la formule de Montana ci après :

$$i = a(T) * t^{b(T)} = i = 9.779 * 12.348^{-0.533} = 2.561 \text{ mm/min}$$

Avec :

t_c : temps de concentration du bassin versant

Les coefficients de Montana a et b sont le résultat d'analyses statistiques effectuées par les météorologues pour chaque région, en Guyane :

Pour $T(10 \text{ ans})$, $a = 9.779$ et $b = -0.533$ (voir données météorologiques en annexe)

V.4.6 Débit de pointe à l'état initial

Le débit de pointe Q_p définit la quantité d'eau maximale instantanée la l'exutoire d'un bassin versant lors d'un évènement pluvieux.

$$Q_p(t) = 0.167 \times C \times i(t) \times A = 0.167 \times 0.25 \times 2.561 \times 10.3616 = 1.11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en m³/s

C : coefficient de ruissellement

i(t) : Intensité de la pluie de période de retour *t*

A : Surface du bassin versant

Pour une pluie de période de retour égale à 10 ans, la valeur du débit de pointe du bassin versant est de **1.11 m³/s**.

D'après l'arrêté préfectoral de Guadeloupe du 24 mai 2005, ce débit doit rester le même après urbanisation pour cela on doit compenser l'apport d'eau supplémentaire engendrer par l'imperméabilisation du sol. Cette valeur fixera donc le débit de fuite du bassin de rétention des eaux pluviales.

V.5 Dimensionnement du volume de stockage

V.5.1 Principe de la Méthode des pluies

Cette méthode permet de calculer la différence maximale entre le volume d'eau entrant (la pluie) et le volume d'eau sortant (le débit de fuite).

Il est nécessaire de connaître la courbe Intensité - Durée - Fréquence (IDF), notée $i(t,T)$, (donnée météorologique en annexe).

V.5.2 Calcul de S_a et de C_a :

Le coefficient d'apport C_a mesure le rendement global de la pluie (fraction de la pluie qui parvient réellement à l'exutoire).

Il sera déterminé en divisant le bassin en éléments de surface homogène auxquels on affectera des coefficients d'apports élémentaires.

La surface active S_a représente le produit de la surface totale du bassin versant par son coefficient d'apport :

$$S_a = C_a \times S \text{ totale}$$

Pour tenir compte lors d'une forte pluie d'une certaine saturation du sol, on considère que 50% des eaux qui s'écoulent sur les surfaces non urbanisées arrivent à l'exutoire, contre 90% pour les surfaces urbanisées.

Application numérique :

Surface totale du projet : 6.74 hA $C = 0.486$ (*coef. de ruissellement projet*)

Surface non urbanisée (Coef. = 0.5): $6.74 - (6.74 \times 0.486) = 3.464$ ha

Surface imperméabilisée (Coef. = 0,9): $6.74 \times 0.486 = 3.27$ ha

D'où $S_a = (3.464 \times 0.5) + (3.27 \times 0.9) = 4.675$ ha

Et $C_a = \frac{S_a}{S \text{ totale}} = \frac{4.675}{6.74} = 0.693$

V.5.3 Débit aval admissible:

Il correspond à une autre écriture du débit de fuite (débit de pointe à l'état initial) permettant de comparer une hauteur d'eau précipitée.

$$q_s = \frac{360Q}{S_a} = \frac{360 \times 1.11}{4.675} = 85.56 \text{ mm/h.hA}$$

avec :

q_s en mm/h.hA

Q_s en m³/s

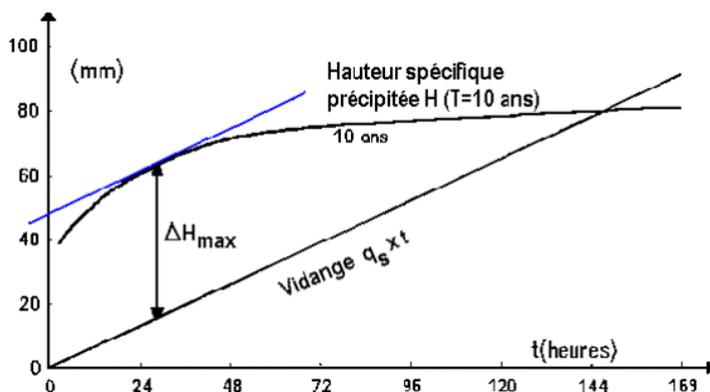
S_a la surface active (surface x coefficient d'apport du BV) en ha

V.5.4 Volume d'eau à stocker :

Pour déterminer le volume d'eau il faut d'abord estimer la hauteur d'eau à compenser. Pour ce faire, la hauteur spécifique précipitée $H(t)$ est une donnée météorologique propre à chaque région et basée sur l'observation des intempéries.

La hauteur d'eau à stocker :

$$\Delta H = H_{(t)} - h_{(t)}$$



$$V = 10 \times \Delta H \times S_a$$

V_s en m³

ΔH en mm

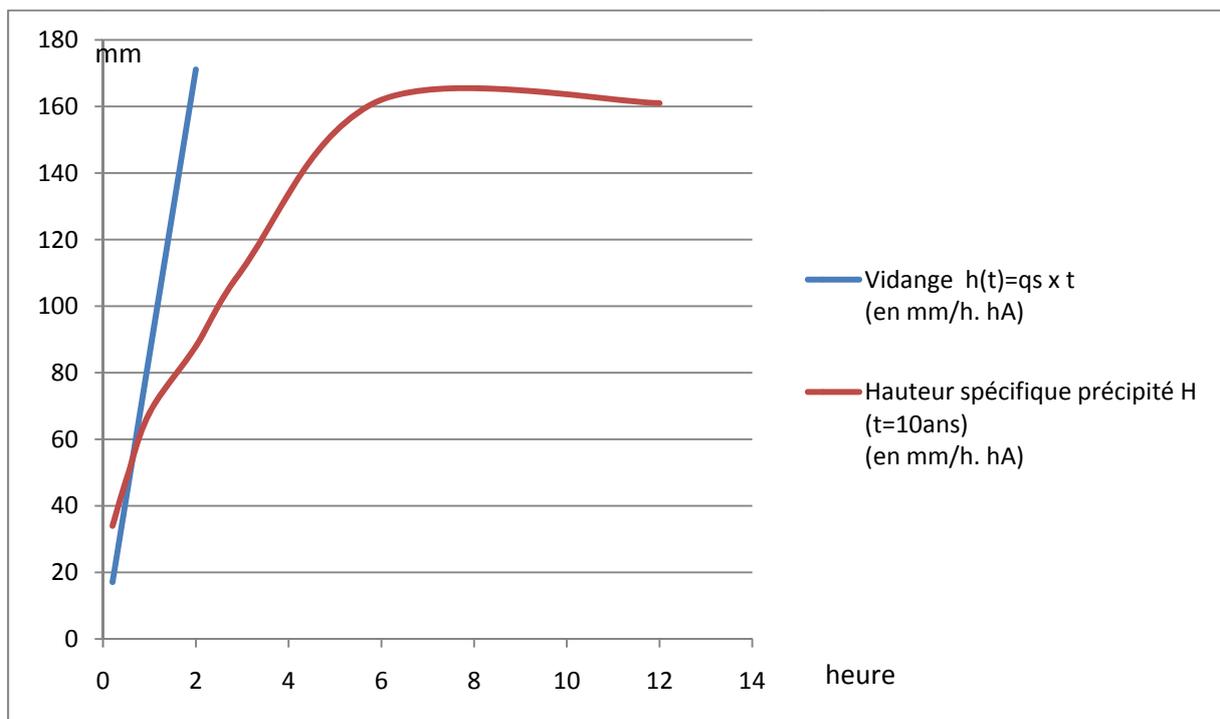
S_a en ha

A partir des données météorologiques et du précédent calcul du Débit aval admissible, on peut en déduire le tableau suivant :

Tableau 4 - Hauteur d'eau maximale

Durée de l'averse (heure)	Vidange $h(t)=q_s \times t$ (en mm/h. hA)	Hauteur spécifique précipitée H (t=10ans) (en mm/h. hA)	$\Delta H= H(t) - h(t)$ (en mm/h. hA)
0,2	17,112	34	16,888
0,5	42,78	48	5,22
1	85,56	68	-17,56
2	171,12	88	-83,12
3		111	
6		162	
12		161	

Tableau 5 - Représentation graphique de la hauteur d'eau



Commentaire : le débit de fuite étant important, la vidange s'effectue très rapidement. La hauteur d'eau maximale est donnée pour une pluie inférieure à 12min. Malheureusement nous ne disposons pas de données en dessous de 12 min pour un résultat plus précis. Nous estimerons **H max = 17 mm**

APPLICATION NUMERIQUE :

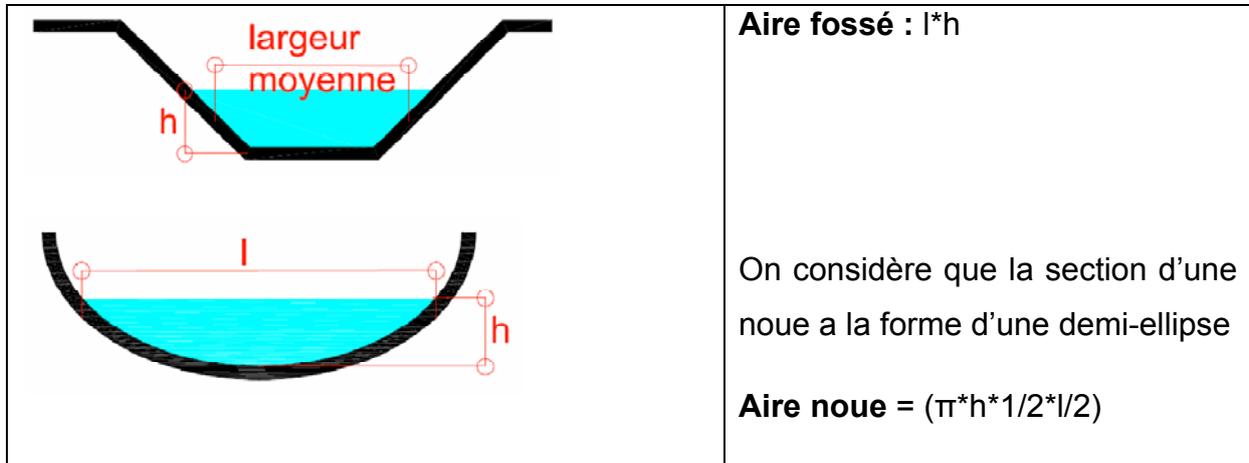
$$V = 10 \times \Delta H \times Sa = 10 \times 17 \times 4.675 = 794.75 \text{ m}^3$$

Le volume de stockage nécessaire : 800 m³. Le débit de fuite sera de 1.11 m³/s.

V.5.5 Vérification du volume de stockage

A terme, le volume de stockage nécessaire pour l'évacuation d'une pluie de retour 10 ans est estimé à 800 m³ pour l'ensemble du projet. Il a été prévu de mettre en place des noues, afin de stocker et réguler les eaux pluviales. Au total, 10 noues et un fossé seront positionnés sur la parcelle de projet. Les noues⁵ serviront au stockage et à la régulation des eaux pluviales du lycée avant leur déversement dans la crique Lindor.

Figure 7 - Représentation des sections d'une noue et d'un fossé



⁵ Une noue est un fossé peut profond

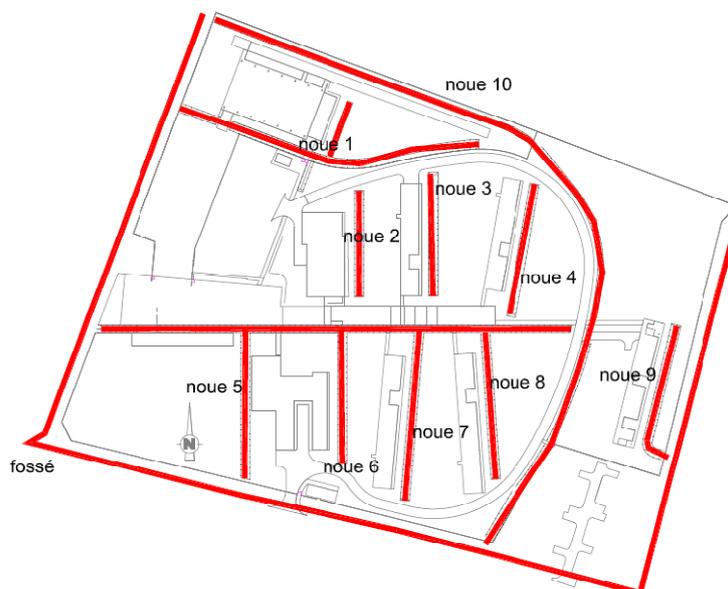


Figure 8- Localisation des noues

Tableau 6 - Capacité de stockage des noues et du fossé

	Longueur (en m)	Largeur (en m)	Hauteur d'eau moyenne (en m)	Capacité de stockage (en m ³)
Noue 1	165	3	0,5	194,38
Noue 2	57	3	0,5	67,15
Noue 3	65	3	0,5	76,57
Noue 4	71	3	0,5	83,64
Noue 5	79	3	0,5	93,07
Noue 6	71	3	0,5	83,64
Noue 7	92	3	0,5	108,38
Noue 8	75	3	0,5	88,35
Noue 9	78	3	0,5	91,89
Noue 10	461	3	0,5	543,09
Fossé périphérique	770	1	0,5	385,00

Capacité de stockage total:	1815,168
------------------------------------	-----------------

Les noues et le fossé périphérique qui seront créés auront **une capacité de stockage totale de 1815 m³**. Le volume de stockage nécessaire étant de 800m³ le système est donc largement capable de tamponner les effets d'une pluie d'occurrence décennale. Les eaux collectées se rejettent dans un fossé qui a pour exutoire la crique Lindor.

VI ETUDE DU SYSTEME DE FONDATION

VI.1 Introduction

Pour des raisons de coût, il est préférable de choisir le système de fondations superficielles plutôt que des fondations profondes lorsque le sol le permet. Il peut s'agir de semelles isolées ou semelles filantes ou encore de radier général.

La capacité portante et le tassement sont les deux éléments fondamentaux à déterminer lors du dimensionnement des fondations superficielles.

Nous justifierons le système de fondation sur la base du résultat d'un essai pressiométrique de Ménard qui est un essai de cisaillement pur. La pression limite correspond à une rupture par cisaillement.

VI.2 Etude Géotechnique

Les études géotechniques ont pour principal objet les études de sol pour la construction d'ouvrages (pavillons, immeubles, voiries, ouvrages d'art...), et notamment la définition des fondations, mais aussi dans le cadre de diagnostics pour des ouvrages sinistrés. Elles traitent également des phénomènes de mouvement de sol (glissement, affaissement et autres), de déformation (tassements sous charges) et résistance mécanique.

Les résultats de cette étude nous permettent entre autre de connaître les caractéristiques du sol sous chaque bâtiment, et ainsi choisir le type de fondation le plus adapté au projet. Les essais peuvent être réalisés in situ ou en laboratoire à partir d'échantillons de sol.

Une mission géotechnique en accord explicite entre le client et le géotechnicien peut avoir différentes classes. La G0 correspond à l'exécution des essais et sondage et la G12 à l'étude de faisabilité des ouvrages.

Dans le cadre d'une mission GO et G12 le LBTPG à déterminer :

- La coupe lithologique⁶ du terrain
- Les caractéristiques géo mécaniques des formations traversées
- Le niveau de la nappe phréatique
- Pré-dimensionner les fondations
- Pré-dimensionner les voiries

Moyen mis en œuvres pour le chantier:

- **5 essais au pénétromètre statique (PS)**

Les pénétromètres statiques et dynamiques consistent à enfoncer une pointe dans le terrain soit à vitesse imposée soit sous l'effet de chocs répétés. Le sol sous la pointe est constamment dans un état limite puisque la pointe de l'appareil le poinçonne.

