

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

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'études
Présenté pour l'Obtention du Diplôme de Master En Génie Civil
Option : Art et Techniques de Réhabilitation des Bâtiments

Thème

**REHABILITATION DU CENTRE DU PROTECTION DES MINEURS
HENNAYA TLEMCEN**

Présenté par :

Mebarka BEN ALI

Devant le Jury composé de :

Mr. F.GHOMARI
Mr.F.B.HOUTI
Mr.S.MELOUKA
Mr. N.HASSAINE
Mr. K.BENDIOUIS

President
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

DÉDICACE

Je dédie le présent travail

A mes très chers parents

A mes sœurs et mes frères

A l'ensemble de ma famille et mes amies

REMERCIEMENTS

Je remercie ALLAH le tout puissant qui m'a guidé et qui m'a donné la force et la volonté de réaliser ce travail.

Je remercie mes encadreurs Mr.N.HASSAINE, et Mr.K.BENDIOUIS pour leur soutien, leurs conseils judicieux et leur grande bienveillance durant l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements également à :

Le président du jury : Mr. F.GHOMARI

Les examinateurs : Mr.F.B.HOUTI , Mr.S.MELOUKA

D'avoir bien voulu examiner notre travail.

Mes remerciements et ma reconnaissance sont adressés envers mes collègues pour un temps précieux passé ensemble. Mes plus vifs remerciements vont également à tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pendant mes études.

Enfin, toute ma gratitude, ma reconnaissance et mes très vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin et en particulier l'ensemble des enseignants du département de génie civil Tlemcen, pour la formation d'études de la graduation.

Résumé

le centre de protection des mineurs à Hennaya Tlemcen est un cas typique d'ouvrage qui a connu des problèmes considérables dont l'origine imcobe à une mauvaise appréciation préalable des données géotechniques.

De prime abord nous avons débuté dans ce mémoire par donner un aperçu global ayant trait aux données caractérisant la région ou a été implanté l'ouvrage en question.

En second lieu, nous donnerons une description de la pathologie de ce centre qui constitue le support de ce que l'on nommera "l'expertise".

Point n'est besoin de rappeler qu'en toute logique il s'agira de regrouper les causes structurelles des problèmes et désordres survenus dans les différents bâtiments, en donnant les différents calculs de poiçonnement tassement et gonflement du sol.

Enfin, on présente un certain nombre de solutions techniques qui pourraient être envisagées pour résoudre les problèmes d'infiltration des eaux de pluie dans la formation argileuse.

Mots clés:

Désordres;fondations;poiçonnement;tassement gonflement; drainage; chemisage.

يعاني المركز المتخصص بطفولة بحناية تلمسان من مشاكل ضخمة راجعة بالدرجة الأولى إلى الدراسة الجيوتقنية غير كفئة .

في بداية دراستنا سنعطي نظرة شاملة على مختلف خصائص المنطقة حيث بني المركز المعني بالأمر. وسنضطر إلى التطرق إلى أسباب الأضرار الملحقة بهذه البناية والتي ستكون عمود ما نسميه بالخبرة .

المرحلة الموالية تتلخص في مختلف الحسابات المتعلقة بالخسف والخرز وانتفاخ الأرض .

في خاتمة هذا العمل سنعرض عدة حلول تقنية بإمكانها وضع حد لمشاكل صرف المياه الشتوية في الهياكل الطينية .

◀ الكلمات الأساسية:

أرض طينية، أضرار، أسس، خرز، خسف، انتفاخ، انزلاق، صرف المياه.

Abstract

The protection centre mineneurs is a typical case of structure having some problems due to a base assessment of geotechnical parameters.

In this study, we tried first to give a general insight into the characteristics of the region where the building is to be built.

Secondly, we will give a description of the pathology of the high-school which is the base of what we call "valuation on assessment".

It is of interest also to call back all the structural problems in all the buildings.

Finally we conclude our work by giving a certain technical solution which must be held solve the seepage problem of rainwater in the soil clay.

Key words

Site, soil clay, disorders, foundations, punching, settlements, sliding, draining, hole of search

SOMMAIRE:

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I:Dégradations du béton et méthodologie d'un diagnostic:

I -1-Introduction	5
I -2-2- Les dégradations d'origine mécanique	7
I -2-3- Les dégradations d'origine physique	7
I -3 -La méthodologie du diagnostic.....	7
I -3-1- préambule	8
I -3-2 -mesures in –situ:.....	8
I -3-3 -La formulation de recommandations directives:	13
I-4-Conclusion.....	13

Chapitre II: pathologies du centre

II– 1-Introduction	15
II– 2-Données générales sur le site	15
II -2-2-Données géologiques :.....	15
II- 2-3-Investigation sur le terrain	15
II-2-4-Reconnaissance géotechnique du site :.....	15
II-2-6-Essais in situ	18
II-3-Le centre de protection des mineurs.....	19
II-3-1-Situation de projet	19
II -3-2-Description de l'ouvrage	19
II-3-3-Historique du centre:.....	20
II -3-4-Caractéristiques des matériaux:	26
II -3-5-les pathologies:	27
II -4-Conclusion.....	29

Chapitre III: recherche des causes des désordres.

III-1-Introduction	31
III -2-Recherche des causes des désordres	31

III -4- Evaluation des charges et surcharges	32
III-5-Descente des charges :	33
III-6-Pré dimensionnement	35
III-6-1-Pré dimensionnement des planchers	35
III-7-Pré dimensionnement des poutrelles.....	36
III -8-Pré dimensionnement des poutres	37
III -9-Pré dimensionnement des poteaux	40
III-10-Vérification du poinçonnement sous les fondations	43
III-10-1-Calcul de poinçonnement	43
III-11-Vérification de tassement des fondations	46
III-11-1-Calcul de tassement.....	46
III-11-2-Calcul de tassement différentiel.....	47
III-11-3-Tassement différentiel admissible.....	47
III-12-vérification du gonflement	48
III-13-Modélisation	48
III-13-1-Méthode de calcul:.....	48
III-13-2-Calcul de l'action sismique:	49
III-13-3- Application de la méthode dynamique modale spectrale	55

Chapitre IV: réflexions sur les solutions proposées

IV-1-Introduction	58
IV-2-Les techniques de réhabilitation	58
IV-2-1-Système de drainage:.....	58
IV-2-2-Regards de visite:	59
IV-2-3-Entretien:	60
IV-2-4-Chemisage des sections de béton:	60
IV-2-5-Réparation des fissures:.....	63
IV-2-6-Eloignement de la végétation du bâti :	64
.....	64
IV-2-7-Création d'un écran anti-racines :	65
IV-2-8-Réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment :	66
IV-3-Recommandations :	66
IV-4-Conclusion	67
Conclusion générale	70

Listes des figures

Figure I.1: le scléromètre	9
Figure I.2: appareil d'auscultation par ultrasons.....	9
Figure I.3: le phacomètre	10
Figure I.4: le profomètre	10
Figure I.5: le corrosimètre	11
Figure I.6: la Carotteuse	11
Figure I.7: le fissuromètre	12
Figure I.8: l'extensomètre	12
Figure I.9: l'hygromètre.....	12
Figure II.1 : Plan de situation.....	19
Figure II.2 :plan de masse.....	20
Figure II.4 : coupe A-A du dortoir.....	22
Figure II.5 :façade du dortoir.....	22
Figure II.6 : Vue en plan de dortoir	23
Figure II.7:Coffrage des semelles, des longrines et des avants poteaux d'un bloc du bâtiment hébergement.....	25
Figure III.1 :coupe transversal de plancher de terrasse inaccessible.....	32
Figure III.2:Dalle à corps creux	35
Figure III.3 : représentation de la poutrelle	36
Figure III. 4 :Section d'une poutre principale	37
Figure III.5 : Section d'une poutre secondaire	39
Figure III.6 : Surface afférente du poteau central.	41
Figure III.7: Modélisation de la structure	55
Figure III.8 :diagramme de spectre de réponse	55
Figure. IV .1 : Réseau de drainage	58
Figure. IV .3: Schéma d'infiltration des eaux à travers les parois du regard.....	59
Figure IV.4:Différents étapes de renforcement des poteaux au moyen d'une enveloppe en béton armé.....	62
Figure IV.5 : renforcement d'une poutres par chemisage	62
Figure IV.7:Organigramme du processus de chemisage en béton armé	63
Figure IV.7: Schéma de principe d'éloignement de la végétation du bâti	65
Figure. IV .8: dispositions constructives destinées a éviter les désordres	66
Figure. IV .9: Schéma de principe de réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment....	66

Liste des tableaux

Tab. III -1:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	33
Tab.III-2: Evaluation des surcharges des planchers	33
Tab.III-3:Résultats de l'effort normal pour chaque semelle en KN.....	34
Tab.III-4:Dimensions des poutres.....	40
Tab.III-5:Caractéristiques géotechniques.....	43
Tab.III-6: Tableau récapitulatif des résultats relatifs aux dortoires	45
Tab.III-7:Tableau récapitulatif des résultats du dortoir	46
Tab.III-8:Tableaux récapitulatif des résultats du dortoir	47
Tab.III-9: Récapitulation du poids de la structure	53
Tab.III-10: Distribution verticale des efforts au sens transversal et sens longitudinal	55
Tab.III-11:Tableau des périodes modales et des fréquences.....	56

Liste des photos

Photo II -1 : Vue extérieure du dortoir	21
Photo II -2 : Fissuration diagonale.....	28
Photo II -3 : Eclatement du béton.	28
Photo II -4:Affaissement et fissuration	28
Photo II -5:Problème d'étanchéité.....	28
Photo II -6:Fissuration diagonale	28
Photo II -7:Fissuration diagonale	28
Photo II -8: Fissures très importantes inclinées	29
Photo II -9: Présence de plantations et végétations	29

Liste des notations

D : ancrage.

C : cohésion de sol d'assise.

C_g : indice de gonflement.

q_l : charge limite en [KN/m³].

B : largeur de la semelle en [m].

L : longueur de la semelle en [m].

Y₂ : poids volumique du sol sous la base de la semelle [KN/m³].