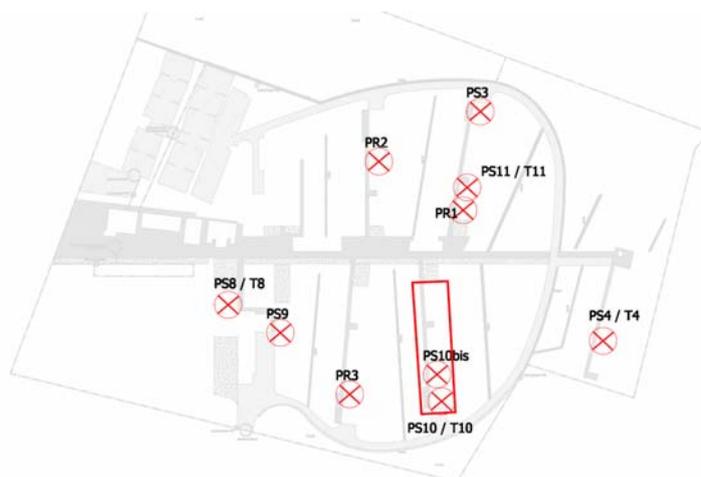
- **3 sondages pressiométriques (PR)**

Le pressiomètre sollicite le terrain depuis son état au repos jusqu'à une valeur limite en augmentant progressivement la pression appliquée au sol.

- **2 sondages à la tarière (T)**

Il peut être manuel ou mécanique, il consiste à prélever des échantillons de sol à différentes profondeurs afin de déterminer les caractéristiques des différentes couches de sol.

Figure 9 - Localisation des essais



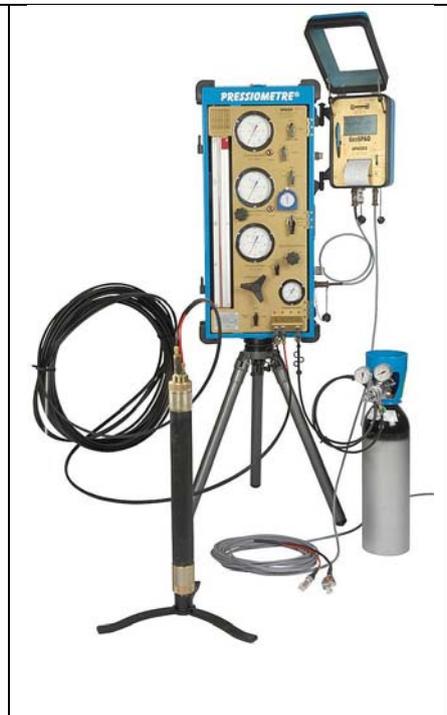
⁶ La lithologie est la branche de la géologie qui étudie la nature des roches d'une formation.

VI.3 L'essai au pressiomètre MENARD

Nous utiliserons l'essai pressiométrique de Ménard pour déterminer le système de fondation.

Depuis sa mise au point par Louis Ménard en 1955, l'essai pressiométrique connaît un essor considérable. En France, c'est actuellement l'outil de base utilisé pour le dimensionnement des fondations. Cet essai fait l'objet de la norme NFP97-110

Révisé en 1997, le succès de cet essai est dû à de nombreux avantages; l'essai est relativement simple à exécuter, le dépouillement des mesures est rapide. L'essai est applicable pratiquement dans tous types de sol et de roches, de plus il est le seul essai in situ fournissant à la fois un critère rupture et de déformabilité du sol.



VI.3.1 Principe de l'essai

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

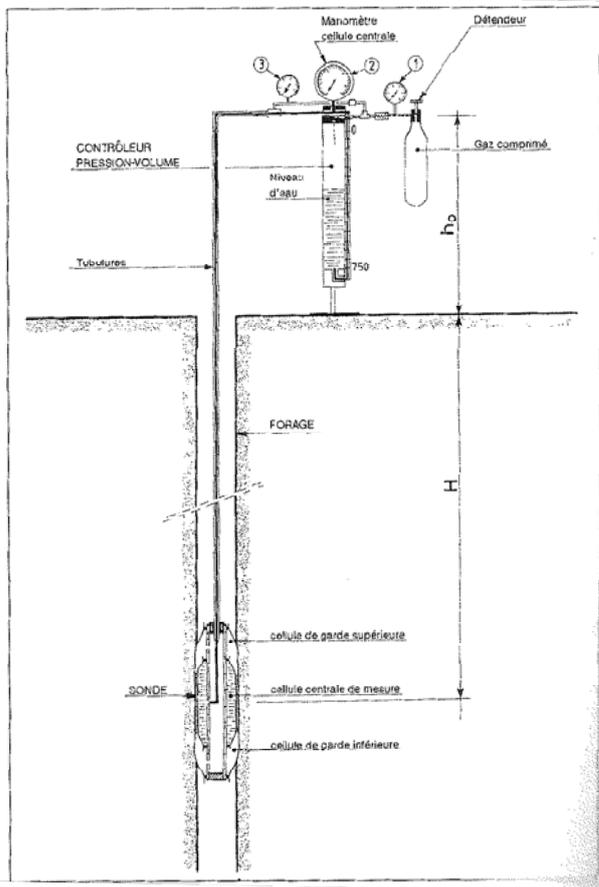
Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

- Le module pressiométrique E_M qui définit le comportement pseudo-élastique du sol,
- La pression limite p_l qui caractérise la résistance de rupture du sol,

- La pression du fluage⁷ p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Figure 10 - Schéma du pressiomètre

VI.3.1.1 Appareillage



- Descendue dans un forage, la sonde comporte trois cellules. Seule la cellule centrale sert à mesurer. Les deux autres cellules de garde ont pour seul but de créer un champ de contrainte bidimensionnel sur la hauteur de la cellule de mesure qui est rempli d'eau.
- Le contrôleur de pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs :

- Manomètre n°1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz
- Manomètre n°2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure
- Manomètre n°3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.

Le tube gradué de 0 à au moins 750cm³ contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule est directement lue sur la règle graduée.

⁷ Le fluage est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible d'un matériau soumis à une contrainte constante pendant une durée suffisante.

VI.3.2 Résultats – courbe de variation de la sonde

La courbe de fluage traduit les variations de volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe à l'allure indiquée ci-dessous permet de définir la pression de fluage P_f .

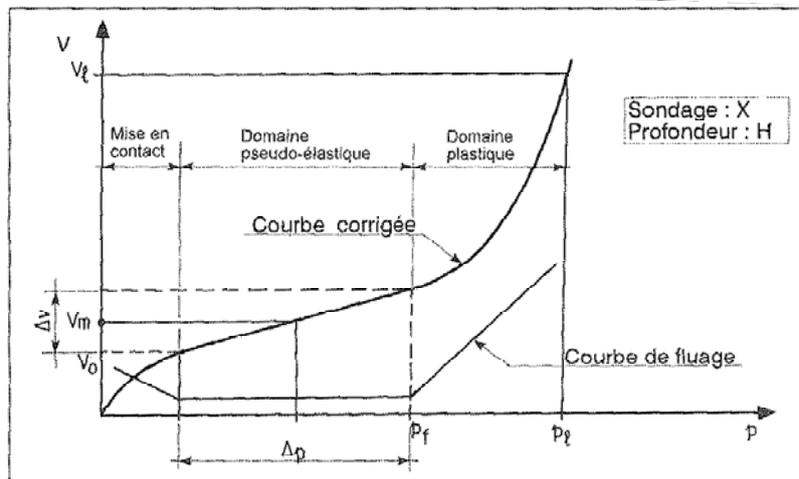


Figure 11 - Schéma de la courbe corrigée de fluage de l'essai pressiométrique

La courbe corrigée donnant V en fonction de p délimite trois domaines.

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage.
- Le second, au domaine pseudo élastique. Dans ce domaine, la relation volume-pression est linéaire. Elle peut être représentée par le module pressiométrique Menard E_m défini par la formule suivante.

$$E_m = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

K est un coefficient qui dépend du type de sonde utilisé et de la valeur du volume moyen V_m de la plage pseudo-élastique.

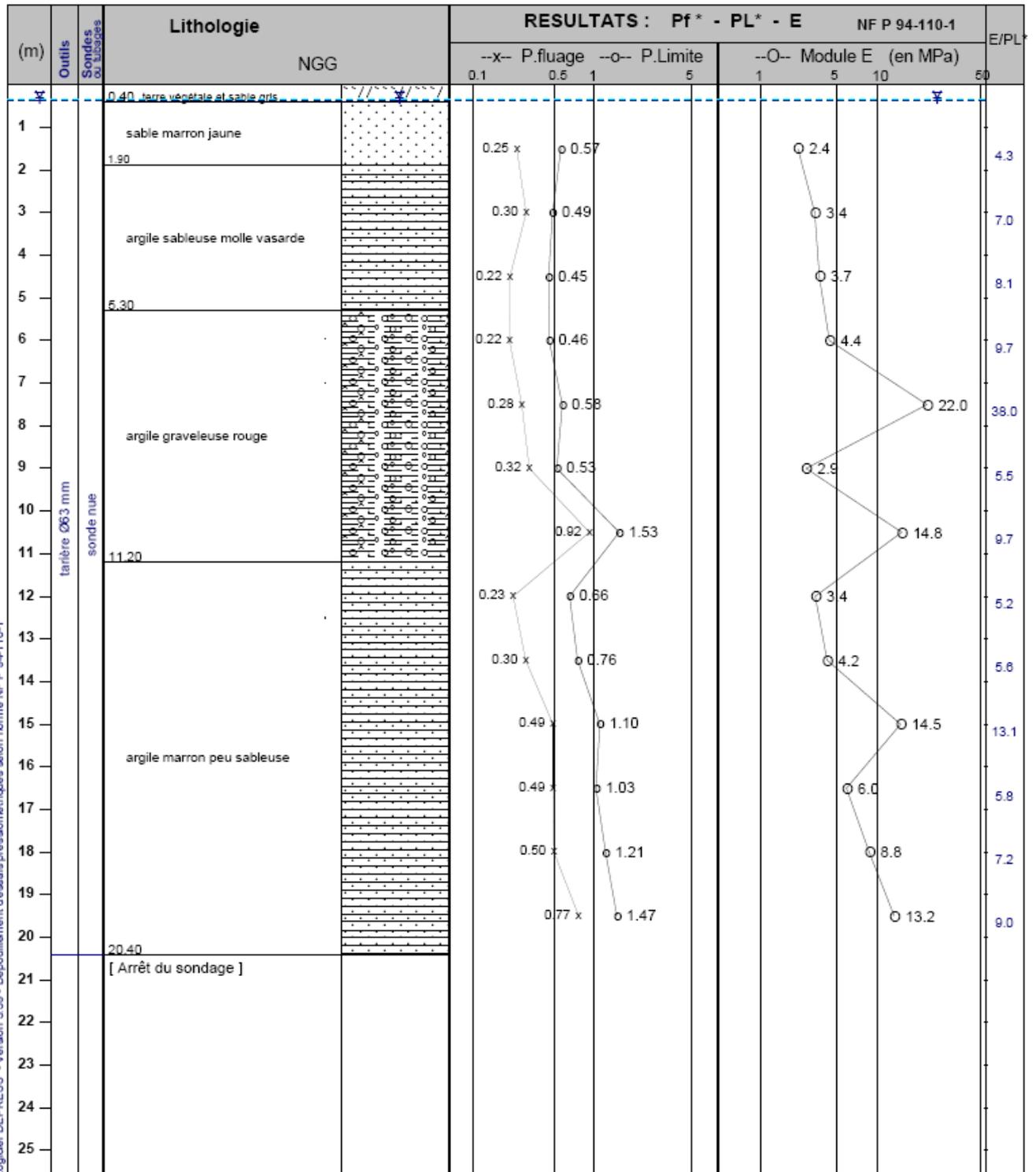
- Le troisième est le domaine plastique qui s'étend de P_f à P_l .

La rupture se traduit par une branche asymptotique des courbes brutes ou corrigées. La pression limite est définie conventionnellement comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de cavité.

VI.3.3 Résultat de l'essai sous le bâtiment H

Ech.Prof: /

date d'exécution: 01/06/07



Observations : /

Nappe : niveau d'eau à 0.35 m.
(à la date d'exécution du forage)

VI.3.4 Commentaire sur l'essai

La qualité de cet essai est très sensible à la taille et à la forme du trou de forage l'opérateur se doit de maîtriser parfaitement l'essai pour obtenir des résultats fiables.

Ménard donne pour les sols cohérents les correspondances suivantes :

- $EM/pl < 5$ argiles remaniées ou triturées ;
- $5 < EM/pl < 8$ argiles sous-consolidées ;
- $8 < EM/pl < 12$ argiles normalement consolidées ;
- $12 < EM/pl < 15$ argiles légèrement surconsolidées ;
- $EM/pl > 15$ argiles fortement surconsolidées.

En fonction des valeurs de EM/pl et de la nature des sols, on peut en déduire que, jusqu'à 5.30m le sol est sous consolidé. A partir de 5.30m jusqu'à la fin du sondage on retrouve un sol normalement consolidé. On retrouve de la terre végétale jusqu'à 0.40m de profondeur, cette couche de sol sera dans tous les cas évacuée car composée de débris végétaux, elle n'a aucune portance.

La consolidation est un processus par lequel on diminue le volume du sol. On applique un effort au sol qui resserre les particules plus étroitement, donc réduisant son volume en bloc. Quand ceci se produit dans un sol qui est saturé en eau, celle-ci est évacuée hors du sol.

VI.4 Détermination de la contrainte admissible du sol

L'étude sera limitée au cas du bâtiment H

VI.4.1 Normes en vigueur

La méthode de calcul pressiométrique qui suit celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG (1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, qui sont les règles actuellement en vigueur pour les marchés publics de travaux de génie civil en France. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale pour les règles pressiométriques.

La méthode pour conduire et interpréter ces essais est donnée par les normes de l'AFNOR, référencées respectivement NF P 94-110, pour l'essai pressiométrique Ménard.

VI.4.2 Formule générale

La formule fondamentale de L. Menard s'écrit sous sa forme actuelle :

$$q_u' - q_0' = k_p \cdot p_{le}$$

Avec

q_0' : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation

p_{le} : Pression limite nette équivalente du sol

q_u' : Contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge verticale centrée

k_p : coefficient de proportionnalité appelé coefficient de portance

VI.4.3 Définition des charges:

Souvent, pour le choix du système de fondation, le laboratoire de sol ne possède pas la descente de charge précise du bâtiment. Une série d'hypothèse doit être établie pour le pré-dimensionnement et être vérifiée en phase d'exécution. Une approximation du poids est donnée par simplification, on peut retenir une première approximation à l'ELU: 1t/m^2 de plancher et 0.5t/m^2 de toiture

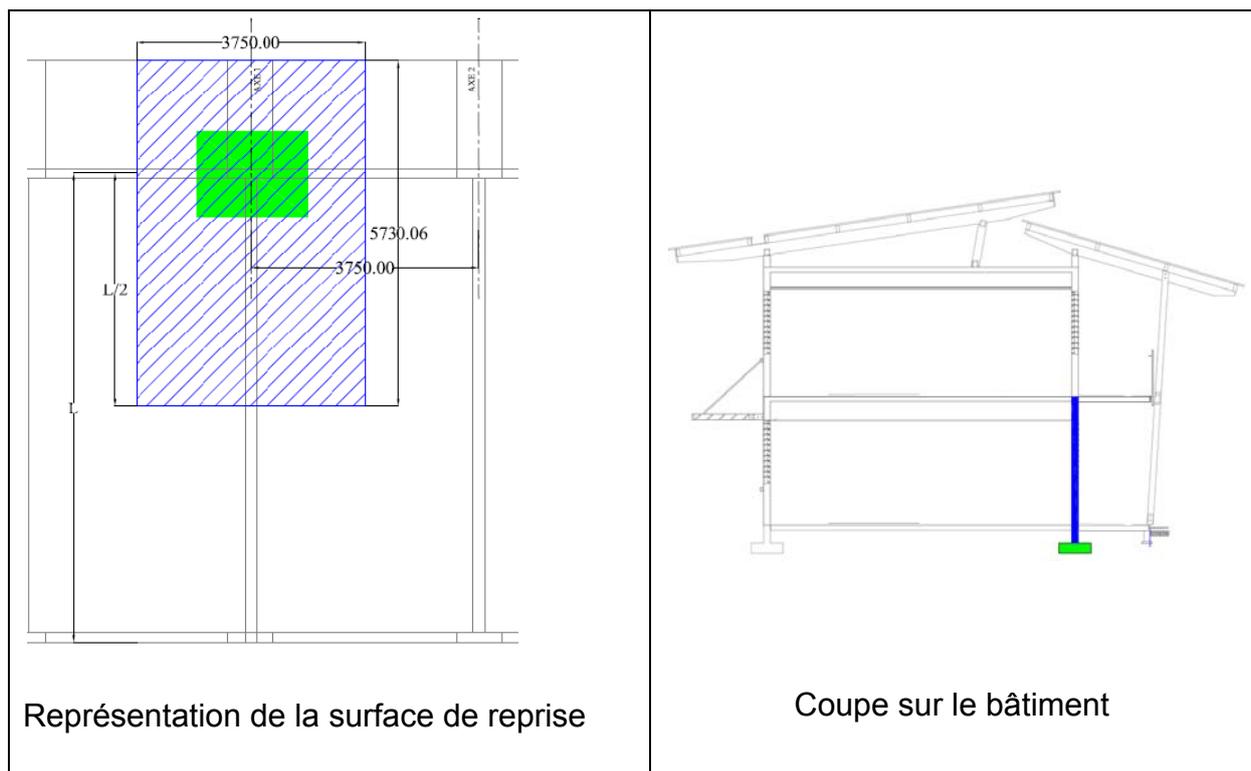
Soit pour un R+2 : $1.00\text{ t/m}^2 \times 2 + 0.50\text{t/m}^2 \times 1 = 2.50\text{t/m}^2$

- Pour le calcul de la charge nous prendrons 2.5t/m^2

Soit 1t/m^2 pour les 2 planchers et 0.5t/m^2 pour la toiture

- la surface de reprise d'une semelle égale à 21.48m^2

$$3.75\text{m} \times 5.73\text{m} = 21.48\text{m}^2$$



La charge reprise par une semelle = $21.48\text{m}^2 \times 2.50\text{t/m}^2 = 53.70\text{ t/semelle}$

Soit = $53.70 \times 0.01\text{MN} = \mathbf{0.537\text{ MN/semelle}}$

VI.4.4 Hauteur d'encastrement équivalente

La théorie pressiométrique considère que les sols situés autour et au-dessus de la semelle n'interviennent pas uniquement par leur poids mais que leur résistance joue un rôle dans la contrainte ultime. Ceci est justifié par le fait que les lignes de glissement remontent jusqu'à la surface et ne s'arrêtent pas au niveau de la fondation.