Y₁ : poids volumique des couches au dessus de l'ancrage en [KN/m³].

N_γ : facteur de surface.

N_q : facteur de profondeur.

N_c : facteur de cohésion.

q_{adm} : contrainte admissible en [KN/m²].

F : facteur de sécurité qui est égale en général à 3.

q_{ref} : contrainte de référence pour une charge verticale centré.

q : charge sur semelle en [KN].

H : épaisseur d'une couche d'un sol considéré en [m].

e₀ : indice des vides initial d'un échantillon pris sur une couche intacte du sol.

K : facteur d'influence en fonction des paramètres **m=B/Z** , **n=L/Z**.

Z : distance qui sépare la base de la fondation au milieu de chaque sous couche [m].

ΔH_{AB} : tassement différentiel entre 2 points A et B en [m].

ΔH_A : tassement en A en [m].

ΔH_B : tassement en B en [m].

ω : distorsion angulaire.

I_{AB} : distance qui sépare les 2 point A et B ,elle est en [m].

A : coefficient d'accélération de zone.

d : Facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Traditionnellement les matériaux de construction étaient recherchés dans la nature, à proximité du lieu de la construction, notamment la pierre, le sable, la terre et le bois. Tous ces matériaux sont sensibles à l'action de l'eau et des autres facteurs climatiques.

Durant toute l'histoire de la construction on assiste à des travaux de réparation et renforcement des constructions, effectués par les propriétaires ou leurs représentants (architecte, maître maçon, charpentier,...) afin d'adapter le bâti aux conditions de vie du moment. Avec l'apparition de nouveaux matériaux au début du XX^{ème} siècle et avec les interventions agressives de construction ou de reconstruction, la construction peut perdre ses caractéristiques d'origine, porteuses de toutes ses valeurs historiques, architecturales et culturelles. Une bonne intervention doit maintenir en bon état l'ouvrage architectural tout en conservant sa valeur existante, Elle s'effectue suivant un programme établi après plusieurs opérations de diagnostic général des désordres.

Une vision d'ensemble est toutefois indispensable pour réaliser des travaux cohérents et conformes aux objectifs fixés et tout projet de réparation ou renforcement exige des travaux préalables qui permettent d'avoir une bonne connaissance du bâtiment et de ses éléments constructifs.

Nous présentons dans ce modeste mémoire un cas particulier qui porte sur l'étude de pathologie du centre de protection des mineurs de Hennaya Tlemcen. Cet établissement est situé au bord de l'ancienne route nationale N°22, plus bas que la station-service de distribution de carburants, du côté Ouest par rapport à l'ancienne entrée de la ville. Le centre est constitué par plusieurs bâtiments; ayant un seul niveau. Le système constructif retenu de type poteaux poutres. Les différents bâtiments composant cet établissement reposent sur un sol d'assise constitué d'une marne jaunâtre, tendre à pâteuse, peu sableuse, avec des passées de grès et conglomérats calcaire, surmontée d'un calcaire marneux, blanchâtre à jaunâtre tendre moyennement dur. On note aussi la présence en surface d'un sable fin marron clair, légèrement argileux.

Le système des fondations adopté pour l'ensemble des blocs est du type semelles isolées reliées entre elles par des longrines.

Ce projet a pour but de traiter les pathologies visibles au niveau des blocs des dortoirs du centre.

Nous sommes obligés de répondre à ces questions:

Pourquoi ce centre présente des pathologies ?

Est-ce qu'on peut les réparer ou renforcer ? (côté économique et le côté technique).

-Structuration du mémoire :

Le présent mémoire est subdivisé en quatre chapitres :

-Le chapitre I est consacré à la détermination d'un diagnostic ainsi que l'établissement de différentes causes de dégradation du béton.

-le chapitre II regroupe les pathologies du centre.

-le chapitre III est consacré à la recherche des causes qui ont provoqué les problèmes, enregistrés au niveau du centre.

-le chapitre IV présente des solutions qui devront permettre l'exploitation de l'établissement dans des conditions améliorées.

I -1-Introduction

La dégradation d'une structure est la traduction d'une évolution lente et irréversible de ses variables d'état, conduisant à la diminution des marges de sûreté nécessaires pour assurer son bon fonctionnement. La connaissance des causes de dégradation permet d'établir un diagnostic plus explicite.

La durabilité des bâtiments en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits. Ces ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent résister à ces agressions, des désordres apparaissent dans le béton de ces structures[15].

Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, leur ruine. Nous nous limiterons ici à la représentation de trois causes principales de dégradation.

- Dégradation d'origine chimique.
- Dégradation d'origine mécanique.
- Dégradation d'origine physique.

I -2- Les différentes origines des dégradations

I -2-1- Les dégradations dues aux attaques chimiques [6]:

La dégradation peut provenir d'une attaque chimique par un agent se trouvant :

- sous forme de gaz d'origine naturelle ou industrielle.
- sous forme liquide.
- sous forme solide du sol ou résidu industriel.

Elle peut aussi être d'origine interne :

a) carbonatation du béton:

Lors de la prise du béton, il se produit une réaction chimique complexe qui se traduit notamment par la formation d'hydroxyde de chaux $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Cette chaux libérée est présente dans toute la masse du béton. De ce fait, le pH initial du béton est de l'ordre de 12.5; dans le temps, le béton perd environ 50% de l'eau de gâchage qu'il contenait lors de la prise. Cette perte d'eau crée un réseau capillaire à l'intérieur du béton qui favorise la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'air et alimente une réaction chimique appelée: carbonatation $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$. Cette réaction irréversible, précipite l'hydroxyde de calcium sous forme de sel insoluble. Le béton se carbonate et son pH diminue pour atteindre une valeur de 9. Pour protéger le béton contre la carbonatation il faut le confectionner à faible rapport E/C pour réduire la porosité du béton, et assurer un enrobage suffisant (qui peut être complété par un enduit).

b) corrosion des armatures:

La corrosion des aciers d'armatures dans le béton est issue d'un processus chimique. Pour que l'acier dans le béton se corrode (formation de rouille), il se trouve dans un milieu favorable :

- un électrolyte avec une forte conductibilité (ionique).
- une zone riche en oxygène.

La vitesse de corrosion des barres d'armatures est plus grande en présence de chlorures (l'eau de mer, sel,....). Les chlorures ont deux effets dans les mécanismes de corrosion :

- ils diminuent la résistivité de l'électrolyte (le couvert de béton), ce qui facilite le transport des ions d'un site à l'autre.
- Ils permettent l'amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle (dissolution de la couche passive ou migration des chlorures à travers le film d'oxyde)[6].

c) Attaque par les sulfates:

Les sulfates sont généralement retrouvés dans:

- les eaux de mer.
- les eaux souterraines.
- les sols.
- les eaux usées (domestiques et industrielles).
- Certaines industries.

Les produits les plus sensibles à l'attaque des sulfates sont : l'aluminate et la portlandite il y aura formation de sels expansifs d'ettringite (jusqu'à 400% de pouvoir d'expansion).

Les facteurs influençant l'attaque par le sulfate:

- la teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$.
- la nature du ciment.
- la perméabilité du béton.
- la concentration des sulfates.
- la température de l'eau : la chaleur accélère la cinétique des réactions
- la fluctuation de l'attaque.
- la présence de l'eau (qui favorise la formation de solution agressive).

Les moyens préventifs:

- utiliser un fort dosage en ciment.
- Utiliser la fumée de silice.
- faible rapport E/C.

d) Attaque par des acides:

Les acides ($\text{pH} < 7$) attaquant le béton par dissolution de la portlandite il y a possibilité d'attaque si $\text{pH} < 6.5$ [6] :

- Attaque sévère si $\text{pH} < 5.5$.
- Attaque très sévère si $\text{pH} < 4.5$

Il y a deux types d'acides agressifs :

- Inorganiques: carbonique, chlorhydrique, fluorhydrique, nitrique, phosphorique, sulfurique
- Organiques: acétique, citrique, formique, humique, lactique, tannique. ACIDE + BASE \Rightarrow SEL + EAU

Les moyens préventifs contre ces attaques sont:

Diminuer la teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ du béton par l'utilisation de:

- Un ciment aux laitiers.
- Un ciment alumineux ou pouzzolanique.

Diminuer la perméabilité par:

- Un mûrissement approprié.
- La diminution du rapport E/C.
- L'utilisation de la fumée de silice.

e) Alkali-réaction

L'alkali-réaction est une dégradation interne du béton. L'alkali-réaction est une réaction très lente allant d'un an jusqu'à dix ans (1 à 10 ans). Il y a trois conditions simultanées pour que l'alkali-réaction apparaisse :

- la présence d'un granulats potentiellement réactif.
- une concentration élevée des alcalins dans le ciment.
- une ambiance présentant une humidité relative > 80 %.

Donc pour avoir un béton durable il faut que les conditions suivantes soient respectées: un béton le moins perméable possible (une bonne formulation du béton et un faible rapport : E/C).

- un ciment à faible teneur en C₃A et alcalins.
- limiter ou fixer la portlandite : utiliser la fumée de silice ou desciment (résistent mieux aux milieux acides surtout le pH est <4.5)[6].

I -2-2- Les dégradations d'origine mécanique [6]:**a) Erreurs de conception et d'exploitation :**

Les différentes erreurs de conception peuvent être résumées comme suit:

- un tassement.
- une surcharge que la structure ne peut subir.
- un manque de joints.
- un manque d'armatures.

b) Défauts d'exécution:

Les défauts d'exécution sont dus généralement à :

- une mauvaise position des armatures d'aciers.
- une mauvaise mise en œuvre du béton.
- un mauvais coffrage.
- une mauvaise formulation du béton.
- un recouvrement insuffisant des armatures d'aciers.