Le niveau de la fondation doit être suffisamment profond pour ne pas être affecté par le climat (gel, dessiccation). En Guyane nous ne sommes pas affectés par ces phénomènes climatiques.

Nous encastrerons la semelle dans la couche de sable jaune, 10cm après la couche de terre végétale, soit à la **profondeur de -0.50 m**. On considère qu'une fondation est ancrée dans une couche à partir de 20 à 30 cm de profondeur dans celle-ci.

La terre végétal au dessus de la fondation devra être remplacé par du matériau de remblais de meilleur qualité pour satisfaire cette condition d'ancrage.

VI.4.5 Pression limite équivalente

Si le sol est homogène sur une profondeur sous la semelle au moins égale à 1.5 fois sa largeur B, la pression limite nette équivalente P_{le} est égale à la pression limite nette régnant sur cette épaisseur. Nous considérons en première approximation la base de la semelle égale à 1.10m.

Soit $1.50 \times 1.10 \text{ m} = 1.65\text{m}$

Le sol n'est donc pas homogène sous la semelle ($1.65 + 0.50 = 2.15\text{m}$ de prof.) et agit donc sur deux couches :

- sable marron jaune (jusqu'à 1.90m de prof.) **Pf=0.25 Mpa et PL= 0.57 Mpa**

- argile sableuse (jusqu'à 3m de prof.) **Pf=0.30 Mpa et PL= 0.49 Mpa**

Lorsque les sols présente des variations de résistance entre D et D+ 1.5B, la pression limite équivalente est égale à la moyenne géométrique des valeurs de P_l mesurée sur cette épaisseur:

$$P_{le} = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot (\dots) \cdot P_{ln}} = \sqrt[2]{0.57 \times 0.49} = 0.52 \text{ Mpa}$$

Cette règle n'est valable que si les valeurs de P_l ne s'écartent pas exagérément de la valeur moyenne.

VI.4.6 Valeurs numérique du coefficient de portance

Les valeurs du coefficient de portance sont données par les expressions ci-après, en fonction de la catégorie de sol.

Tableau 7 Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Classe de sol		Pressiomètre P_t (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)	
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5	< 5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	> 2,5	> 20,0
Craies	A	Molles	< 0,7	< 5
	B	Altérées	1,0 à 2,5	> 5,0
	C	Compacte	> 3,0	
Marnes, marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	> 4,5	
Roches [1]	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	> 4,5	

- [1] -L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Dans notre couche d'ancrage nous obtenons au pressiomètre :

PL(0.57Mpa)est légèrement supérieur à 0.5Mpa

La couche concernée peut être classifié en **sable de classe A**

Tableau 8 - Valeur du coefficient de portance Kp

Classe de sol	Valeur de Kp	kp max (semelle carrée)	kp max (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0.8 [1 + 0.25 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,30	1,10
Argiles et limons B	$0.8 [1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,50	1,22
Argile C	$0.8 [1 + 0.5 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,80	1,40
Sables A	$[1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,88	1,53
Sables et graves B	$[1 + 0.5 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	2,25	1,75
Sables et graves C	$[1 + 0.8 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	3,00	2,20
Craies B et C	$1.3 [1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires roches altérées	$[1 + 0.27 (0.6 + 0.4 \frac{B}{L}) \frac{D_e}{B}]$	1,68	1,41

APPLICATION NUMERIQUE :

Vu que nous n'avons pas encore déterminé les dimensions de la semelle nous prendrons par tâtonnement la largeur de semelle égale à 1.10 m et la longueur égale à 1.70m.

Base de la semelle : 1.70m x 1.10m

De=0.5

$$Kp = [1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \frac{1.1}{1.7}) \frac{0.5}{1.1}] = 1.249$$

VI.4.7 Calcul de la contrainte verticale effective:

q_0' correspond au poids du sol au dessus de la semelle. L'étude donne

Poids propre du sol $1.8t/m^3 = 0.018MN/m^3$

soit q_0' (à 0.50m) = $0.5m \cdot 0.018MN/m^3 = 0.009Mpa$

Cette valeur étant relativement faible, elle est souvent négligée lors du pré-dimensionnement. Le fait de négliger q_0' va dans le sens de la sécurité.

$$q_u' - q_0' = k_p \cdot p_{1e}$$

$$q_u' = 1.249 \times 0.52 + 0.009 = 0.658 \text{ Mpa}$$

Coefficient de sécurité appliqué:

Pour les calculs et la vérification de la portance et du tassement on applique les coefficients de sécurité suivants:

A L'ELU (calcul de la portance du sol) coefficient = 2

$$Q_{ref} \text{ à l'ELU} = \frac{0.658}{2} = 0.329 \text{ Mpa}$$

La contrainte verticale effective du sol est de 0.329 Mpa à ELU

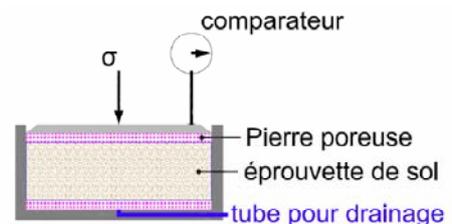
VI.5 Etude des tassements

VI.5.1 Introduction

On peut déterminer le tassement théorique d'un ouvrage soit à partir :

- D'essai en laboratoire tel que l'**essai œdométrique**. Il est réalisé et utilisé pour les sols fins cohérents.

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut ainsi observer le tassement en fonction du temps.



- Des essais in situ tels que l'essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat et l'**essai pressiométrique de Ménard**. Ces essais sont surtout utilisés dans le cas de sols pulvérulents⁸ à cause de leur difficulté à être prélevé.

Nous nous intéresserons à la méthode basée sur les résultats de l'essai du pressiomètre de Ménard.

⁸ **Les pulvérulents** sont des poudres ou des produits se réduisant facilement en poudre.

VI.5.2 Calcul de la surface de la semelle

Pour le calcul du tassement nous avons besoin de déterminer au préalable la dimension de la semelle.

Le calcul de la se fait à l'ELU. Nous utiliserons la contrainte de référence $Q_{ref}=0,329$.

L'effort normal N est égal à 0.537 MN

$$Q_{ref} = \frac{N}{S}$$

$$\text{Surface de la semelle} = \frac{N}{Q_{ref}} = \frac{0.537 \text{ MN}}{0.329 \text{ Mpa}} = 1.6322 \text{ m}^2$$

Les dimensions retenues pour la semelle seront : 1.10 x 1.70m (soit 1.87 m²)

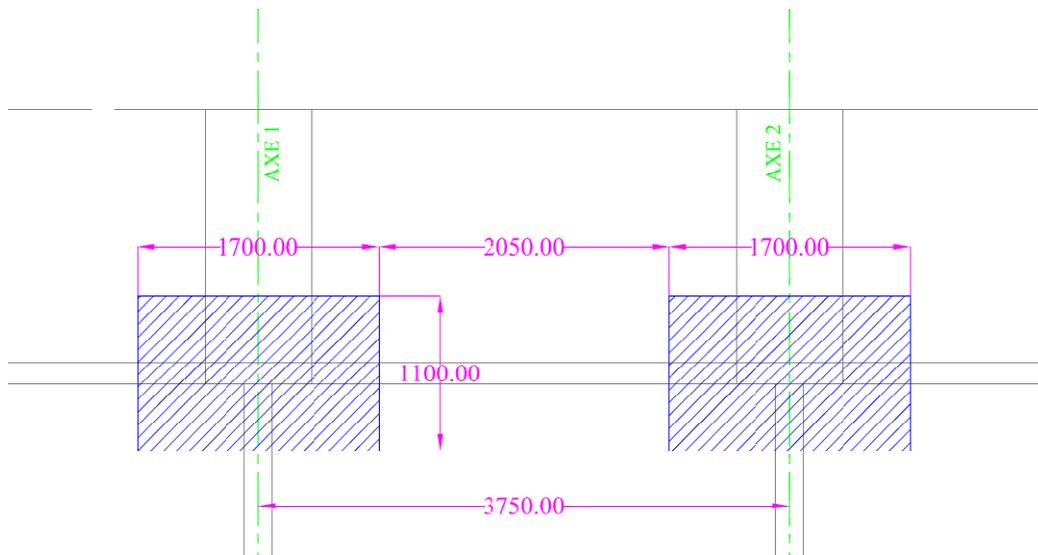


Figure 12 - Représentation des Semelles

Commentaire : Le tassement théorique reste à vérifier pour garantir la possibilité de retenir la solution « semelle isolée » comme système de fondation.

VI.5.3 Formule générale du tassement par la méthode de Ménard

La méthode de calcul est tirée du fascicule 62, titre V(1993) proposé par Ménard et Rousseau.

Le tassement total de la semelle est dû à deux tassements :

- Un tassement de consolidation S_c dans la zone située directement sous la semelle ou les contraintes normales sont élevées
- Un tassement S_d dû à des déformations de cisaillement (déformation du sol vers l'extérieur de la semelle).

$$S = S_c + S_d$$

Avec
$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} \cdot (q' - \sigma_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_d = \frac{\alpha}{9.E_d} \cdot (q' - \sigma_{vo}) \cdot B_o \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right)^\alpha$$

α : Coefficient rhéologique = E_m / E_{oed}

q' : contrainte effective appliquée par la semelle

B : largeur de la semelle

B_o : largeur de référence=0.6m

E_c et E_d : module pressiométriques moyens pondérés

(Pour les sols homogène $E_c = E_d = E_m$)

Pour prendre en compte la rigidité de la semelle on applique les coefficients λ_c et λ_d lors du calcul du tassement.

Tableau 9 - Coefficient de forme λ_c et λ_d

<u>L/B</u>	<u>cercle</u>	<u>carré</u>	<u>2</u>	<u>3</u>	<u>5</u>	<u>20</u>
λ_c	<u>1</u>	<u>1.1</u>	<u>1.2</u>	<u>1.3</u>	<u>1.4</u>	<u>1.5</u>
λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

$\frac{L}{B} = \frac{1.7}{1.10} = 1.54$ Nous retiendrons les valeurs proposé pour $\frac{L}{B} = 2$

VI.5.4 Coefficient rhéologique

L'essai préssiométrique est un essai non drainé et ne traduit pas le phénomène de consolidation. Toutefois, les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent à se rattacher empiriquement à la théorie de la consolidation. A cet effet, Ménard a défini un coefficient α appelé coefficient rhéologique⁹ ou coefficient de structure de sol. Il permet d'établir une corrélation entre le module pressiométrique et le module oedométrique.

$$E_m = \alpha \cdot E_{oed}$$

Figure 13- Coefficient rhéologique α

Type	Tourbe	Argile		Limon			Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	α	E/p_t	α	E/p_t	α	E/p_t	α	E/p_t	α	α		
Surconsolidé ou très serré		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3	
										Très altéré	2/3	

Le coefficient rhéologique pour un sable sous consolidé est de 1/3.

⁹ La **Rhéologie** (du grec *rheo*, couler et *logos*, étude) est l'étude de la déformation et de l'écoulement de la matière sous l'effet d'une contrainte appliquée.

VI.5.5 Calcul des modules équivalents Ec et Ed

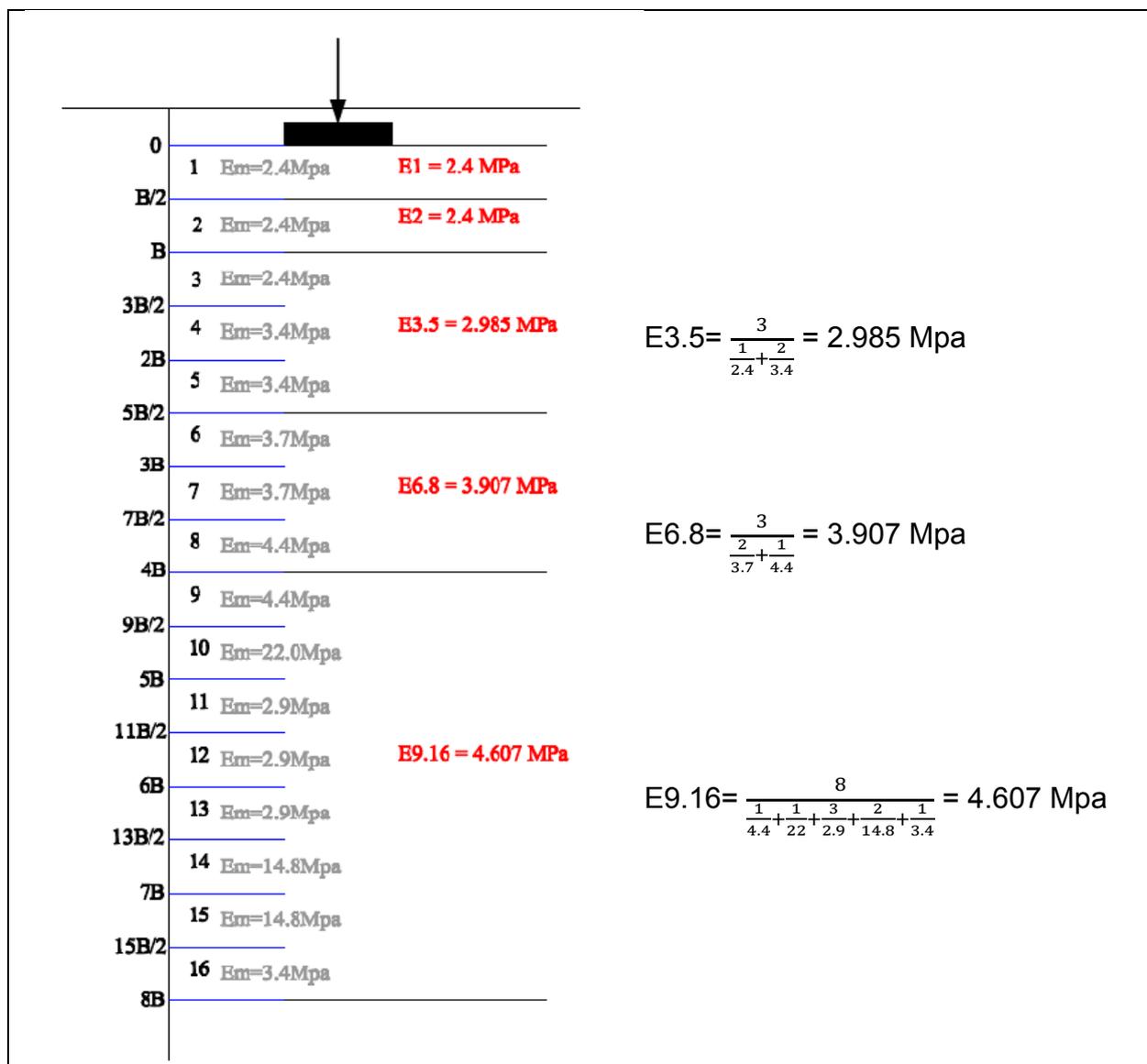
Ec est pris égal à E1 soit le module préssiométrique de la première couche directement en contact avec la semelle.