I -2-3- Les dégradations d'origine physique**a) Séisme:**

Se référer aux codes de calcul dans les zones sismique, limiter le degré d'endommagement par des mesures constructives [6].

b) 1a fissuration:

il est important avant tout de souligner qu'il est impossible aujourd'hui d'éviter la fissuration du béton armé, que ce soit lors de la mise en œuvre, due par exemple au retrait de dessiccation ou sur le béton durci, du au vieillissement du matériau. Les causes de la fissuration sont multiples, mais peuvent être répertoriées en quatre catégories[12]:

- ✓ Les causes dues aux propriétés des matériaux, avec par exemple le retrait suite à l'évaporation de l'eau de gâchage, le gonflement engendré par la réaction exothermique du liant ou encore à la résistance mécanique de la cohésion du liant.
- ✓ les causes directes externes, avec notamment des déformations excessives sous l'action des charges ou encore des déformations sous l'action des variations de température ou sous l'action de l'humidité.
- ✓ les causes externes indirectes, à savoir les répercussions sur certaines structures d'action provenant d'autre élément tel que les tassements différentiels des fondations.

✓

- ✓ les causes dues à un phénomène de corrosion des armatures, les armatures corrodées ayant un volume plus important que les aciers en bon état, l'état de contrainte du béton au droit d'une armature corrodée est plus important et la fissuration s'enclenche.

Parmi les différents types de fissures, on distingue principalement trois catégories:

- ✓ Le faïençage, c'est un réseau caractéristique de microfissures qui affecte principalement la couche superficielle du béton.
- ✓ Les microfissures, ce sont des fissures très fines dont la largeur est inférieure à 0,2 mm.
- ✓ Les fissures, ce sont des ouvertures linéaires à la trace plus ou moins régulière dont la largeur est d'au moins 0,2 mm.

il est important lors du processus de réhabilitation d'un ouvrage, de s'intéresser à l'évolution de la largeur d'une fissure. Il est possible de classer les fissures en trois catégories selon leur évolution:

- ✚ les fissures passives ou mortes, pour les fissures dont les ouvertures ne varient plus dans le temps, quelles que soient les conditions de température, d'hygrométrie ou sollicitation de l'ouvrage. Cependant, elles sont rares, car les matériaux alentour à la fissure varient selon la température, c'est le phénomène de dilatation thermique.
- ✚ les fissures stabilisées, lorsque, leur ouverture varie dans le temps en fonction de température
- ✚ Les fissures actives ou évolutives, lorsque leur ouverture continue à évoluer indépendamment des cycles de température.

I -3 -La méthodologie du diagnostic

I -3-1- préambule :

Le diagnostic est le résultat des investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences. Il est devenu habituel de désigner par la même appellation de "diagnostic " la réalisation des examens nécessaires à la formulation des conclusions.

Le déroulement du diagnostic comporte quatre volées :

- Un examen visuel ou morphologique.
- Une estimation quantitative de la dégradation.
- La détermination des problèmes de structure.
- Des mesures in- situ (Appareillages de détection).
- L'analyse technique des mesures et essais, effectuée en laboratoire des éléments recueillis.
- La formulation des conclusions et recommandations.

Il faut cependant souligner que dans le cas général, un diagnostic reste une approximation plus ou moins précise où il est rarement possible d'obtenir un recueil exhaustif des données.

I -3-2-mesures in –situ[6]:

La détermination des caractéristiques : un niveau d'existence, de position et de la section des armatures dans le béton, la dureté et la résistance du béton, le degré de corrosion et d'oxydation des armatures. L'issue d'un tour d'horizon général, on peut déjà conclure sur:

- L'homogénéité de l'état des lieux ou au contraire sur l'existence de plusieurs cas de figure bien distincts.
- La nature et la localisation des manifestations.
Des désordres vétustes, la non conformité réglementaire, des anomalies de fonctionnement.
- La nature et la localisation des sondages, une auscultation ou des prélèvements à effectuer.
- les points dont l'état apparent est suffisamment explicite pour pouvoir se prononcer d'emblée, sans avoir à envisager d'autres investigations
- L'ouverture des fissures dans le béton.

I -3-2-1-Les différentes mesures in-situ:

a)Le scléromètre:

Cet instrument relativement simple à l'origine, permet d'estimer la résistance du béton, mesure la dureté superficielle du béton par rebondissement d'une masselotte. Il est nécessaire de procéder à une quinzaine d'essais sur chaque zone testée pour déduire une valeur moyenne représentative.

Le scléromètre est un instrument particulièrement performant pour préciser l'homogénéité de la résistance du béton aux différents points d'une structure, mais l'information sur le béton reste imprécise par cette méthode.



Figure I.1: Le scléromètre [6].

b) L'auscultation par ultrasons:

Cette méthode permet d'estimer la résistance d'un béton ou de détecter la présence des microfissures internes. C'est une corrélation entre la résistance, la vitesse du son VL, la compression Rc, et le module d'élasticité.



Figure I.2: Appareil d'auscultation par ultrasons [6].

c) Les détecteurs d'armatures:

Ils fonctionnent par effets magnétiques ou électromagnétiques mais la profondeur d'investigation reste limitée à une dizaine de centimètres. Il y a trois types de détecteurs:

-Le pachomètre:

sert à déterminer la position des armatures dans le béton.



Figure I.3: Le pachomètre [6].

Le profomètre:

Utilisé pour la détermination précise de la position et du diamètre des armatures dans le béton.



Figure I.4: Le profomètre[6].

Le corrosimètre:

Employé dans le but de détecter la corrosion des armatures, d'ouvrages en béton avant l'apparition des dommages visibles, en mesurant le potentiel de surface du béton.



Figure I.5: Le corrossimètre[6].

d)La radiographie:

Ce procédé permet de réaliser des clichés radiographiques du béton, son coût est relativement élevé compte tenu du matériel nécessaire (source radioactive) et surtout des mesures de protection à mettre en place (évacuation du site , périmètre de sécurité , autorisation administratives ..), utilisables pour des éléments dont l' épaisseur ne dépasse pas 60à 80 cm. La gammagraphie fournit des informations multiples et très précises sur les armatures et les défauts internes du béton:

L'analyse de la radiographie obtenue à travers les rayons traversant le béton est interprété Comme suit :

- trace claire => corps plus dense que le béton.
- trace noire => présence de vide.

e)Carottage:

Le prélèvement de carotte a comme but de faire des analyse en laboratoire. Ces examens peuvent être demandés en vue de:

- examen pétrographique pour identification des agrégats, détériorations des agrégats, homogénéité du béton, profondeur de carbonations, répartition des fissures.
- analyse chimique
- Essais physico – mécanique : densité, résistance à la compression, module d'élasticité.



Figure I.6: La carotteuse [6].

f) Détecteur des fissures:**-Fissuromètre:**

suivi de l'évolution d'une fissure sur un plan ou dans un angle.



Figure I.7: Le fissuromètre [6].

-Extensomètre:

mesure de la déformation linéaire d'un élément de structure.



Figure I.8: L'extensomètre [6].

c) Hygromètre:

Pour l'évaluation de l'humidité, en surface et en profondeur, de parois de construction .cet humidimètre permet de mesurer le taux d'humidité en profondeur de façon non destructive par une méthode basée sur la radiofréquence.



Figure I.9: L'hygromètre[6].

I -3-2-2-Technique des éléments recueillis:

L'analyse des informations et les données collectées, doit permettre d'interpréter les constats effectués en vue de formuler des conclusions. Pour faciliter ce travail, on peut reporter les données de manière à modéliser les phénomènes observés et les constats effectués.

Les modes d'analyse font appel à plusieurs types d'opérations:

a) Le calcul:

Il permet notamment de déterminer la capacité portante des structures ainsi que les zones critiques au niveau des éléments structuraux.

b) Le recoupement:

C'est la recherche de la cohérence ou au contraire de l'incompatibilité entre les données ou les informations portant sur un même aspect, mais provenant de sources différentes. Cela permet de consolider la validité de certaines hypothèses et d'en écarter d'autres.

c) La comparaison:

Il s'agit de repérer les ressemblances et les écarts permettant souvent, d'extrapoler ou d'exclure des résultats de données ou d'informations. Cela permet de hiérarchiser les différentes constatations.

d) La vérification:

L'objectif est de détecter les éventuels écarts par rapport aux exigences des référentiels techniques et réglementaires pris en compte.

e) L'évaluation:

On peut conduire une opération d'évaluation par:

- Un examen du dossier d'ouvrage : des plans d'exécution et les notes de calcul.
- Un état actuel de l'ouvrage : une exploitation des données et des informations pris en compte antérieurement.

I -3-3-La formulation de recommandations directives [6]:

Les conclusions correspondent à des avis argumentés, fondés sur les constats et les analyses effectuées. Il s'agit là d'une véritable prise de position du diagnostic sur l'état de la structure ou des éléments structuraux, accompagnée le cas échéant des marges d'incertitudes n'ayant pu être levées.

Les recommandations se déduisent des conclusions en les replaçant dans la perspective de la commande du diagnostic.

Les recommandations doivent donc tenir compte des enjeux économiques et de la faisabilité technique des travaux préconisés en matière de :

- réparation, renforcement des structures.
- traitement des causes et des effets de désordres constatés lors du diagnostic.

I-4-Conclusion

Le béton armé est un matériau de base de structures largement utilisé depuis plus d'un siècle. Il peut se dégrader sous l'influence des causes liées à sa qualité originelle ou à des sollicitations d'exploitation ou d'environnement.

Des pathologies apparentes ou cachées peuvent survenir. Afin de connaître leur nature, leur étendue et leur potentialité d'évolution, on établit un diagnostic nécessaire pour la prise des décisions relatives à la maintenance de l'ouvrage concerné.

II- 1-Introduction

Toute construction est soumise dans sa vie à des désordres, résultant soit d'une mauvaise réalisation, d'une sous-estimation des chargements, ou d'un éventuel phénomène naturel tel que séisme, glissement.....etc. L'objectif principal de la réhabilitation et de la restauration est de prolonger la vie des ouvrages en vue d'éviter les dépenses importantes que va engendrer leur reconstruction.

II- 2-Données générales sur le site

II - 2-1-Situation Géographique de la ville :

Le territoire de la commune de Hennaya est situé au nord de la wilaya de Tlemcen, à environ 10 km au nord-ouest Tlemcen.

Hennaya est située à un altitude de 34.95° Nord, et une longitude de 1.37° Ouest et environ 440 mètres d'altitude au-dessus du niveau de la mer.