Si on considère sous la semelle 16 tranches d'épaisseur $H=B/2$, Ed est calcul à partir de l'équation suivante :

$$\frac{4}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85 E2} + \frac{1}{E3.5} + \frac{1}{2.5 E6.8} + \frac{1}{2.5 E9.16}$$

Ou dans chaque couche :

E est égale à la moyenne harmonique des modules mesurés. Soit pour



VI.5.6 Tassement théorique

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} \cdot (q' - \sigma_{vo}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

$$S_d = \frac{\alpha}{9.E_d} \cdot (q' - \sigma_{vo}) \cdot B_o \cdot \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_o}\right)^\alpha$$

Pour le calcul du tassement à l'ELS on applique un coefficient de sécurité = 3 pour le calcul de la contrainte effective :

$$-q' = \frac{N}{S} = \frac{0.537}{1.10 \times 1.7} \times 3 = 0.8614 \text{ Mpa}$$

- D'après le tableau de coefficient rhéologique pour E/pl $\alpha = \frac{1}{3} = 0.333$
- E_c correspond au module pressiomérique directement sous la semelle
 $E_c = 2.4 \text{ Mpa}$
- E_d

$$E_d = 4 / \left[\left(\frac{1}{2.4} + \frac{1}{0.85 * 2.4} + \frac{1}{2.985} + \frac{1}{2.5 * 3.907} + \frac{1}{2.5 * 4.607} \right) \right] = 2.22 \text{ Mpa}$$

$$S_c = \frac{0.333}{9 * 2.4} \cdot (0.8614 - 0.009) \cdot 1.12 * 1.16 = 0.0173 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{0.333}{9 * 2.2} * (0.8614 - 0.009) * 0.6 \left(1.53 \cdot \frac{1.10}{0.6} \right)^{0.333} = 0.012 \text{ m}$$

$$S = 0.0173 + 0.012 = 0.029 \text{ m}$$

Soit 3 cm de tassement total pour la semelle étudié.

VI.6 Justification du système de fondation

Comme il est énoncé en introduction, pour des raisons de coût, il est préférable de choisir le système de fondations superficielles dès que les caractéristiques du sol permettent de supporter l'ouvrage.

La justification du dimensionnement d'une fondation superficielle sous charge centrée se fait en vérifiant :

- La capacité portante du sol à l'ELU
- Le tassement théorique de l'ouvrage à l'ELS.

VI.6.1 Justification de la capacité portance

Selon le fascicule 62-V, la contrainte de référence appliquée par la fondation Q_{ref} doit respecter la condition suivante :

$$Q_{ref} \leq \frac{(Q_1 - Q_0)}{\text{coef.}} + Q_0$$

$$0.573/(1.70 \times 1.1) \leq \frac{(0.658 - 0.009)}{2} + 0.009$$

$$Q_{ref} = 0.287 \leq 0.337$$

On peut donc dire que la condition de portance est respectée.

VI.6.2 Justification du tassement

Selon l'Eurocode 7-1 (1994), la rotation relative maximal admissible pour un état de limite de service dans la structure est comprise entre 1/2000 et 1/300 selon le type de fondation et la nature du sol.

Pour des semelles isolées sur des sables, selon Sketon et MacDonald, pour éviter les fissures dans les murs et cloison :

Le tassement total maximal est de 40 mm et le tassement différentiel maximal est de $L/300$.

Le calcul du tassement différentiel doit être vérifié à partir d'une semelle voisine nous considérons S1 la semelle précédemment étudié et S2 la semelle voisine supposé de même taille. La portée entre les deux semelles est de 7.78m

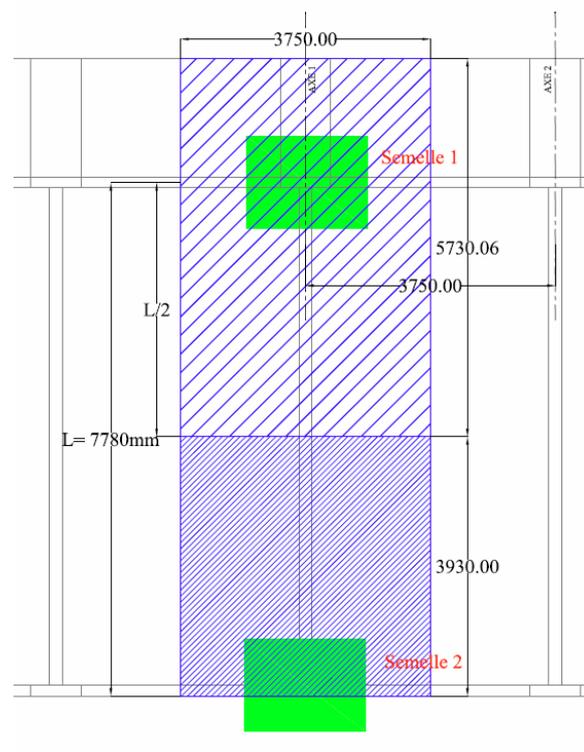


Figure 14 - Représentation des semelles

Tableau 10 – résultat du tassement différentiel

	Semelle 1	Semelle 2
Charge reprise par la semelle en MN à l'ELU	0.537	0.365
Tassement théorique en m	0.003	0.002
Tassement différentiel t1- t2	0.001	

Le tassement différentiel est inférieur à $\frac{L}{300} = \frac{7.78}{300} = 0.025\text{m}$

Tassement différentiel = $0.001 \leq 0.025$

Les conditions de capacité portante et de tassement sont respectées on peut donc en conclure que le système de fondation pour le bâtiment H pourra être superficiel.

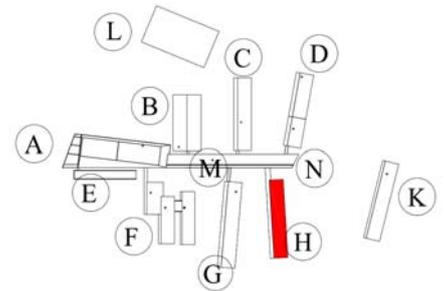
VII DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS EN BETON ARME

VII.1 Introduction

Afin de dimensionner les éléments de structure d'un bâtiment il est essentiel d'établir une descente de charge, afin de connaître précisément les efforts appliqués à chaque élément.

Nous utiliserons dans cette étude le logiciel ARCHE de la société GRAITEC qui permet la modélisation en 3D du bâtiment, il effectue la descente de charge ainsi que le dimensionnement de chaque élément de structure.

L'étude est limitée au bâtiment H et le dimensionnement et la vérification a été effectuée pour le poteau n° 10 du RDC et la semelle isolé qui le supporte.



VII.2 Présentation du Bâtiment



Figure 15 - Photographie du bâtiment H

Il s'agit d'un bâtiment de type R+1 destiné à recevoir des salles de classe banalisées et de Chimie. Une coursive en porte à faux permet la circulation et l'accès aux salles au R+1 sur la façade principale. Dans une démarche de haute qualité environnementale, les façades principales sont orientées vers l'Ouest et l'Est afin de favoriser la ventilation naturelle par de larges ouvertures à vantelles. Des panneaux solaires sont installés sur la quasi-totalité des toitures. Et une casquette en bois est chargée de protéger la façade arrière du rayonnement solaire.

VII.2.1 Plan du bâtiment H

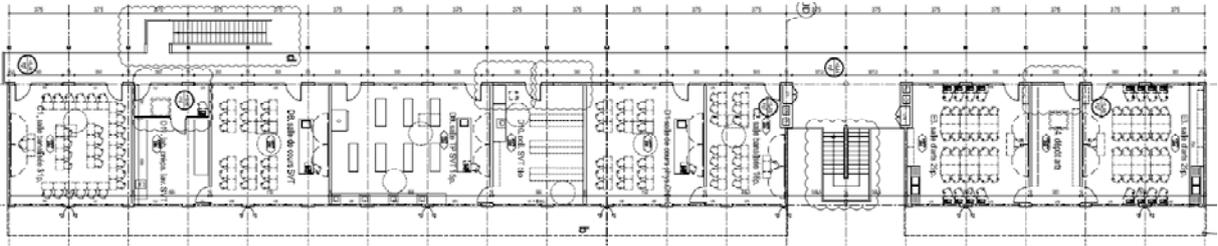


Figure 16 - Représentation du RDC

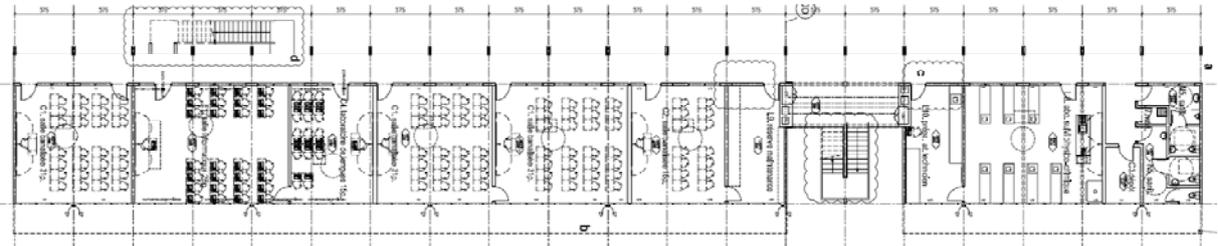


Figure 17 - Représentation du plancher bas de l'étage



Figure 18 - Représentation du plancher haut de l'étage

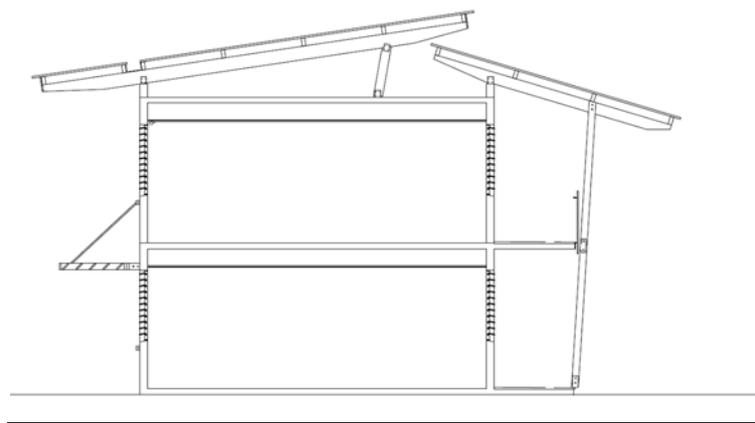


Figure 19 - Représentation de la coupe du bâtiment

VII.3 Système constructif retenu

La définition du mode constructif est une étape importante de la préparation du chantier. Elle conditionne, le planning, le type de matériel utilisé, la quantité d'heures travaillée. Ce travail se fait en concertation avec l'entreprise, le bureau d'étude béton armé et peut aussi dépendre d'une contrainte fixée par l'architecte.

Les caractéristiques du sol le permettant, le système de fondation sera superficiel.

Le système constructif retenu pour le chantier sera une structure composée de poutres et poteaux sur semelles isolées. Les murs périphériques sont en maçonnerie exceptés les murs pignons et celui supportant l'escalier, ils sont banchés et repris par des semelles filantes. Les planchers seront coulés en place à l'aide d'une table coffrante, ce choix s'est fait en fonction du matériel disponible de l'entreprise, et de la répétition de la trame du bâtiment justifiant l'utilisation de la table. Cette technique permet des cadences de travail par étage très élevées.

Le dallage est flottant pour alléger la structure.

Les cloisons intérieures seront réalisées en cloison très légère : plaque de plâtre sur ossature métallique.

VII.4 Modélisation du bâtiment sur ARCHE

VII.4.1 Hypothèses générales

Calcul selon le BAEL 91 modifié 99

Classe du béton : C25/30

Masse volumique du Béton : 25.00 kN/m³

VII.4.1.1 Charges permanentes

Les différentes charges sont tirées de la norme NFP 06-001 elles découlent d'études statistique effectuées au plan international. Pour le reste des charges elles sont tirées des données par les entreprises réalisant les travaux.

Cloisons de distribution

On entend par cloisons de distribution, les cloisons non porteuses, de poids linéique inférieur à 2,5 kN/m, qui subdivisent les locaux et dont il existe une densité relativement importante et régulière dans certains types de bâtiments (habitation, bureaux, etc.). Les cloisons sont considérées comme étant « très légères », dont le poids linéique est inférieur à 1,0 kN/m. Lorsque les planchers sont tels que la répartition correspondante des charges est assurée, les cloisons « très légères » peuvent être prises en compte, comme une charge permanente uniformément répartie, égale à 0,40 kN/m².

Le poids de la cloison est de 22.00daN/m² sur une hauteur de 2.70m le poids linéaire est de 0.72kN/m on peut donc considérer qu'il s'agit d'une cloison très légère et le poids surfacique retenu sera de 0.4 kN/m²

Charge de la maçonnerie

Les murs périphériques seront composés de brique creuse de 10 cm + 3 cm d'enduit de chaque côté

Parois en brique creuse enduit non compris de 10 cm d'épaisseur: 90 daN/m²

Enduit : 10 daN/m² et par cm

Chappe

L'épaisseur de chappe retenue est de 5.00 cm. Le poids surfacique d'une chappe en mortier de ciment est de 20 daN/cm d'épaisseur.

Panneaux solaires

Le poids des panneaux solaires est donné par l'entreprise chargée de leur pose, il est estimé à 0.25 kN/m²

Garde corps

Il s'agit d'un garde corps en acier réalisé par une entreprise locale, le poids estimé est de 0.15 kN/m

Toiture et Casquette

Le poids pris en compte pour la toiture et la casquette bois est donnée par l'entreprise chargée de sa construction, il est estimé à 0.5 kN/m²

VII.4.1.2 Charge d'exploitation (norme NF P06-001)

Pour un bâtiment scolaire les charges prises en compte sont les suivantes :

Salle de classe

La charge appliquée aux salles de classe et locaux équivalents est de **2.50kN/m²** nous considérons que les locaux ne sont pas remodelables sinon la charge doit être augmentée à 3.50kN/m²

Escalier et coursive

La charge appliquée à l'escalier et à la coursive (balcon) sera de 6.00 kN/m² elle correspond à celle de balcon où l'accumulation de personnes est possible.

Entretien des combles non accessibles

Pour les combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas a priori prévue, et normalement non accessibles. On applique une charge surfacique pour l'entretien de 1.00kN/m².