II -2-2-Données géologiques :

D'après la carte géologique de la région de l'Algérie, le site du projet, appartient à la période géologique du miocène, confirmant ainsi les configurations géologique des sols rencontrés.

II- 2-3-Investigation sur le terrain :

La programmation de la reconnaissance des sols en place permis la réalisation des essais in situ suivants :

- ✓ 4 sondages carottés, descendus verticalement à 8m, avec prélèvement d'échantillons, pour les besoins de la description géologique des sols rencontrés, ensuite l'analyse géotechnique en laboratoire.
- ✓ 12 pénétrations dynamiques, poussées jusqu'au refus, au moyen du pénétromètre dynamique lourd.

Ces essais de reconnaissance se trouvent consignés dans un plan d'implantation schématique.

Les sondages carottés ont mis à jour la présence d'une marne jaunâtre, tendre à pâteuse, peu sableuse, avec des passées de grés et conglomérats calcaire, surmontée d'un calcaire marneux, blanchâtre à jaunâtre tendre moyennement dur.

On note aussi la présence en surface d'un sable fin marron clair, légèrement argileux.

II-2-4-Reconnaissance géotechnique du site :

II -2-4-1-Essais de laboratoire :

A partir des caisses à carottes provenant des sondages, différents prélèvements d'échantillons ont été réalisés en vue de les soumettre à des essais de laboratoire.

Les essais d'identifications ont pour but de reconnaître la nature des diverses couches et leurs propriétés physiques ainsi que les essais mécaniques.

a)essais physiques :

Ils ont pour but de vérifier l'état du sol en place et l'identifier :

- ✓ mesure des densités sèche et humide.
- ✓ mesure de la teneur en eau et détermination du degré de saturation.
- ✓ Détermination de la courbe granulométrique.
- ✓ Détermination des limites d'atterbeg.

-Le poids volumique secs et humides indique que ces sols sont moyens à bonne densité :

$$1,80 \leq \gamma_d \leq 2,03 \text{ t/m}^3.$$

$$1,98 \leq \gamma_h \leq 2,23 \text{ t/m}^3.$$

-la teneur en eau naturelle reste moyenne :

$$10 \leq w \leq 18\%.$$

$$59 \leq S_r \leq 98\%.$$

-la plasticité est moyenne à élevée, classant les sols testés dans la catégorie des argiles minérales, selon le diagramme de classification des sols fins de Casa grande :

$$16 \leq w_L \leq 49\%.$$

$$5 \leq I_p \leq 29\%.$$

b) essais mécaniques :

ils ont pour but de déterminer les paramètres mécaniques, qui seront utilisés pour mobiliser le comportement des différentes couches :

Détermination des caractéristiques de cisailent par des essais de cisailent non consolidé et non drainé à la boîte de Casagrande.

-mesure de la compressibilité à l'eodomètre.

-les cycles de chargements/déchargements, à la cellule œdométrique, paliers progressifs, mettant en évidence des sols sur consolidés, présentant une compressibilité moyenne, avec un gonflement faible à légèrement élevé.

$$0,01 \leq C_g \leq 0,04.$$

c)Essais chimiques :

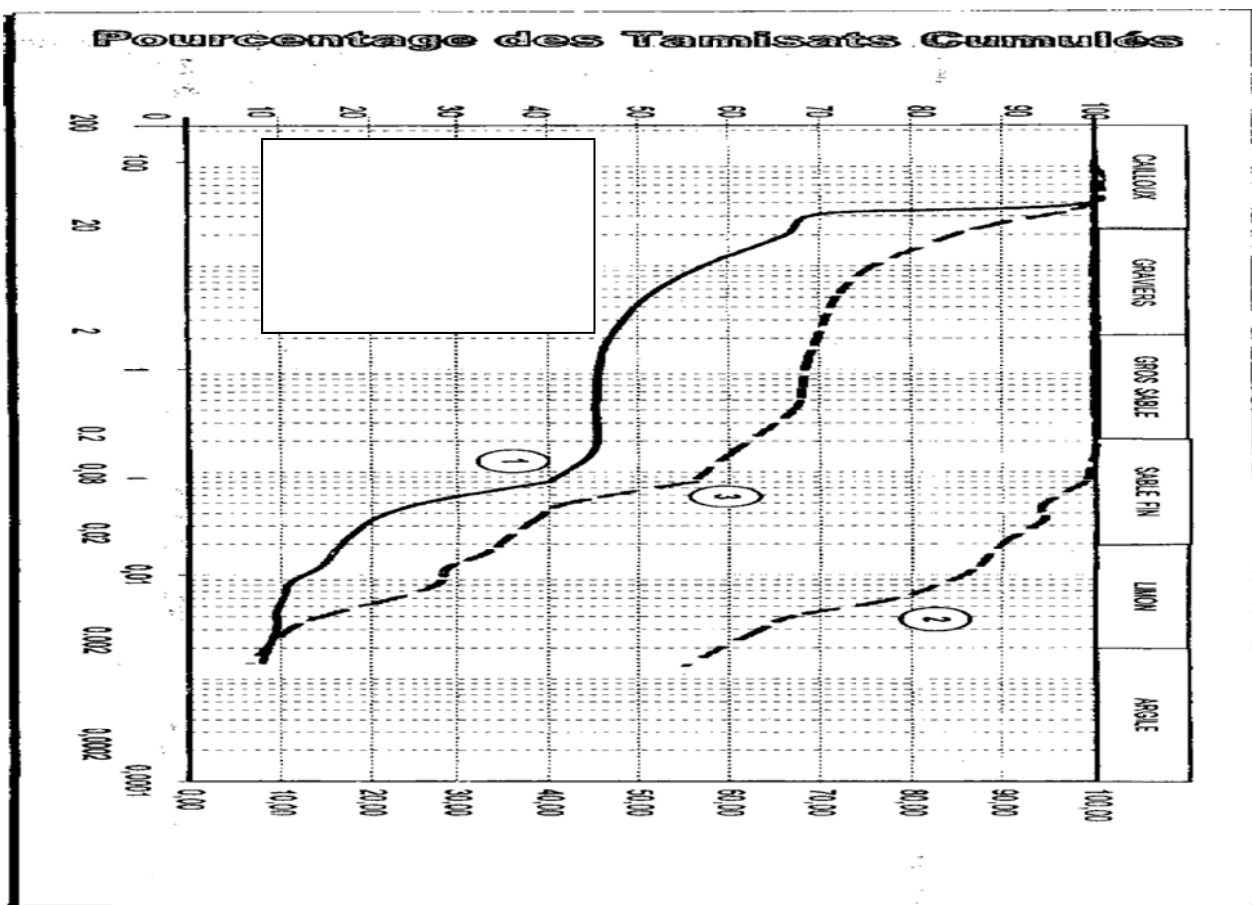
D'après les résultats obtenus cet échantillon de sol est essentiellement constitué par :

$61 \leq \text{CaCO}_3 \leq 74$ des marnes et calcaires marneux.

II -2-5-essais d'indentification du sol

a)essais granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. L'essai consiste à classer les différents grains qui constituent l'échantillon en utilisant une série de tamis emboîtés les uns sur les autres dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau analysé est placé dans le tamis supérieur et le classement des grains est obtenu par vibration de l'ensemble de la colonne des tamis.



b) limites d'Atterberg :

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance.

Permet aussi de faire une classification du sol.

Limites d'Atterberg		Argile (%)	Limon (%)
w _L (%)	I _p (%)		
31	16	8	9
49	29	55	34
16	5	7	28

II-2-6-Essais in situ

II -2-6-1-Essais au pénétromètre dynamique :

Des refus superficiels à semi profonds sont ainsi obtenus ; enregistrés entre 2,32et4,58m. Quant à la courbe pénétrométrique, leur propagation se fait selon des allures quelque peu chahutées, avec développement de très bonnes résistance de pointe R_p à partir de 2m.

II-3-Le centre de protection des mineurs

II-3-1-Situation de projet :

Le centre spécialisé de protection est implanté au bord de l'ancienne route nationale N°22, plus bas que la station service de distribution de carburants, du côté Ouest par rapport à l'ancienne entrée de la ville de HENNAYA.



FigureII.1 :Plan de situation[17].

II -3-2-Description de l'ouvrage :

Le centre est un ouvrage constitué par plusieurs bâtiments limités par une clôture, ayant un seul niveau.

On distingue :

- ✓ Les dortoirs situés à l'Ouest, formés par quatre unités séparées par des joints de dilatation. Chaque bloc a une surface de $311,04\text{m}^2$ et une hauteur de 2,60m.
- ✓ L'administration, les ateliers et la salle polyvalente située à l'Est.
- ✓ Les services généraux, la cuisine, le réfectoire et les classes au nombre de quatre unités, se trouvant dans la partie centrale, entre la série des bâtiments précités.



1	Dortoirs.	3	Administration.
2	Cuisine et réfectoire.	5	les classes.
4	Les ateliers.		

Figure II.2 : Plan de masse.

II-3-3-Historique de centre:

Il convient de souligner que cet ouvrage a été réalisé durant la période allant de décembre 1972 à avril 1976.

Les intervenants étaient :

- Maître d'ouvrage : Wilaya de Tlemcen.
- Maître d'œuvre : L.H.K.EL BIAR – Alger.
- Entreprise gros œuvre et étanchéité : Hadj Slimane Mustapha.

Il convient aussi de souligner que cet ouvrage a déjà fait l'objet d'une expertise de la part d'organisme, référencié : DGO/025 N°067/EXP/269/01 DU 01/07/2001.

L'objet de la présente expertise, porte uniquement sur le bâtiment hébergement (dortoirs) de l'ouvrage du CSP Hennaya.

La description suivante s'appuie essentiellement sur le constat visuel de l'ouvrage et sur les documents en notre possession à savoir un plan de génie civil (Coffrage et ferrailage des fondations et de la terrasse).