VII.4.2 Définition des charges:

La figure ci-après représente les charges appliquées à la structure :

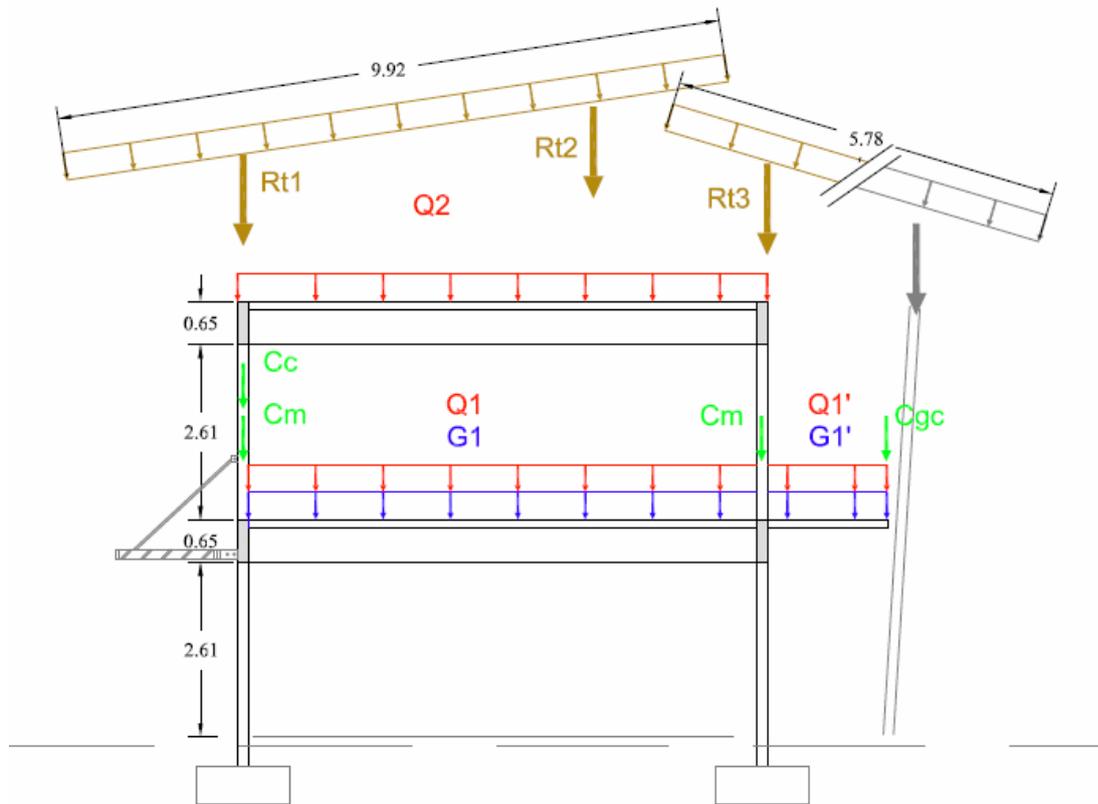


Figure 20 - Schéma d'application des charges

Distance entre travées : 3.75m

Tableau 11 - Récapitulatif des forces appliquées au bâtiment

Forces	valeurs	Unité
Rt1 = Rt2	13.95	kN
Rt3	8.13	kN
G1	0.41	kN/m ²
G1'	0.01	kN/m ²
Q1	2.50	kN/m ²
Q2	1.00	kN/m ²
Q1'	6.00	kN/m ²
Cm	2.44	kN/ml
Cc	0.90	kN/ml
Cgc	0.15	kN/ml

Tableau 12 -Détail des efforts appliqués à la structure

TOITURE									
Resultante toiture (RT1)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Poids surfacique toiture	4,96	3,75		18,60	0,50	kN/m ²	9,30		
Poids surfacique panneaux solaire	4,96	3,75		18,60	0,25	kN/m ²	4,65		
Total							13,95	kN	
Resultante toiture(RT3)									
Poids surfacique toiture	2,89	3,75		10,84	0,50	kN/m ²	5,42		
Poids surfacique panneaux solaire	2,89	3,75		10,84	0,25	kN/m ²	2,71		
Total							8,13	kN	
PLANCHER HAUT 1er ETAGES									
Charge d'exploitation surfacique (Q2)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Entretien des combles non accessibles							1,00	kN/m ²	
Total							1,00	kN/m²	
PLANCHER HAUT RDC									
Charge permanente surfacique (G1)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Chappe			0,05		0,20	kN/m	0,01	kN/m ²	
Cloison de distribution							0,40	kN/m ²	
Total							0,41	kN/m²	
Charge permanente surfacique (G1')	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Chappe			0,05		0,20	kN/m	0,01	kN/m ²	
Total							0,01	kN/m²	
Charge linéaire de la maçonnerie (Cm)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Parois en brique creuse 10 cm		1,00	2,70	2,70	0,90	kN/m ²	2,43	kN/m	
Enduit	0,06				0,10	kN/m	0,01	kN/m	
Total							2,44	kN/m	
Charge linéaire de la casquette (Cc)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Poids surfacique toiture	1,80	1,00		1,80	0,50	kN/m ²	0,90	kN/m	
Total							0,90	kN/m	
Charge linéaire du garde corps (Cgc)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Poids surfacique toiture							0,15	kN/m	
Total							0,15	kN/m	
Charge d'exploitation surfacique (Q1)	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Salles de classes							2,50	kN/m ²	
Total							2,50	kN/m²	
Charge d'exploitation surfacique (Q1')	l	L	h	Surface	poids	unité	Total	unité	
Escalier et coursive							6,00	kN/m ²	
Total							6,00	kN/m²	

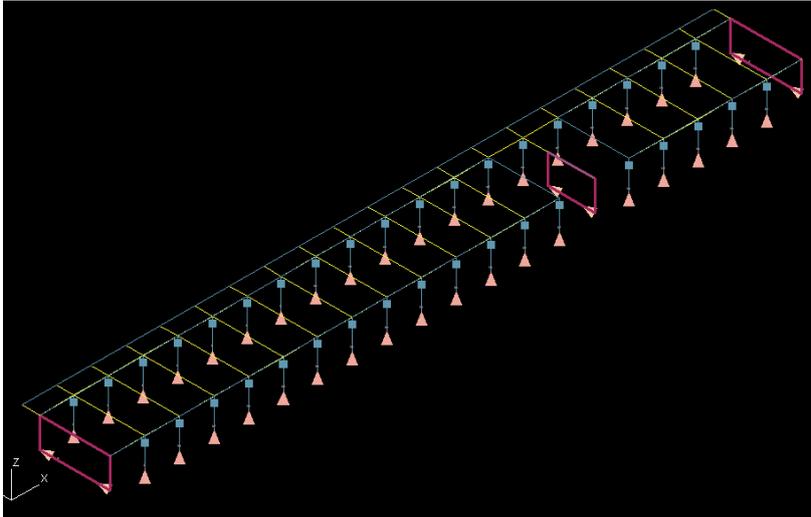


Figure 21 - Modélisation des éléments de structures

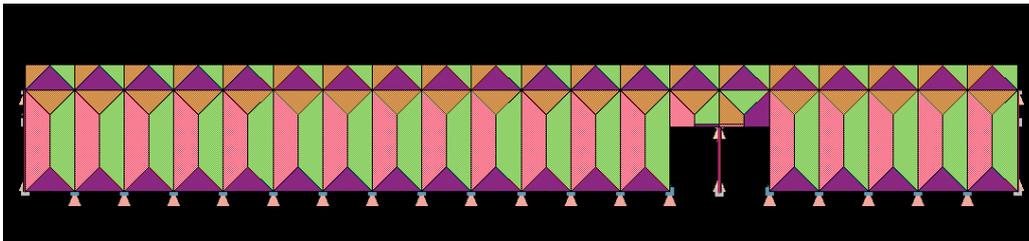


Figure 22 – visualisation des lignes de rupture du plancher haut du 1^{er} étage

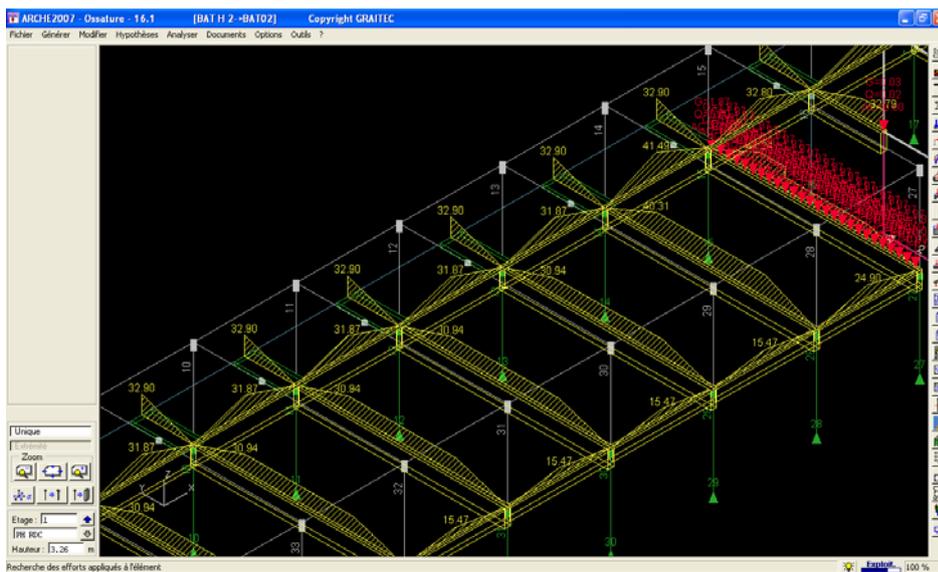


Figure 23 - Visualisation des effort appliqués aux poutres du plancher du RDC

VII.5 Résultats de la descente de charge

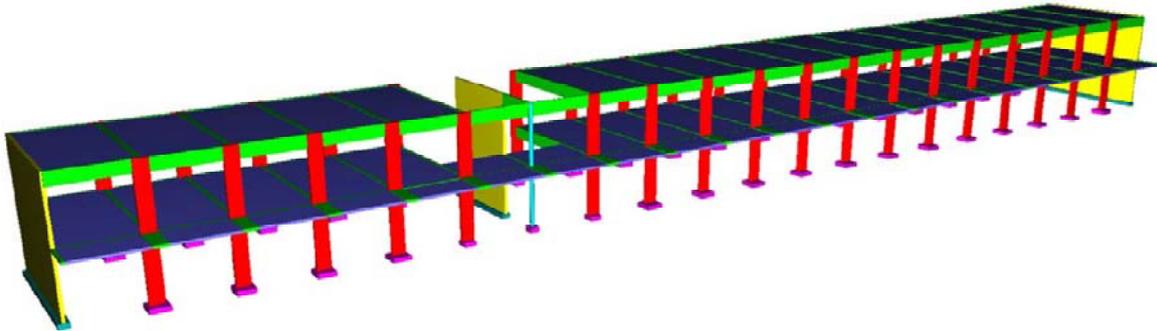


Figure 24- Décomposition du bâtiment en éléments de structure

VII.5.1.1 Résultat du dimensionnement géométrique

La structure se compose de poteaux, poutres et semelles isolées. Les murs périphériques sont en maçonnerie exceptés les murs pignons et celui supportant l'escalier ; ils sont banchés et repris par des semelles filantes. Une coursive en porte à faux dans le prolongement de la dalle du plancher haut du RDC est reprise par des poutres noyées. Le dallage est flottant et n'influera pas sur la descente de charge. Après optimisation de la géométrie tout en respectant les contraintes architecturales, le résultat du pré-dimensionnement est donné ci-après:

Tableau 13 - Résultat du pré-dimensionnement des éléments

Désignation	Section	Couleur sur figure 23
Poutres	0.16 X 0.65m	vert
Poutres noyées (coursive)	0.13 X 0.70m	vert
Poteaux rectangulaires	0.16 X 0.70m	rouge
Poteaux circulaires	Ø0.30m	cyan
Voiles	16 cm	jaune
Plancher haut RDC	0.13m	Bleu
Plancher haut du 1^{er} étage	0.12m	

VII.6 Dimensionnement des éléments à partir du logiciel ARCHE

VII.6.1 Hypothèse générale

Les éléments seront calculés sur la base de la descente de charge et à partir des différents modules du logiciel. Arche dimensionne selon les règles du BAEL modif. 99. Les notes de calcul et les plans de ferrillage des éléments sont présentés ci-dessous.

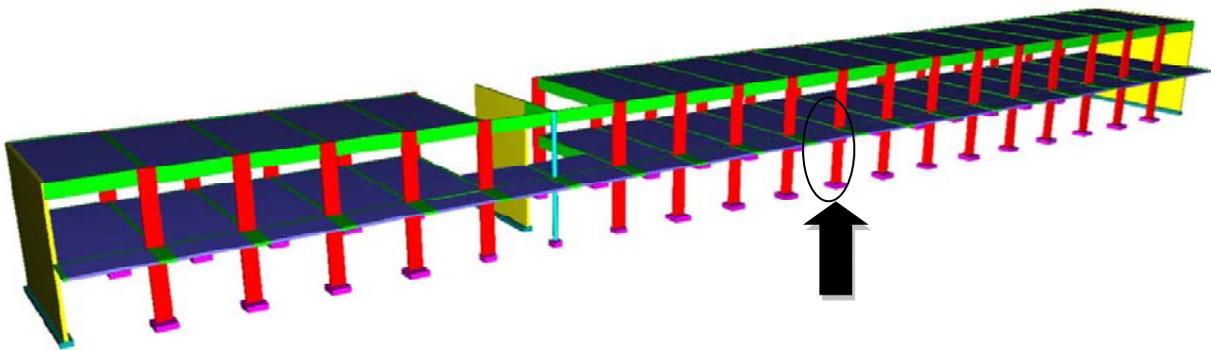


Figure 25 - Localisation du poteau et de la semelle étudié

VII.6.2 Extrait de la note de calcul du poteau 10

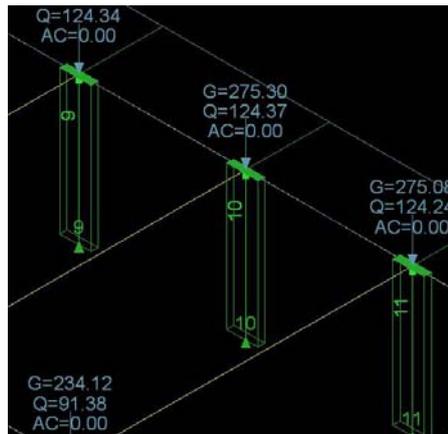


Figure 26 - Visualisation des forces appliquées au poteau

Repère: P 10

Localisation: Poteau n010 Niveau n01 RDC

VII.6.2.1 Hypothèses générales

Unités Longueur : Mètre

Force: TonneForce

Moment: T*m

Contraintes: MegaPa. (N/mm²)

Calculs selon le BAEL 91

$F_{c28} = 25.00$ MPa $F_{eL} = 500.00$ MPa $F_{eT} = 500.00$ MPa

Densité du béton : 2.548 T/m³

Fissuration peu préjudiciable

Enrobages = 0.030 m

VII.6.2.2 Géométrie

Hauteur sous dalle : 3.04 m

Hauteur poutre: 0.65 m

Section du Poteau: 0.16 x 0.70

VII.6.2.3 Charges

Type de charge	Nz	Mx	My	Tx	Ty
Permanente	28.06	0.00	0.00	0.00	0.00
Poids propre	1.05	/	/	/	/
Exploitation 1	12.68	0.00	0.00	0.00	0.00

VII.6.2.4 Fonctionnement

Calcul par la Méthode Simplifiée

Longueurs de flambement :

Longueur de flambement suivant X $3.69 \times 0.7071 = 2.61$ m

Longueur de flambement suivant Y $3.69 \times 0.7071 = 2.61$ m

Elancements :

Elancement suivant X 12.91

Elancement suivant Y 56.49

Sollicitations combinaisons déterminantes :

Nz Max pour $1.35 G_{max} + 1.50 Q_1$

Nu = 58.3

Hauteur utile sur X = 0.659 m

Hauteur utile sur Y = 0.119 m

VII.6.2.5 Ferrailage

--ACIERS THEORIQUES --

Aciers longitudinaux de calcul : $A_{min} = 6.88 \text{ cm}^2$ $A = 0.00 \text{ cm}^2$ $A_{max} = 56.00 \text{ cm}^2$

Aciers longitudinaux nécessaires = 6.88 cm^2

-- ACIERS REELS --

Longueur des attentes inférieures L = 0.50 m

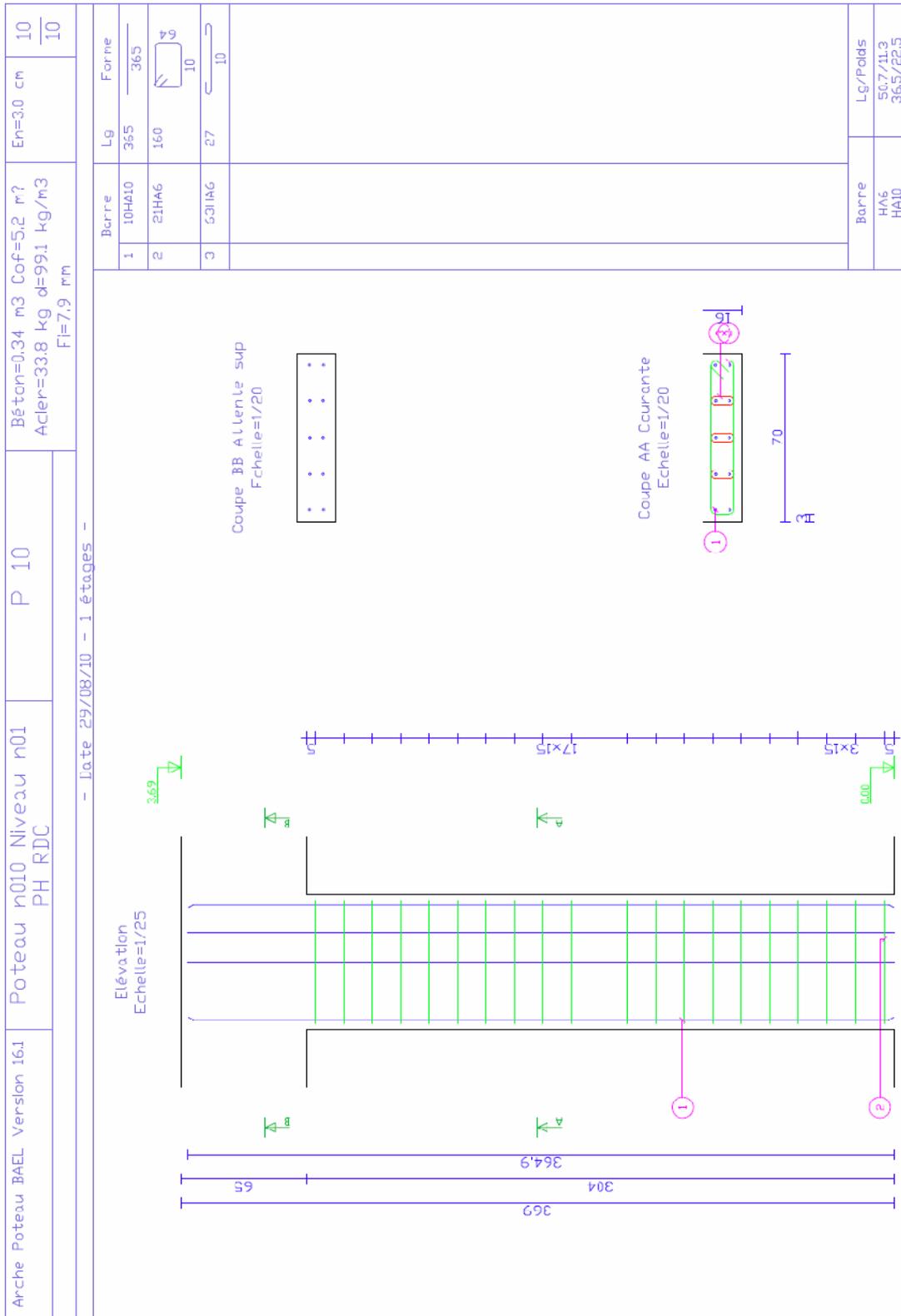
Longueur des aciers longitudinaux mis en place L = 3.65 m

Aciers mis en place $A = 7.85 \text{ cm}^2$: 10HA10

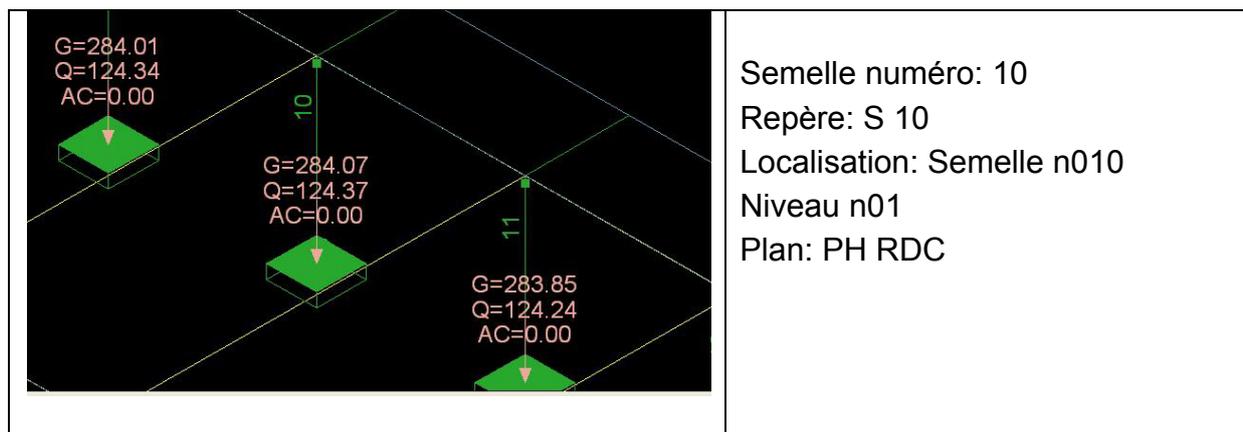
Aciers de calcul $A = 7.85 \text{ cm}^2$: 10HA10

Aciers transversaux HA 6.0 : 21 cadres + 63 épingles

VII.6.3 Plan de ferrailage du poteau 10



VII.6.4 Note de calcul de La semelle 10



VII.6.4.1 Hypothèses générales

Unités Longueur : Mètre

Force: TonneForce

Contraintes : MegaPa. (N/mm²)

Calculs selon le BAEL 91

$F_{c28} = 25.00$ MPa F_e Longitudinal = 500.00 MPa

$\Gamma_b = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$

Masse volumique du béton : 2.548 T /m³

Fissuration peu préjudiciable

VII.6.4.2 Géométrie

TYPE DE L'ELEMENT PORTE : poteau rectangulaire.

Largeur a = 0.700 m

Longueur b = 0.160 m

- GEOMETRIE DE LA SEMELLE ISOLEE (sans pans coupés) -

Largeur A de la semelle : A = 1.720 m

Largeur B de la semelle : B = 1.180 m

Epaisseur de la semelle : h = 0.310 m

VII.6.4.3 Caractéristiques des couches de sols

Masse volumique du sol humide $G_h = 1.6 \text{ T/m}^3$

	Long terme
angle frottement	$f_i' = 30.00^\circ$
cohésion	$c' = 0.000 \text{ MPa}$

Charges

Charge	V T	Mx Tm	My Tm	Hx T	Hy T
Permanente	29.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Exploit. 1	12.68	0.00	0.00	0.00	0.00

VII.6.4.4 Hypothèses de calcul

La méthode de calcul des aciers choisie: Méthode des BIELLES.

- La contrainte de calcul du sol q_s est saisie : $q_s = 0.300 \text{ MPa}$

VII.6.4.5 Combinaisons effectuées

Combinaison ELU fondamentale 0 : $1.35G_{max} + G_{min}$

Combinaison ELU fondamentale 1 : $1.35G_{max} + G_{min} + 1.50Q_1$

VII.6.4.6 Capacité portante du sol de fondation

Surface du sol comprimée : 2.03 m^2

q : contrainte de référence calculée sous la semelle.

q_{lim} : contrainte admissible du sol de fondation.

Condition à vérifier: $q < (1.33).q_{lim}$

VII.6.4.7 Aciers réels

Les aciers de la semelle suivant X ont été calculés par la méthode des BIELLES.

Les aciers de la semelle suivant Y ont été calculés par la méthode des BIELLES.

Semelle	A théo.	A réel.	Nb.	HA	Esp.
Sup. X	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	8.0	0.000 m
Inf. X	6.24 cm ²	6.28 cm ²	8	10.0	0.139 m
Sup. Y	0.00 cm ²	0.00 cm ²	0	8.0	0.000 m
Inf. Y	6.24 cm ²	6.28 cm ²	8	10.0	0.216 m

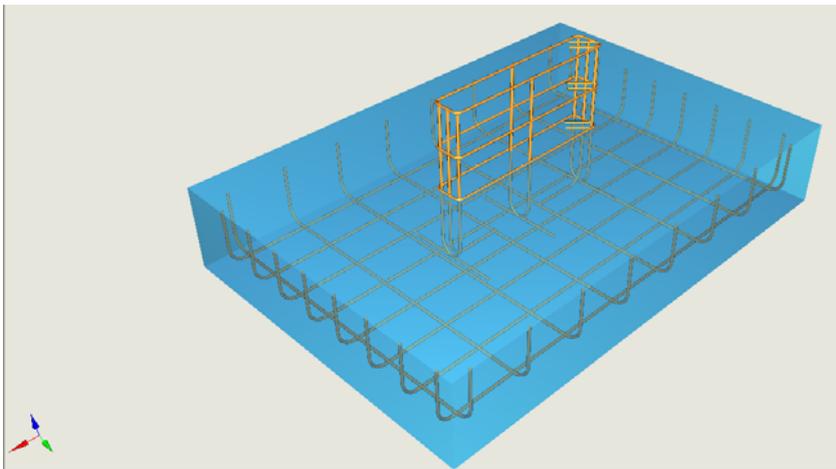
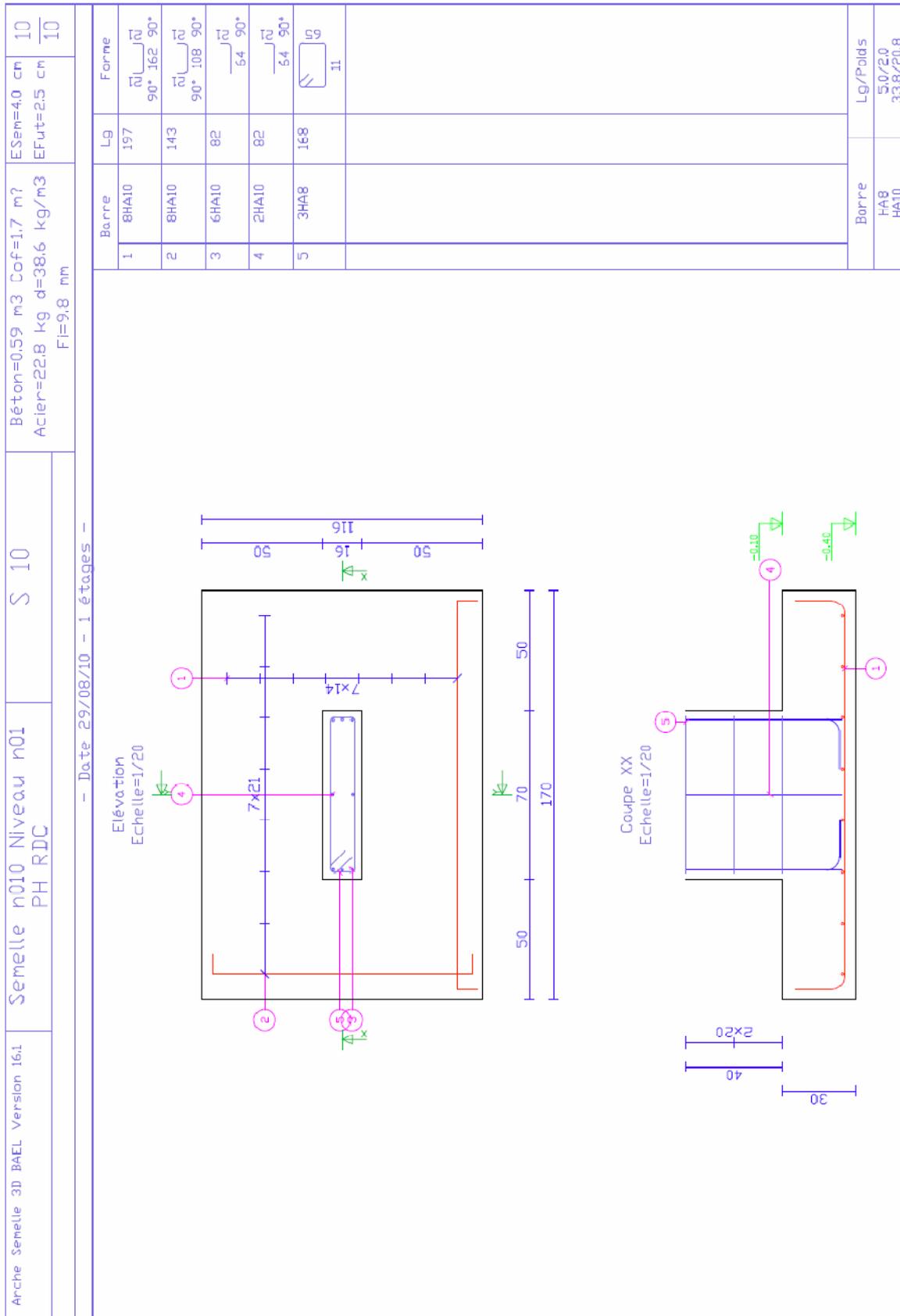


Figure 27 - Représentation 3D du ferrailage de la semelle

VII.6.5 Plan de ferrailage de la semelle



VII.7 Vérification du poteau 10 à l'Eurocode

VII.7.1 Introduction

Le calcul du poteau se fera à l'Eurocode 2 par la méthode simplifiée française. L'étude nous permettra de comparer les résultats avec ceux obtenus avec le logiciel Arche (BAEL modif. 99).

VII.7.2 Hypothèse de calcul

Béton $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ (C25/30)

Acier $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$

$N_{ed} = 0.583 \text{ MN}$

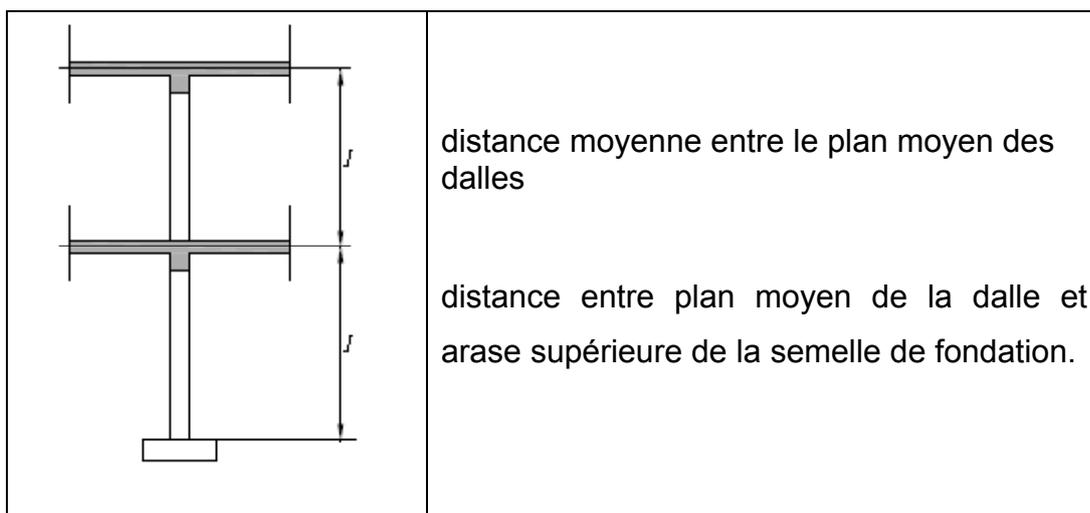
Désignation de la classe : XC3 (*ouvrage extérieur abrité de la pluie*)

Section de la poutre : $b = 0.16 \text{ m}$ $h = 0.65 \text{ m}$

Longueur du poteau $l = 3.66 \text{ m}$

VII.7.3 Détermination de la hauteur de flambement

La longueur de flambement d'un poteau (ou d'un voile) dépend de ces conditions d'extrémité. Nous supposerons que notre poteau est articulé au sommet et encastré en pied et dans notre cas $L_0 = 0.7L$



$$L_0 = L = 3.65 \times 0.7 = 2.555 \text{ m}$$

VII.7.4 Dimensionnement du poteau en compression centrée

L'expression de la formule générale pour le calcul de l'effort normal résistant s'écrit :

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha [A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}]$$

$$N_{Rd} = k_h k_s \alpha A_c [f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}]$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.66 \text{ Mpa} \quad (\text{Contrainte de calcul du béton})$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa} \quad (\text{Contrainte de calcul des aciers longitudinaux})$$

A_c = section comprimé

A_s = section d'acier

δ = d'/h enrobage relatif ≤ 0.3

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \% \text{ total d'acier (pour une section rectangulaire)}$$

Pour une section rectangulaire le coefficient **d'élancement** λ est égale à :

$$\lambda = \frac{L_0}{i} = \frac{L_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{3.66 \sqrt{12}}{0.16} = 54.938$$

Le rayon de giration est donné par l'expression $i = \sqrt{\frac{bxh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h}{12}} = 0.289h$

Pour le calcul des poteaux rectangulaires, lorsque $\lambda < 60$ **le coefficient fonction de l'élancement** α est donné par l'expression:

$$\alpha = \frac{0.86}{1 + \frac{\lambda^2}{62}} = \frac{0.86}{1 + \frac{54.938^2}{62}} = 0.4776$$

Pour le calcul des poteaux rectangulaires, le coefficient k_h est donné par l'expression:

$$k_h = (0.75 + 0.5h)(1 - 6\rho \cdot \delta)$$

A ce stade du calcul nous ne connaissons pas les valeurs de ρ et δ , nous prendrons en première approximation $(1 - 6\rho \cdot \delta) = 0.95$

$$k_h = (0.75 + 0.5h)(1 - 6\rho \cdot \delta) = (0.75 + 0.5 \times 0.2) \times 0.95 = 0.7885$$

Cette formule n'est valable que lorsque $h < 0.50$ le cas échéant $k_h = 1$

Le coefficient k_s est calculé en fonction de la contrainte de calcul des aciers à partir de l'expression suivante:

$$k_s = 1.6 - 0.6\left(\frac{f_{yk}}{500}\right)$$

Cette valeur n'étant valable uniquement pour $f_{yk} > 500$ Mpa et $\lambda > 40$, nous prendrons donc $k_s = 1$

APPLICATION NUMERIQUE :

A partir de l'équation $N_{Rd} = k_h k_s \alpha A_c [f_{cd} + \rho \cdot f_{yd}]$ on peut écrire pour déterminer le pourcentage d'acier pour une section rectangulaire:

$$\rho = \left[\frac{N_{Rd}}{k_h k_s \alpha A_c} - f_{cd} \right] \frac{1}{f_{yd}} = \left[\frac{0.583}{0.7885 \times 1 \times 0.4776 \times 0.16 \times 0.70} - 16.66 \right] \frac{1}{434.78} = -0.05$$

Le pourcentage d'acier étant négatif cela signifie que le béton ce suffit à le même, on retiendra $A_{s \min}$ la section minimal.