Le bâtiment hébergement est composé de quatre (04) blocs identiques en R+0, le système retenu poteau poutre. La vue en plan des blocs présente une forme irrégulière

Notons qu'à l'époque de l'étude, les sollicitations d'ordre sismique n'étaient pas prises en compte dans les calculs justificatifs de la stabilité.



PhotoII -1 : Vue extérieure du dortoir.

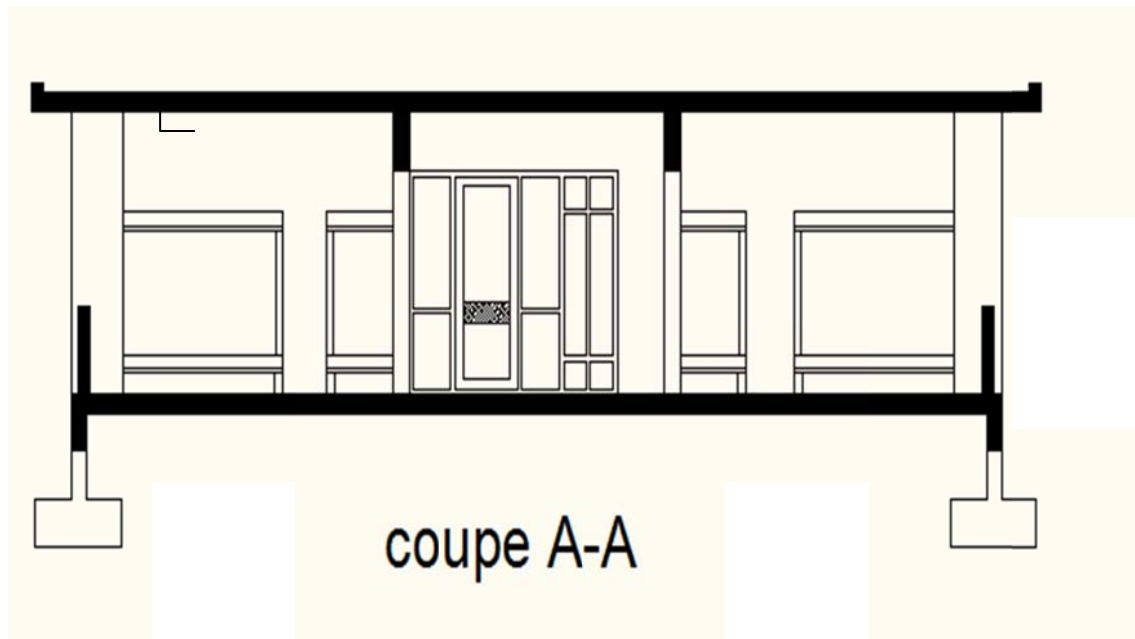


Figure II.4 : Coupe A-A du dortoir.

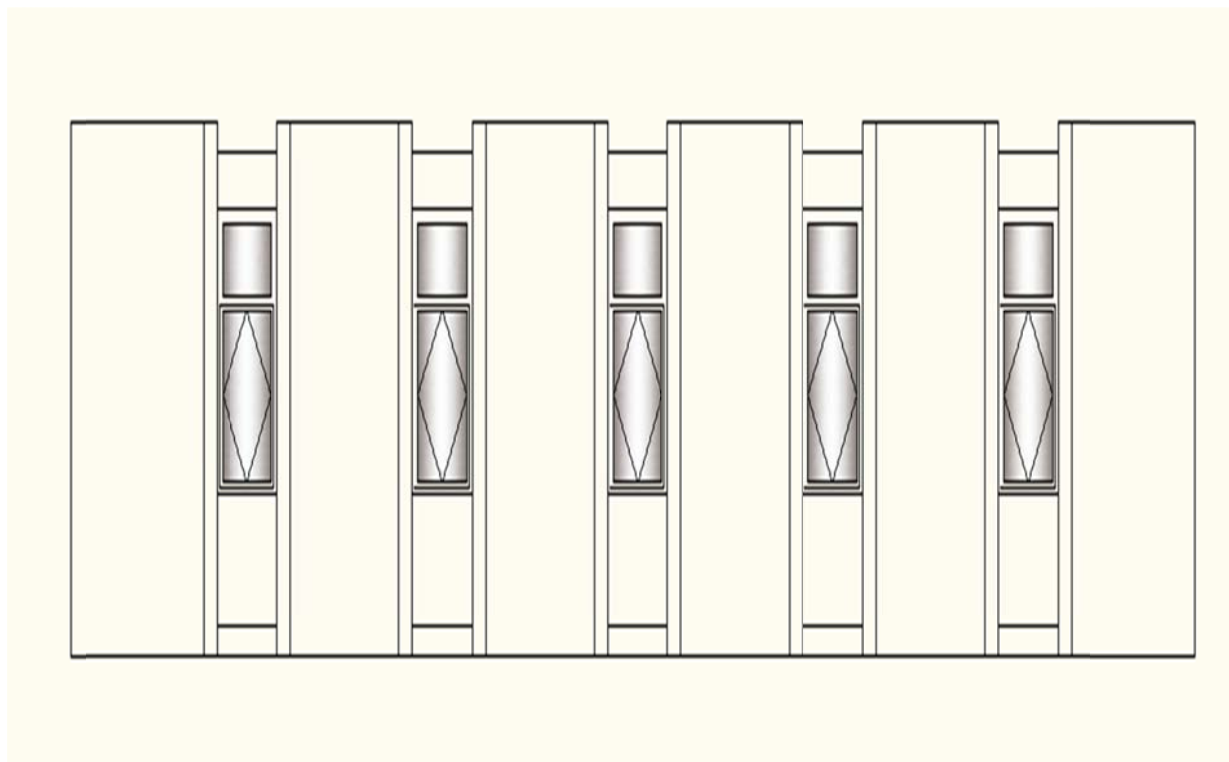


Figure II.5 : Façade du dortoir.

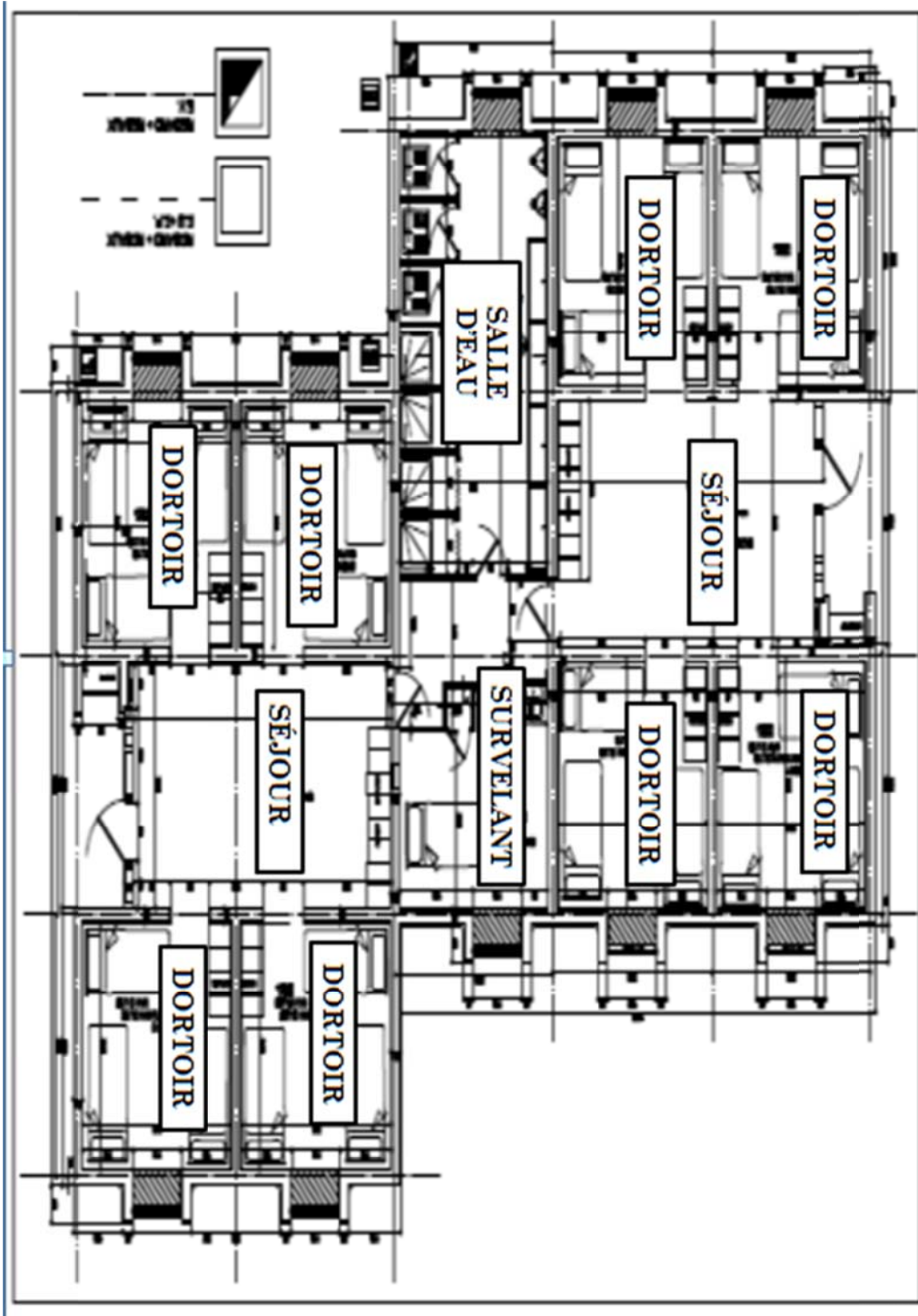


Figure II.6 : Vue en plan de dortoir.