Section d'acier à vérifier:

$$10HA10 = 10 \times \pi \cdot r^2 = 10 \pi \times 0.5^2 = 7.88 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ réel} = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$\rho \text{ réel} = A_s \cdot A_c = 0.0785 \times 0.16 \times 0.7 = 0.00879 = 0.80 \%$$

VII.7.5 Vérification de l'effort normal résistant

L'effort normal résistant correspond à l'effort que peut reprendre le poteau réellement il est calculé par la même expression que précédemment.

Si l'on fixe un enrobage de 3.00 cm on obtient pour l'enrobage relatif :

$$\delta = \frac{0.03}{0.16} = 0.1875$$

La nouvelle expression de k_h donne :

$$k_h = (0.75 + 0.5h)(1 - 6\rho_s \delta) = (0.75 + 0.50 \times 0.16)(1 - 6 \times 0.0096 \times 0.1875) = 0.82$$

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= k_h k_s \alpha A_c [f_{cd} + \rho_s f_{yd}] \\ &= 0.82 \times 1 \times 0.308 \times (0.70 \times 0.16) [16.66 + 0.00879 \times 434.78] \\ &= 0.9008 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} \geq N_{ed} = 0.583 \text{ Mpa}$$

Le poteau tel que dimensionné peut reprendre un effort N_{Rd} de 0.908 MN très supérieur à l'effort normal appliqué sur le poteau N_{ed} .

VII.7.6 Dispositions constructives

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent vérifier :

$$A_{s,\min} \leq A_s \leq A_{s,\max}$$

Armatures longitudinales minimum

$$A_s \min = \max\left[\frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}}; \frac{0,2}{100} A_c\right] = \max\left[\frac{0,10 \times 0.583}{434.75}; \frac{0,2}{100} (0.16 \times 0.7)\right]$$

$$\max[0.00013; 0.00022]$$

$$A_s \min = 0.0002 \text{ m}^2$$

A_c : aire de la section brute de béton

f_{yd} : limite élastique de calcul de l'armature

De plus le diamètre des barres longitudinales $\varnothing_t \geq \varnothing_{\min} = 8 \text{ mm}$

Armatures longitudinales maximum

En dehors des zones de recouvrement $A_{s,max} = \frac{4}{100} A_c = \frac{4}{100} (16 \times 70) = 44.8 cm^2$

Dans les zones de recouvrement $A_{s,max} = \frac{8}{100} A_c = \frac{8}{100} (16 \times 70) = 89 cm^2$

Conditions respectés : $A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$

Armatures transversales

Section minimale

$\varnothing_t \geq \max [6 \text{ mm} ; \varnothing_{l,max} / 4]$

$\geq \max [6 \text{ mm} ; 10 / 4]$

$\geq 6 \text{ mm}$

Espacement maximum

$S_{cl,t} \leq S_{cl,max} = \min [400 \text{ mm} ; 20 \varnothing_{l,min} ; b]$

$= \min [400 \text{ mm} ; 20 \times 10 ; 160]$

$= 160 \text{ mm}$

Avec $\varnothing_{l,min}$ diamètre de la plus petite armature longitudinale résistante

Zone de recouvrement des aciers longitudinaux

La zone de recouvrement dispose d'au moins 3 cadres et à une longueur de scellement droit de $l_0 = \max (15\varnothing ; 200 \text{ mm})$

$= \max (15 ; 20)$

$= 20 \text{ mm}$

VII.7.7 Enrobage du poteau :

L'enrobage à l'Eurocode, doit être déterminé en fonction :

- Des diamètres longitudinaux (ϕ_l) et transversaux (ϕ_t): retenu
- De la plus grande dimension du granulat **dg**
- De la durée d'utilisation du projet
(*classe structurale S4 correspond: 50 ans pour les bâtiments courants*)
- De la classe d'exposition

On considérera dans le cas du poteau qu'il est soumis à un risque de corrosion par carbonatation¹⁰ de classe XC3 : Alternativement humide et sec.

On détermine $c_{min,dur}$ on fonction de la classe structurale et de la classe d'exposition à partir du tableau suivant :

Tableau 14 - Détermination de $C_{min,dur}$

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3 /XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

On retiendra la valeur de $c_{min,dur} = 25$ mm

$$\Phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$\Phi_l - \Phi_t = 10 - 6 = 4 \text{ mm}$$

On considérera que la plus grande dimension du granulat utilisé lors de la formulation du béton ne dépassera pas 2 cm ; $dg = 20$ mm

L'enrobage doit respecter la condition suivante :

$$\begin{aligned} \text{enrobage} &= \max [\max \{\Phi_t ; c_{min,dur} ; 10\text{mm} ; \Phi_l - \Phi_t\} + 10 \text{ mm} ; dg] \\ &= \max [\max \{6 ; 25 ; 10 ; 4\} + 10 ; 20] = \max [40, 20] = \mathbf{35\text{mm}} \end{aligned}$$

L'enrobage retenu est de 35 mm

¹⁰ La carbonatation est due a l'eau introduite lors de la fabrication du béton elle entraîne des problèmes de résistance sur les structures en béton armé. Les barres d'acier, censées garantir cette résistance, gonflent sous effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage, les aciers sont alors mis à nu.

VII.7.8 Analyse critique des résultats

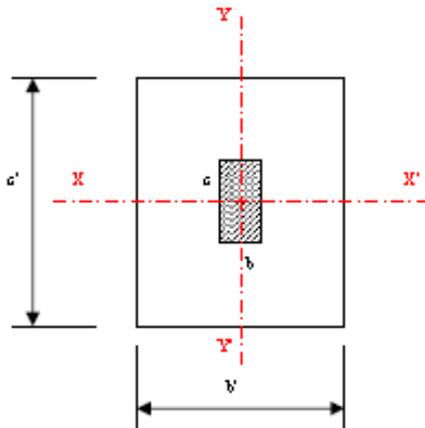
	Résultats avec ARCHE BAEL modif. 99	Résultats à partir des règles de l'EUROCODE 2	Commentaires
Effort normal en MN	0,583	0,583	Nous partons de la même valeur pour pouvoir comparer les deux méthodes.
Elancement	56,49	54.938	le BAEL considère la hauteur du poteau « L » comprise entre l'arase supérieur de la semelle jusqu'à l'arase supérieur du plancher haut. Alors que L'EUROCODE considère la valeur de L de l'arase supérieur de la fondation au plan moyen de la dalle.
Section d'acier longitudinal nécessaire en cm ²	0.00	0.00	La section d'acier est négative pour les 2 méthodes. On choisi de mettre en place Amin.
Enrobage en mm	30	35	Le calcul de l'enrobage à l'EUROCODE est déterminé en fonction de plusieurs paramètres tel que le diamètre des sections d'acier mais surtout la durée de vie du bâtiment, contrairement au BAEL.

Le dimensionnement du poteau à l'EUROCODE et celui au BAEL donne sensiblement des résultats identiques. On constate néanmoins une nuance au niveau de la détermination de la hauteur libre du poteau et par conséquent un élancement moins défavorable à l'Euocode. Pour être vérifier à l'Eurocode l'enrobage du poteau doit être augmenté de 5 mm.

VII.8 Vérification de la semelle 10 à l'Eurocode

VII.8.1 Introduction

Le dimensionnement à l'Eurocode permettra de comparer les résultats obtenus avec ARCHE.



VII.8.2 Hypothèse de calcul

Section du poteau : 0.16 x 0.70m

Charge $N_{ed\ pot}$ (à l'ELU) = $1.35 \times 0.2916 + 1.5 \times 0.12.68 = 0.583$ MN

Charge limite du sol (à ELU) $f_{dsol} = 0.30$ Mpa

Béton $f_{ck} = C25/30$ (25 Mpa)

Acier $f_{yk} = 500$ Mpa

VII.8.3 Dimensionnement du coffrage de la fondation

$$\text{Aire de la semelle} = \frac{N_{ed\ pot}}{f_{dsol}} = \frac{0.569}{0.30} = 1.8967 \text{ m}^2$$

Lorsque la hauteur est inconnue, on admet que si les dimensions de la semelle vérifient la condition de rigidité ci-dessous, alors le cisaillement de poinçonnement est implicitement vérifié (il n'y a donc pas lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant) :

$$d \geq \max\left[\frac{b'-b}{4} ; \frac{c'-c}{4}\right] = \max\left[\frac{116-0.16}{4} ; \frac{1.70-0.7}{4}\right] \geq 25 \text{ cm}$$

L'enrobage c_{nom} est pris forfaitairement égal à 65 mm pour un coulage directement sur le sol et à 30 mm pour un coulage sur béton de propreté. On retiendra un coulage sur béton de propreté soit un enrobage de 3.00 cm.

Hauteur totale :

Nous partons sur l'hypothèse de barres de 10 mm

$$h = d + 3.00 \text{ cm} + 1.5 \text{ cm (1}^{er} \text{ lit + mi hauteur du deuxième lit)} = 29.5$$

On retiendra la hauteur de la semelle $h = 0.30 \text{ m}$

VII.8.4 Dimensionnement des aciers tendus

Détermination des aciers par la méthode des moments :

Tableau 15 - Formule de dimensionnement des aciers tendus

	Selon l'axe des X	Selon l'axe des Y
Moment	$M_{Edx} = \frac{N_{Ed} [b' - 0,7b]^2}{8b'}$	$M_{Edy} = \frac{N_{Ed} [c' - 0,7c]^2}{8c'}$
Moment réduit	$\mu_{ux} = \frac{M_{Edx}}{c' d^2 f_{cd}}$	$\mu_{uy} = \frac{M_{Edy}}{b' d^2 f_{cd}}$
Bras de levier	$z_{ix} = 0.5d_x (1 + \sqrt{1 - 2\mu_{ux}})$	$z_{iy} = 0.5d_y (1 + \sqrt{1 - 2\mu_{uy}})$
Section d'acier	$A_{sx} = \frac{M_{Ed}}{z_{ix} x f_{yd}}$	$A_{sy} = \frac{M_{Ed}}{z_{iy} x f_{yd}}$

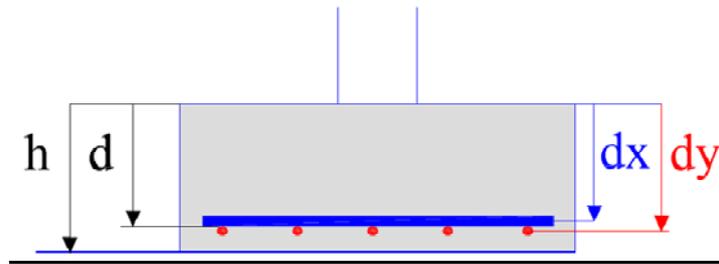


Figure 28 - Représentation de la hauteur utile "d"

Tableau 16 - Résultats du dimensionnement des aciers tendus

	Selon l'axe Y	Selon l'axe X
Hauteur utile "d" (en m)	0,265	0,255
Effort normal appliqué N_{ed} (en MN)	0,58386	0,58386
Largeur poteau (en m)	0,16	0,7
Largeur semelle (en m)	1,16	1,7
Moment M_{ed} (en MN.m)	0,069100838	0,062855105
Moment réduit μ_x (en MN.m)	0,050896138	0,034116347
Bras de levier interne z_i (en m)	0,258075314	0,250573321
Section d'acier (en cm ²)	6,15835	5,76944
Section d'acier retenu (En cm ²)	8HA10 (6.28cm²)	8HA10 (6.28cm²)

Choix de la section d'acier réel :

$$8HA10 = 12 \times (\pi \cdot r^2) = 8 \pi \times 0.5^2 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ reel} = 0.0628 \text{ m}^2$$

VII.8.5 Disposition constructive

L'enrobage c_{nom} est pris forfaitairement égal à 65 mm pour un coulage directement sur le sol et à 30 mm pour un coulage sur béton de propreté (*valeur abaissé par l'annexe française ANF*).

Vérification de l'ancrage des aciers inférieurs

Les armatures sont à ancrer avec des crochets en extrémités si la longueur d'ancrage corrigée dans le rapport $\frac{A_{nécessaire}}{A_{mise\ en\ place}}$ est supérieure à 0.25 (B-0.7b)

$$\frac{6.15}{6.28} = 0.97 > 0.25 \quad (1.7 - 0.7 \times 0.7) = 0.3$$

Il est donc nécessaire d'ancrer les armatures avec des crochets en extrémité.

VII.8.6 Analyse comparative

Les résultats des calculs réalisés avec Arche et ceux réalisés à l'Eurocode aboutissent au même résultat A_s réel = 0.0628m². Mais on constate que l'Eurocode ($A_s = 6.15\text{cm}^2$) est légèrement plus favorable que le BAEL ($A_s = 6.24\text{cm}^2$) avec une diminution d'environ 3% de la section d'armatures. La semelle est donc vérifiée à l'Eurocode.

VIII CONCLUSION

Dans ce mémoire j'ai voulu aborder les trois principaux domaines du génie civil ; l'hydraulique, la géotechnique et le calcul de structure.

J'ai abordé l'hydraulique à travers le dimensionnement d'un bassin d'orage qui est indispensable si l'on veut limiter l'impact de l'urbanisation sur l'écoulement des eaux pluviales.

La Géotechnique permet une bonne connaissance du sol, elle est essentielle à tout projet. Elle détermine le système de fondation de l'ouvrage qui fait varier le coup du projet selon la qualité du sol en place.

Dans la dernière partie consacrée au calcul de structure, j'ai utilisé le logiciel ARCHE pour réaliser la descente de charge et dimensionner les différents éléments.

L'outil informatique permet de gagner du temps pour les différents calculs et l'établissement des plans mais il est important de pouvoir contrôler les résultats obtenus. J'ai donc choisi de vérifier les résultats avec les règles de l'EUROCODE qui sont aujourd'hui en vigueur en France.

IX REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ouvrage :

- MEMOTECH génie civil – J-M Destrac ; D. Lefaiivre ; Y. Maldent ; S. Vila
- FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE – Gérard Philipponnat ; Bertrant Hubert
- CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES ET PROFONDES – Roger Franc
- EUROCODE 2 : Calcul des structures en béton – Pat1-1 : Règle générale et règle pour les bâtiments (EN1992-1-1)
- Conception et calcul des structures de bâtiment.
Eurocode 2 pratique ; Henry THONIER

Référence internet :

- <http://ponts-formation-edition.fr>: Le calcul des semelles au pressiometre et l'eurocode7 -1ère partie
- <http://www.techniques-ingenieur.fr>
- <http://fr.wikipedia.org>

X ANNEXES

X.1 Arrêté préfectoral de Guadeloupe

Liberté • Égalité • Fraternité
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE

préfecture

de la région Guadeloupe

Direction de l'Administration Générale
et de la Réglementation
Bureau de l'urbanisme, de l'Environnement
et du Cadre de Vie

Caraïbes Environnement
La Retraite
97122 BAIE-MAHAULT / Guadeloupe
Tél : 0590 94 65 93 - Fax : 0590 94 65 59
Siret : 429 784 309 00024

N° 2005- 793 AD/1/4

ARRETE

Définissant des prescriptions techniques minimales applicables aux ~~opérations~~ ~~soumises~~ à déclaration ou à autorisation en application des articles L.214-1 à L.214-6 du code de l'environnement sous les rubriques 5.3.0. et 6.4.0. du décret nomenclature n°93-743 du 29 mars 1993.

LE PRÉFET DE LA RÉGION GUADELOUPE
CHEVALIER DE LA LÉGION D'HONNEUR
OFFICIER DE L'ORDRE NATIONAL DU MÉRITE

VU le Code de l'Environnement notamment les articles L. 214-1 à L.214-6 ;

VU le décret n° 93.742 du 29 mars 1993 modifié relatif aux procédures d'autorisation et de déclaration prévues par l'article 10 de la loi sur l'eau n° 92-3 du 3 janvier 1992 ;

VU le décret n° 93.743 du 29 mars 1993 modifié relatif à la nomenclature des opérations soumises à autorisation ou à déclaration en application de l'article 10 de la loi sur l'eau n° 92-3 du 3 janvier 1992 ;

VU le Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE) approuvé par arrêté préfectoral n°2003-998 AD/1/4 du 25 juillet 2003 ;

VU le rapport de la direction de l'Agriculture et de la Forêt en date du 18 avril 2005 ;

VU l'avis favorable émis par le Conseil Départemental d'Hygiène dans sa séance du 10 mai 2005 ;

Considérant qu'en Guadeloupe, l'urbanisation se développe à l'amont de zones déjà fortement habitées, situées à l'exutoire des cours d'eau, ravines ou réseaux au bord de la mer et que l'espace disponible pour augmenter la capacité hydraulique des réseaux existants est limité.

Considérant que les systèmes d'évacuation des eaux de ruissellement, qu'ils soient naturels ou artificiels, présentent de nombreux dysfonctionnements notamment en période de fortes pluies.

Considérant que certaines opérations d'urbanisation sont soumises à déclaration ou autorisation au titre de la loi sur l'eau sous les rubriques 5.3.0 et 6.4.0 du décret « nomenclature » du 29 mars 1993 et ont un impact quantitatif et qualitatif significatif en terme de rejet d'eaux pluviales.

Considérant qu'il n'existe aucun arrêté ministériel fixant des prescriptions techniques minimales a ce type de rejet et qu'au vu des enjeux identifiés en Guadeloupe, il est nécessaire d'édicter, dans le cadre du présent arrêté préfectoral, des prescriptions techniques minimales applicables aux opérations soumises aux rubriques précitées.

Sur proposition du Secrétaire Général de la Préfecture.

Les points de rejet dans les eaux superficielles devront être implantés pour minimiser les incidences sur les eaux réceptrices et assurer une diffusion optimale. Le choix de leurs emplacements devra tenir compte de la proximité éventuelle de captages d'eau potable, de lieux de baignades ou de zones de production piscicole.

L'ouvrage de déversement ne devra pas faire obstacle à l'écoulement des eaux ni retenir les corps flottants. Toutes dispositions devront être prises pour prévenir l'érosion du fond ou des berges et éviter la formation de dépôt.

Un accès au point de rejet, permettant le prélèvement par le service de police de l'eau, devra être aménagé.

Article 6 - Réseaux de collecte

Le réseau pluvial sera dimensionné pour un événement pluvieux de période de retour minimale de 10 ans et fixée en accord avec le service de police de l'eau (cf. mesure opérationnelle 4.1.3. du Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE)).

Les eaux collectées par le réseau pluvial seront exclusivement des eaux de pluie et de ruissellement.

Une vérification du bon raccordement des particuliers sur les réseaux eaux usées et eaux pluviales devra être effectuée systématiquement par le maître d'ouvrage.

Pour les zones d'activités industrielles ou artisanales, le règlement de la zone devra indiquer que la mise en œuvre de pré-traitements adaptés aux activités exercées pourra être demandée avant rejet pour chaque lot. Les nécessités d'entretien régulier et fréquent de ces ouvrages devront être précisées. Les conditions de rejet des différents effluents (eaux usées, eaux pluviales et eaux industrielles) devront faire l'objet d'un accord du maître d'ouvrage. Enfin, pour les stockages de produits liquides susceptibles de polluer, il devra être prévu des capacités de rétention.

Des contrôles analytiques de la qualité des eaux rejetées pourront être réalisés à la demande du service de police de l'eau, à la charge du propriétaire de l'ouvrage.

Si les résultats de ces contrôles faisaient apparaître une mauvaise utilisation des réseaux, les mesures adéquates seraient imposées pour remédier à ces dysfonctionnements.

Article 7 - Ouvrages de stockage

Le débit de rejet ne pourra être supérieur au débit naturel du bassin versant, calculé sur le terrain avant urbanisation ou imperméabilisation. Ainsi, le débit de rejet après urbanisation sera calculé et comparé au débit naturel du bassin versant. En cas d'aggravation, un dispositif de stockage sera obligatoirement prévu pour limiter les augmentations de débit au niveau du point de rejet, dues à l'urbanisation ou à l'imperméabilisation des sols.

Le stockage pourra être réalisé sur l'initiative du déclarant dans un bassin spécifique, dans les réseaux ou sur des surfaces imperméabilisées rendues submersibles.

Il sera dimensionné pour un événement pluvieux au minimum de retour décennal et fixé en accord avec le service de police de l'eau. Les hypothèses, méthodes de dimensionnement et calculs devront être explicités dans le dossier de déclaration.

des sensibilités particulières, qui pourraient imposer des périodes de retour de dimensionnement plus importantes et un débit de rejet plus contraignant.

L'ouvrage de stockage ne pourra être implanté ni dans une zone humide, ni dans une zone inondable, sauf dérogation lorsque aucune autre solution n'est possible.

Par ailleurs, aucun matériau excédentaire issu de la réalisation ou de l'entretien des dispositifs ne devra être réutilisé dans des zones humides ou des zones inondables.

Remarque : cet ouvrage pourra également servir de confinement dans l'éventualité de pollutions accidentelles.

Article 7.1 - Bassin de type "à sec"

Ce type de bassin sera à privilégier dans la majorité des cas.

Il sera réalisé sous forme de talweg peu profond et à pente douce pour faciliter son intégration paysagère et son entretien, avec un fil d'eau bétonné facilitant l'entretien et évitant le développement rapide des végétaux.

La canalisation d'arrivée dans le bassin devra être positionnée pour permettre une décantation optimum de l'effluent ; il est pour cela souhaitable qu'elle soit située à l'opposé du point de rejet.

Un caniveau bétonné sera créé en fond de bassin de manière à canaliser le transit des écoulements de faible débit.

Le bassin sera traité de préférence en espace vert régulièrement entretenu de façon manuelle ou mécanique (tonte et curage avec évacuation des produits récupérés). L'accessibilité des ouvrages aux engins d'entretien devra être étudiée.

L'utilisation de produits phytosanitaires sera interdite.

Article 7.2 - Bassin de type "en eau"

Dans certains cas particuliers (proximité du littoral, d'une zone de baignade, d'une zone piscicole ou de captage d'alimentation en eau potable), il pourra être réalisé un bassin de type "en eau" afin d'améliorer le traitement notamment pour la bactériologie.

Le rôle de stockage du bassin se fera par une hauteur de marnage représentant le volume à stocker.

Les mêmes dispositions que pour un bassin à sec seront adoptées pour les ouvrages de rejet et de traitement.

Le curage des boues du bassin ainsi que leur élimination devront respecter la réglementation en vigueur que ce soit au titre de la loi sur l'eau ou au titre du règlement sanitaire départemental.

L'accessibilité des ouvrages aux engins d'entretien et de curage devra être étudiée.

Article 8 - Ouvrages de traitement et de régulation

Article 8.1 - Cas particulier des eaux de toiture

Sauf risque lié à une pollution industrielle, les eaux de toitures peuvent être évacuées par infiltration directe dans le sol ou rejetées dans un émissaire superficiel sans traitement préalable.

A l'exception des eaux de toitures, toutes les eaux seront traitées avant rejet par décantation et déshuilage.

A minima sera créé un ouvrage de traitement et de régulation avant rejet au milieu récepteur, en sortie de bassin, comprenant :

- une zone de décantation facile à curer (accessibilité). Cette zone peut être située immédiatement en tête de l'ouvrage ;
- une grille pour récupérer "les flottants" pouvant être verrouillée pour éviter les intrusions d'enfants dans les canalisations. Un entretien régulier et fréquent devra être effectué (enlèvement des flottants) ;
- un système de régulation adapté pour gérer les pluies de différentes intensités et rendre le bassin efficace notamment pour les premiers flots qui sont les plus pollués ;
- une cloison siphonide pour piéger les hydrocarbures et les graisses. Cet ouvrage devra être vidangé régulièrement par une entreprise spécialisée ;
- un système d'obturation en sortie d'ouvrage, facilement manœuvrable et accessible, pour contenir, si nécessaire, les pollutions accidentelles ;
- un ouvrage de surverse aménagé pour assurer l'écoulement des pluies exceptionnelles de période de retour supérieure à celle de dimensionnement du bassin ;
- éventuellement, un by-pass commandé par vanne pourra être aménagé, si possible, pour dévoyer les eaux pluviales lorsqu'une pollution est stockée dans le bassin, pour permettre de récupérer les eaux polluées, par pompage par exemple. (Ces dispositions seront appliquées notamment pour les projets d'infrastructure routière et pour les autres projets, lorsque la proximité d'un émissaire le permet).

Pour les projets concernant des zones d'activités industrielles ou artisanales, la mise en place d'un système spécifique déboureur-séparateur d'hydrocarbures par lot ou en sortie de bassin de stockage, où le débit est limité, donnant un maximum d'efficacité, devra obligatoirement être étudié en fonction de l'impact des rejets au milieu. En cas de mise en œuvre, cet appareil devra faire l'objet d'un entretien régulier et fréquent par une entreprise spécialisée. Il sera en outre équipé d'un dispositif d'obturation automatique bloquant sa sortie s'il a emmagasiné son maximum d'hydrocarbures.

Article 8.3 - Qualité du rejet

En sortie des ouvrages de traitement, les rejets devront respecter les concentrations suivantes :

- [MES] < 35 mg/l ;
- [hydrocarbures totaux] < 5 mg/l.

L'objectif d'abattement de la pollution sera calculé pour une pluie de période de retour 2 ans.

Article 9 - Autres dispositifs

Tout autre dispositif choisi par le déclarant devra pouvoir remplir les mêmes fonctions de stockage et de traitement.

Ses conditions de fonctionnement et d'entretien de celui-ci devront être parfaitement explicitées.

En cas d'impossibilité démontrée de rejeter dans les eaux superficielles, il pourra être fait recours à un bassin d'infiltration. Une étude de sol devra être fournie pour démontrer la capacité d'infiltration et donner les hypothèses de dimensionnement de l'ouvrage.

Ce bassin devra être conçu de façon à interdire le contact direct des effluents rejetés avec l'eau de la nappe. Pour cela, il devra être rempli de matériaux filtrants (sable, gravier,...) jusqu'à un niveau supérieur au niveau des plus hautes eaux de la nappe.

Article 11 – Dispositions à respecter pendant les travaux

Tous les déchets produits sur le chantier seront stockés dans des bennes et évacués par des sociétés spécialisées conformément à la réglementation en vigueur.

Aucun entretien de véhicule ne devra être réalisé sur le chantier en dehors d'une aire aménagée à cet effet et qui devra être située le plus loin possible de tout cours d'eau.

Aucun stockage ou brûlage de produits dangereux ne pourra être fait.

Le bassin éventuel sera réalisé avant le démarrage de tous travaux et notamment des terrassements de la viabilisation du site. Des rigoles ou fossés provisoires permettant de canaliser les eaux vers le bassin seront créés en tant que de besoin afin d'éviter tout départ de sédiment vers le milieu naturel en période pluvieuse pendant la phase travaux. Un filtre (géotextile, botte de paille ...) complètera utilement cette protection.

Article 12 – Entretien des ouvrages

A la fin des travaux, le pétitionnaire devra fournir le plan de récolement des travaux au service chargé de la police de l'eau.

Le maître d'ouvrage est responsable des installations, il doit veiller à leur fonctionnement et à leur entretien, il peut déléguer cette mission à un exploitant dûment mandaté par lui à cet effet.

Les réseaux et ouvrages seront régulièrement entretenus de manière à garantir le bon fonctionnement des dispositifs d'évacuation, de traitement, de régulation et d'obturation.

La vidange des huiles, graisses et sables sera réalisée régulièrement et fréquemment par une entreprise spécialisée afin d'éviter tout risque de relargage vers le milieu naturel. La vidange sera en outre systématique après tout événement pluvieux de période de retour supérieure à 5 ans.

L'élimination des produits de curage se fera dans le cadre de filières autorisées.

La personne responsable de l'entretien, la fréquence des opérations et la destination des produits évacués devront être précisées. Un carnet d'entretien sera tenu à jour et devra pouvoir être présenté à toute demande du service de police de l'eau. Il répertoriera la programmation des opérations d'entretien à réaliser ainsi que, pour chaque opération réalisée, la date, les quantités, la destination des produits évacués et l'identité du transporteur.

Au cas par cas, la mise en place d'un dispositif d'alerte pourra être demandée. Un dispositif de suivi analytique pourra également être défini.

Article 13 - Contrôle des installations

Les agents des services de l'Etat, notamment ceux chargés d'une mission de contrôle au titre de la police de l'eau devront avoir constamment libre accès aux installations.

Le maître d'ouvrage supportera les frais de toute modification de ses installations nécessitée par le respect de la qualité du milieu récepteur et qui pourra lui être demandée. Il en est de même pour les travaux de curage-ou d'aménagement du milieu récepteur.

En cas de non-respect des présentes prescriptions, l'administration prendra les mesures nécessaires pour faire disparaître, aux frais du demandeur, toute cause de dommage provenant de son fait, ceci sans préjudice de l'application des dispositions pénales relatives aux infractions à la législation sur l'eau.

Article 14 - Exécution

Le Secrétaire Général de la préfecture, les Sous Préfets des arrondissements de Pointe à Pitre et de Saint-Martin, le Directeur de l'Agriculture et de la Forêt, le Directeur Départemental de l'Equipement, le Directeur Régional de l'Environnement, le Directeur Régional de l'Industrie, de la Recherche et de l'Environnement, le Directeur de la Santé et du Développement Social, le Directeur des Services Vétérinaires et les agents assermentés et commissionnés habilités à constater les infractions à la loi sur l'eau sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent arrêté qui sera publié au recueil des actes administratifs de la Région Guadeloupe.

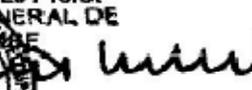
Fait à Basse-Terre le 24 MAI 2005

POUR AMPLIATION
LE CHEF DU BUREAU DE L'ORGANISME
DE L'ENVIRONNEMENT ET DU CADRE DE VIE


Nadia ROSEAU

POUR LE PREFET
LE SECRETAIRE GENERAL DE
LA




Denis LABBE

X.2 Données météorologie Guyane

Service Régional de Guyane/Climatologie
 Rochambeau
 97351 MATOURY CEDEX
 Tél : 05 94 35 35 42 Fax : 05 94 35 35 44
 Mail : clim973@meteo.fr



COEFFICIENTS DE MONTANA

Méthode du renouvellement

ROCHAMBEAU (973) Indicatif 97307001 - alt. 4m - lat 4°49'34cent.Nord - lon 52°21'92cent.Ouest

Formule des intensités (i)

Formule des hauteurs (h)

Intervalle 15 min à 2h

Durée de retour	a	b	Durée de retour	a'	b'
5 ans	280	0.393	5 ans	4.673	0.393
10 ans	309	0.382	10 ans	5.150	0.382
20 ans	350	0.377	20 ans	5.832	0.377
30 ans	383	0.377	30 ans	6.381	0.377
50 ans	434	0.380	50 ans	7.233	0.380
100 ans	527	0.390	100 ans	8.779	0.390

Intervalle 1h à 6h

Durée de retour	a	b	Durée de retour	a'	b'
5 ans	577	0.559	5 ans	9.622	0.559
10 ans	587	0.533	10 ans	9.779	0.533
20 ans	590	0.504	20 ans	9.835	0.504
30 ans	590	0.486	30 ans	9.833	0.486
50 ans	588	0.463	50 ans	9.798	0.463
100 ans	581	0.430	100 ans	9.682	0.430

Intervalle 6h à 24h

Durée de retour	a	b	Durée de retour	a'	b'
5 ans	976	0.654	5 ans	16.266	0.654
10 ans	1412	0.687	10 ans	23.540	0.687
20 ans	2248	0.735	20 ans	37.464	0.735
30 ans	3064	0.769	30 ans	51.069	0.769
50 ans	4690	0.817	50 ans	78.174	0.817
100 ans	8801	0.891	100 ans	146.675	0.891

Remarque :

Les données fines de pluies (pas de temps 1 minute) utilisées pour ces calculs portent sur une durée de 10 années seulement. Il convient d'en tenir compte, et d'utiliser avec précaution ces résultats, notamment les durées de retour 50 ans et 100 ans.

Météo-France - Service Climatologie de Guyane
 Aéroport de Rochambeau - 97351 MATOURY
 Tel 0594 35 35 42 Fax 0594 35 35 44 E-mail clim973@meteo.fr