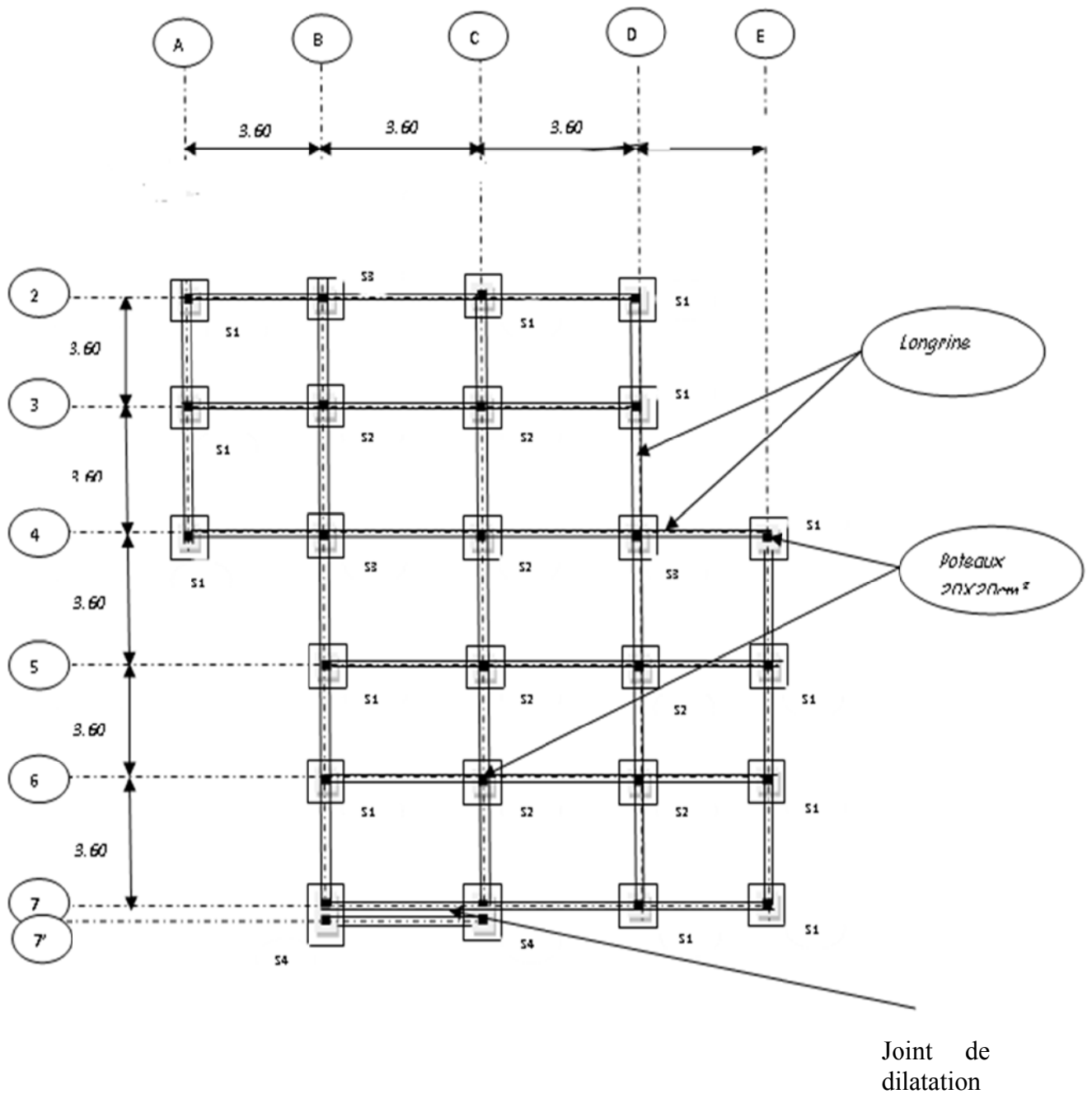


Figure II.7: Coffrage des semelles, des longrines et des avants poteaux d'un bloc du bâtiment hébergement.

S1 : 70cmX70cmX25cm, Ax=Ay=4T10.

S2 : 100cmX100cmX30cm, Ax=Ay=6T10.

S3 : 90cmX90cmX25cm, Ax=Ay=5T10.

S4 : 100cmX70cmX25cm, Ax= 4T10, Ay=6T10.

La structure objet de la présente expertise est formée dans le sens longitudinal de cinq (05) portiques longitudinaux repérés par les files A, B, C, D et E et de sept (07) portiques transversaux repérés par les axes 1 à 7. Les poteaux sont identiques de section 20X20 cm² armés de 4T12.

Les poutres suivant les axes 2 à 7 sont de section respectives de (20X35 cm²), (20X65 cm², 20X20 cm², 20X35 cm²), (20X35 cm², 20X20cm², 20X35 cm²), (20X35 cm², 20X35 cm², 20X35 cm²), (20X35 cm², 20X35 cm²), (20X35 cm², 20X35 cm², 20X35 cm²) (20X35 cm², 20X20 cm², 20X35 cm²) et (20X35 cm², 20X20 cm², 20X35 cm²).

Les poutres suivant les files A à E sont de section respectives de (20X20 cm², 20X20 cm², 20X20 cm²), (20X20 cm², 20X60 cm², 20X60cm², 20X20 cm², 20X20 cm², 20X20 cm²), (20X60 cm², 20X60cm², 20X20 cm², 20X60 cm², 20X60 cm²), (20X20 cm², 20X20 cm², 20X20 cm², 20X60 cm², 20X60 cm²) et 20X20 cm², 20X20 cm², 20X20 cm²).

La dalle est en béton armé, constituée de poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent des corps creux en béton aggloméré et une dalle de béton armé de 5 cm.

Les fondations superficielles seront proposées de type isolées, ancrées à une profondeur de 1,5m, et une contrainte admissible du sol égale à 1,8 bar.

Aussi au cours de l'exécution des travaux de réalisation du centre, selon le dossier de contrôle(CTC ouest), beaucoup d'anomalies et de malfaçons, avaient été constatés, notamment sur :

- ✓ Les travaux de fondations : ouverture des fouilles et réalisation des semelles.
- ✓ L'appui et le montage des murs de soubassements et des cloisons.
- ✓ La qualité des sables et des bétons mis en œuvre.
- ✓ Aucun résultat d'essais de béton n'est disponible dans le dossier.
- ✓ Le façonnage et la disposition des ferrillages des éléments constitutifs en béton armé.
- ✓ L'épaisseur des enduits et leur composition et dosage.
- ✓ Les travaux d'étanchéité.

II -3-4-Caractéristique des matériaux:

a)Le béton:

Aux états limites ultimes, le diagramme contraintes-déformations utilisé est le diagramme dit "parabole-rectangle".

La résistance à la compression de calcul du béton est définie par une résistance Caractéristique obtenue à partir d'un cylindre f_{ck} .

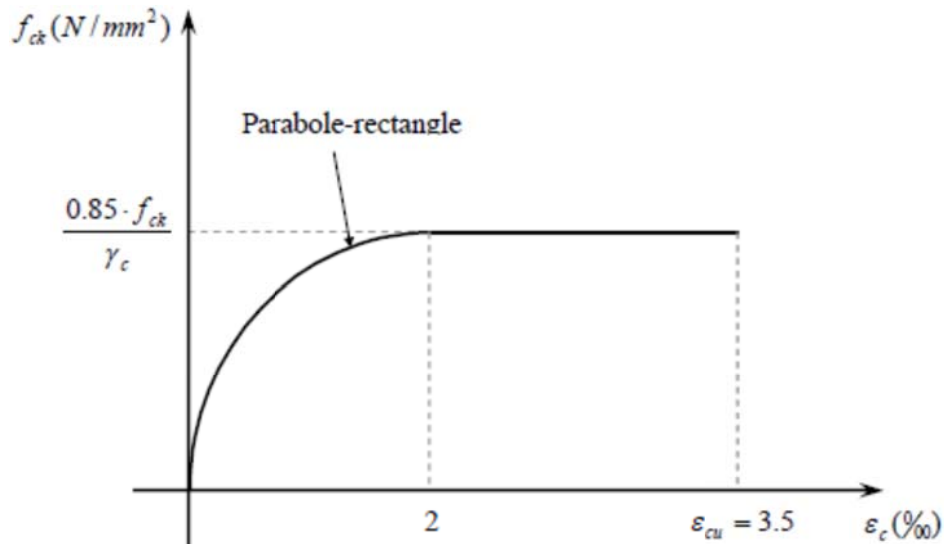


Figure II.8:Loi de comportement du béton [8].

b) Les armatures d'acier:

Le diagramme contraintes-déformation de l'acier est représenté ci-dessous, son comportement est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement $f_s = f_y$; au delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations.

A l'état limite ultime, la loi du comportement de calcul se déduit par affinité oblique (pénalisation), de rapport γ_s . Comme étant le coefficient de sécurité. La valeur de γ_s est prise égale à 1.15.

Dans la phase élastique, la relation est définie entre les contraintes et ses déformations relatives par la loi de "HOOKE": $f_s = E_s \times \epsilon_s$.

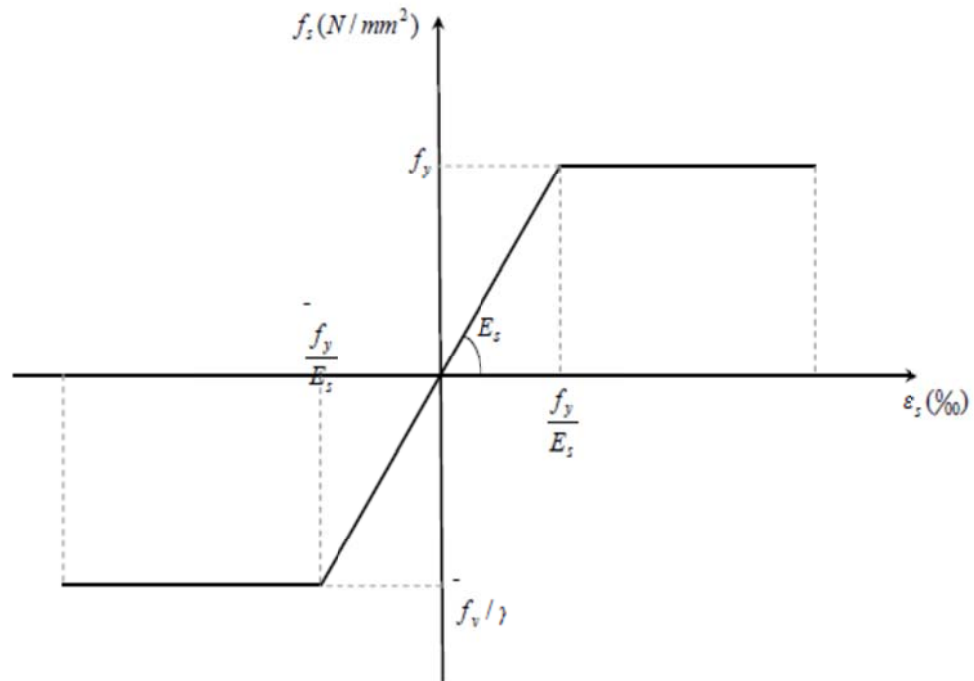


Figure II.9 : Loi de comportement de l'acier [8].

II -3-5-les pathologies:

A la suite de notre visite, nous avons relevé des désordres qui se résument comme suit :

- ✓ Des fissures importantes verticales, horizontales et en diagonale sur les murs et cloisons en maçonnerie (Photo II-2, Photo II-7).
- ✓ Fissures très importantes inclinées en tête des poteaux et en zone nodale des poutres (Photo II-8).
- ✓ Affaissement et fissuration du dallage par endroit (Photo II-4).
- ✓ Décollement et fissuration des carreaux de revêtement.
- ✓ Dislocation des cloisons aux coins.
- ✓ Décollement et fissuration des enduits.
- ✓ Traces importantes des infiltrations des eaux pluviales sous les plafonds (Photo II-5).
- ✓ Absence et insuffisance de la protection lourde de l'étanchéité par endroit.
- ✓ Détérioration des descentes d'eau pluviales (Photo II-6).



Photo II-2 : Fissuration diagonale dans les murs extérieurs.



Photo II -3 : Eclatement du béton.



Photo II-4: Affaissement et fissuration du dallage par endroit.



Photo II-5: Problème d'étanchéité.



Photo II-6: Fissuration diagonale superficielle dans les façades



Photo II-7: Fissuration diagonale profonde dans les façades.



Photo II-8:Fissures très importantes inclinées en tête des poteaux.



Photo II -9:Présence de plantations et végétations aux alentours du bâtiment.

II -4-Conclusion

Les bâtiments sont soumis à un processus permanent de dégradation physique à cause de leur usage et sous l'action de l'environnement extérieur. Les bâtiments, malgré leur aspect vraiment solide, et leurs différents composants sont très sensibles à l'action des facteurs climatiques (du soleil, de la pluie, du froid ou la chaleur) et de toutes les autres actions naturelles. L'action des usagers est aussi l'une des causes de la détérioration progressive des différents éléments.

III-1-Introduction

Le diagnostic d'un ouvrage est une étape importante dans le processus de réhabilitation. Il permet avant tout de se prononcer sur son état de santé et de voir quelles sont les éventuelles pathologies ainsi que leur ampleur.

Le diagnostic peut avoir principalement deux finalités. Dans un premier temps, il peut être demandé de suivre l'évolution des différentes pathologies dans le temps, que ce soit à court, moyen ou long terme. Cela permet d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous l'effet de ces troubles, de voir s'il y a une stagnation du phénomène ou s'il y a une dégénérescence, auquel cas il est important de prévoir des réparations. L'autre finalité d'un diagnostic c'est de répertorier tous les désordres, mais aussi la constitution de chaque élément, en vue d'un traitement immédiat.

- **Les étapes à suivre en tout processus de diagnostic sont :**

- ✓ Le pré-diagnostic, qui consiste à faire une première évaluation de l'état du bâtiment et de définir, lors de la première visite, les aspects du travail pour des études pluridisciplinaires
- ✓ Les études pluridisciplinaires, qui récoltent toutes les informations des tests et analyses des désordres dans le bâtiment. Elles serviront de guide pour une future intervention.
- ✓ Le diagnostic, qui consiste à analyser les informations des études pluridisciplinaires et déterminer les besoins d'intervention en réhabilitation ou entretien. Ce programme définit les travaux de réparation et de consolidation des structures existantes et d'amélioration de tous les éléments dégradés.

III -2-Recherche des causes des désordres

Cette recherche est facilitée par une bonne connaissance de l'histoire de l'ouvrage. On peut citer les causes possibles suivantes :

- ✓ erreurs dans la conception ou au cours de la construction de l'ouvrage.
- ✓ écarts entre les caractéristiques géotechniques réelles et celles prises en compte.
- ✓ évolution de ces dernières par altération dans le temps du terrain de fondation (création de fontis, effondrement de carrière sous-jacente...).
- ✓ modification des sollicitations extérieures (ex : surcharge des terrains avoisinants).
- ✓ changement dans les conditions d'exploitation, modification de l'environnement (fouille à proximité de l'ouvrage, modification de niveau de la nappe, affouillements...).

Les désordres peuvent avoir plusieurs causes ; celles qui sont le plus souvent rencontrées sont les suivantes :

a) Tassements différentiels:

Ils sont dus à :

- la méconnaissance des caractéristiques du sol
- l'exécution peu soignée des formes ou remblais sous dallage.

b) Action de l'eau du sol:

Elle est due à :

- la méconnaissance des caractéristiques hydrauliques du sol,
- l'exécution peu soignée de l'assainissement du terrain sous le dallage et au voisinage immédiat.

c) Mauvaise conception du dallage

Elle est due à la non-prise en considération de :

- la solidarisation de la dalle avec les fondations,
- l'incidence de cloisons lourdes,
- un affaiblissement local de la résistance par le passage de canalisations :
- une canalisation noyée dans l'épaisseur et réduisant l'inertie,
- une canalisation posée dans la forme et réduisant ses qualités portantes.
- une fuite dans une canalisation inaccessible (joints défectueux, corrosion, rupture mécanique due à un tassement).
- du gradient thermique.

d) Défauts de surface

Ils sont dus à :

- l'usure trop rapide des revêtements sous un trafic mal défini,
- l'attaque par des produits agressifs.
- le gel, affectant les dallages extérieurs en l'absence de bêche périphérique, de forme de pente ou de drainage du sol.

III-3-Conséquences des désordres

Ces désordres affectent :

- l'état de surface du dallage dont la dégradation peut aller jusqu'à le rendre impropre à sa destination.
- les cloisons (fissures, remontées d'humidité, décollement des revêtements).
- les canalisations (rupture mécanique par tassement différentiel, corrosion).

III -4- Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ◆ Les charges permanentes (**G**).
- ◆ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

b) Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales. Comme il est indiqué par la figure suivante.

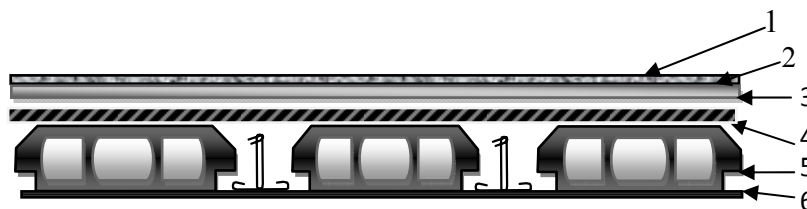


Figure III.1 : Coupe transversal de plancher de terrasse inaccessible.

- 1 : Protection en gravillon.
- 2 : Etanchéité multicouche.
- 3 : Forme de pente.
- 4 : Isolation thermique.

- 5 : Dalle de compression +corps creux.
6 : Enduit plâtre.

Tab.III -1:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

	Les Couches	Epaisseurs (cm)	D (DAN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	4	1500	0,6
2	Etanchéité multicouche	5	200	0,1
3	Forme de pente	10	2200	2,2
4	Isolation thermique	4	400	0,16
5	Dalle de compression +corps creux	20 + 5	/	3,97
6	Enduit plâtre	2	1000	0,2
♦ Charge permanente G= 7,23 KN/m²				

Tab.III-2: Evaluation des surcharges des planchers.

	Niveau terrasse
Surcharge KN/m ²	1

III-5-Descente des charges :

Après avoir recueilli des données et après avoir pris connaissance des plans architecturaux de cet établissement, il nous a été possible de calculer la descente de charge sur les sous blocs défectueux.

- La structure que nous avons retenue est du type poteaux poutres, les efforts utilisés dans les calculs sont les efforts verticaux déduits directement de la descente de charge.
- En réalité, il serait plus rigoureux de calculer les efforts tranchants pour pouvoir vérifier les 2 phénomènes : tassement et poinçonnement.

Semelle s₄ axe 1-A

Surface afférente :

$$S_{aff} = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ m}^2$$

a) Effort normal N_u :(RDC)

$$N_Q = Q \cdot S_{aff}$$

$$Q = 1,35G + 1,5q = 1,35 \cdot 7,23 + 1,5 \cdot 1$$

$$Q = 11,26 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 3,24 \cdot 11,26 = 36,48 \text{ KN}$$

$$N_u = N_Q + 1,35 \cdot (P_{PP} + P_{PS}) \cdot n$$

$$P_{PP} = 25 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot 1,8 = 3,15 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 1,8 = 1,8$$

$$N_u = 36,48 + 1,35 \cdot (3,15 + 1,8) \cdot$$

$$N_u = 43,16 \cdot 2 = 86,32 \text{ KN}$$

Semelle s₁ axe 2-A**Surface afférente :**

$$S_{aff} = 3,6 \cdot 1,8 = 6,48 \text{ m}^2$$

b) Effort normal N_u :(RDC)

$$N_Q = Q \cdot S_{aff}$$

$$Q = 1,35 G + 1,5 q = 1,35 \cdot 7,23 + 1,5 \cdot 1$$

$$Q = 11,26 \text{ Kn / m}^2$$

$$N_Q = 6,48 \cdot 11,26 = 72,96 \text{ KN}$$

$$N_u = N_Q + 1,35 \cdot (P_{PP} + P_{PS}) \cdot n$$

$$P_{PP} = 25 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 0,35 \cdot 1,8 = 3,15 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \cdot 0,2 \cdot 0,2 \cdot 3,6 = 3,6 \text{ KN}$$

$$dalle = 25 \cdot 1,13 / 2 \cdot 0,2 \cdot 0,2 = 0,565 \text{ KN}$$

$$N_u = 72,96 + 1,35 \cdot (3,15 + 3,6 + 0,565) = 82,83 \cdot$$

$$N_u = 82,83 \text{ KN}$$

Tab.III-3: Résultats de l'effort normal pour chaque semelle en KN.

Les axes	A	B	C	D	E
1	86,32	86,32			
2	82,83	162,32	86,93	43,92	
3	83,59	167,19	167,19	82,89	
4	43,92	161,10	164,74	159,89	43,92
5		83,59	159,28	164,14	83,59
6		83,59	167,18	167,18	83,59
7		86,32	173,83	173,87	86,32

Remarque : les sous blocs du dortoir sont symétriques.

III-6-Pré dimensionnement

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé Pré dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tout les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

III-6-1-Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure, un seul type de plancher est étudié: plancher à corps creux.

a)Plancher à corps creux :

C'est une dalle qui permet de reprendre les charges verticales d'exploitation pour les transmettre aux éléments porteurs verticaux (poteaux) qui vont les transmettre à leur tour aux fondations. Sa hauteur peut être déterminée à partir de la condition rigidité suivant le BAEL 91 :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ d'ou } h_t \geq \frac{360}{22,5} = 16 \text{ cm.}$$

Donc on adopte une épaisseur de : $h_t = 21 \text{ cm.}$

$$\text{Tel que } h_t d + e = \begin{cases} d = 16 \text{ cm: corps creux} \\ e = 5 \text{ cm: dalle de compression} \end{cases}$$

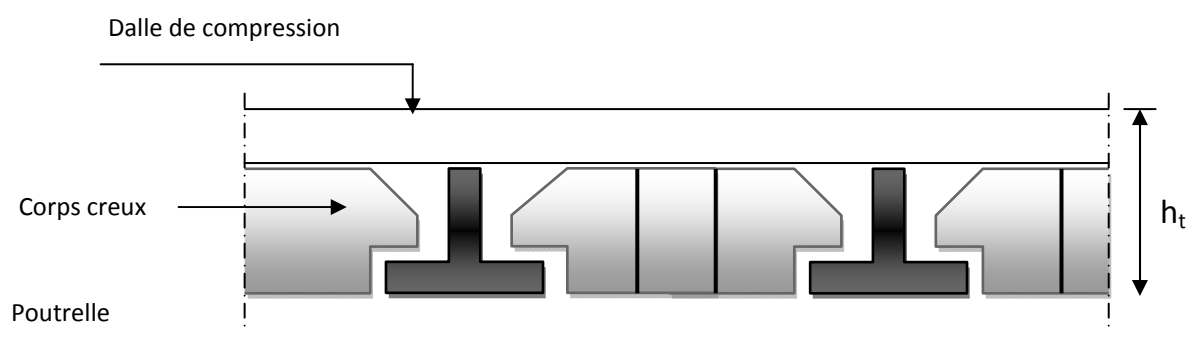


Figure III.2:Dalle à corps creux.

III-7-pré dimensionnement des poutrelles

Les dimensions des poutrelles se font en section en « T ».

D'après le BAEL91 : $b = 60 \text{ cm}$

$$0.3d \leq b_0 \leq 0.5d$$

$$d = 0.9 h_t$$

avec : $h_t = 21 \Rightarrow d = 0.9 h$

$$= 0.9 \cdot 21$$

$$= 18 \text{ cm}$$

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t \Rightarrow 0.5 \times 21 \leq b_0 \leq 0.8 \times 21$$

$$\Rightarrow 10.5 \leq b_0 \leq 16$$

$$\Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L'}{2}\right) \text{ Avec :}$$

L : la plus petite portée des poutrelles du plancher.

L' : la distance entre parement de deux poutrelles voisines. $L' = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L'}{2}\right) \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{360}{10}; \frac{48}{2}\right)$$

$$\Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm}$$

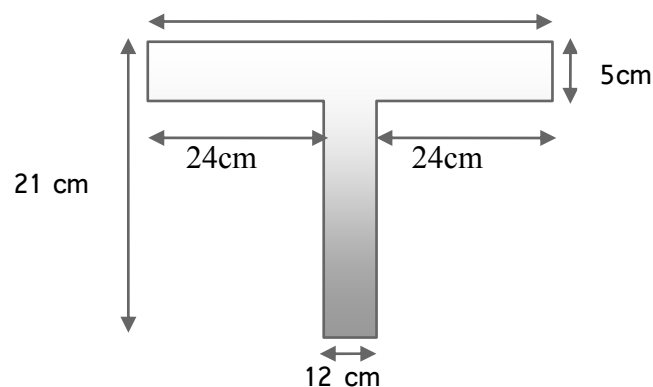


Figure III.3 : Représentation de la poutrelle.

a) Vérification :

$$b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b_1 = 0.5 (b - b_0)$$

$$\Rightarrow b_1 = 0.5 (60 - 12)$$

$$\Rightarrow b_1 = 24 \text{ cm condition vérifiée}$$

III -8-Pré dimensionnement des poutres :

Les sections des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- 1) Critère de rigidité.
- 2) Condition du R.P.A99.
- 3) Critère de résistance, les dimensions des poutres sont désignées par les notations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \\ L_{\max} : \text{portée de la poutre (plus grande portée de la poutre).} \end{array} \right.$$

a)Pré dimensionnement des poutres principales :**1) Critère de rigidité :**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h \geq \frac{L_{\max}}{12,5} = \frac{360}{12,5} = 28.8 \text{ cm} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4 h \leq b \leq 0.8 h$$

soit : $12 \leq b \leq 24$

On prend $b = 30 \text{ cm}$

Soit une poutre de section $(b \times h)$.

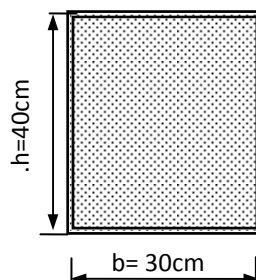


Figure III. 4 : Section d'une poutre principale.

2) Conditions du R.P.A99 :

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{b}{h} = 0,75 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

3) Critère de résistance :

Vérification à la flexion : on doit vérifier que : $\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}} \leq \mu_l$

$$\text{On a : } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s} = \frac{400}{1,15.2.10^5} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000.0,00174} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8.\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \Rightarrow \mu_l = 0,8.0,668(1 - 0,4(0,668)) = 0,391$$

$$q'_{\max} = 1,35.7,23 + 1.5. = 11,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u.l^2}{8}$$

$$q_u = q_{\max} + g_u$$

g_u : Poids propre de la poutre.

$$g_u = 1,35.\gamma_{ba}.b.h \Rightarrow g_u = 1,35.25.0,3.0,40$$

$$g_u = 4,05 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q'_{\max} = 11,26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{\max} = q'_{\max}.L_{\text{aff}}$$

$$q_{\max} = 11,26 \cdot \left[\frac{3,6 + 3,6}{2} \right] = 40,53 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_u = 40,53 + 4,05 = 44,58 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_u = \frac{44,58 \cdot 3,6^2}{8} = 72,22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\text{et } d = 0,9h = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{72220}{30 \cdot (36)^2 \cdot 14,2} = 0,310 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots CV$$

4) vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{44,58 \cdot 3,6}{2} = 80,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{80,24}{300 \cdot 400} = 0,67 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \rightarrow \bar{\tau}_u = \left(0,2 \cdot \frac{f_{ct}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales seront perpendiculaires à la ligne moyenne.

b) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

1) Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Soit une poutre de section $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

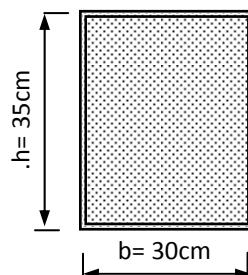


Figure III.5 : Section d'une poutre secondaire .

2) Conditions du R.P.A99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{b}{h} = 0,875 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau suivant

Tab.III-4:dimensions des poutres.

Poutre	Dimension (b×h) cm
Principale	30×40
Secondaire	30x35

III -9-Pré dimensionnement des poteaux :

La section du poteau se détermine suivant les critères de résistance et de stabilité de forme, On considère le poteau central qui est le plus sollicité :

D'après le BAEL 91, l'effort appliqué sur le poteau se détermine comme suit :

$$N_u \leq N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa } \gamma_b = 1,5$$

$$f_e = 400 \text{ MPa } \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) : \text{Section réduite du béton}$$

α : Facteur réducteur affectant N_{ultim} il est fonction de l'élanement λ si :

$$* \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda / 35)^2}$$

$$* 50 \leq \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 1500 / \lambda^2$$

Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau, on prendra: $\lambda = 35$

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

$$\alpha = \frac{0,85}{\beta} = 0,708$$

On prend le pourcentage d'armature $\frac{A}{B_r} = 1\% \Rightarrow A = 0,01 \cdot B_r$

On aura donc :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{0,01 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]}$$

a) Dimensionnement des différents types de poteaux :

*Poteau principal

Surface afférente :

$$S_{aff} = 3,6 \cdot 3,6 = 11,26 m^2$$

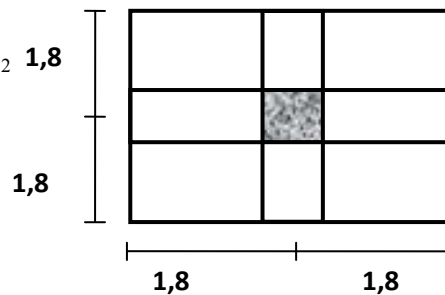


Figure III.6 : Surface afférente du poteau central.

b) Effort normal N_u :(RDC)

$$N_Q = Q \cdot S_{aff}$$

$$Q = 1,35G + 1,5q = 1,35 \cdot 7,23 + 1,5 \cdot 1$$

$$Q = 11,26 \text{ KN/m}^2$$

$$N_Q = 12,96 \cdot 11,26 = 145,92 \text{ KN}$$

$$N_u = N_Q + 1,35 \cdot (P_{PP} + P_{PS}) \cdot n$$

$$P_{PP} = 25 \cdot 3,6 \cdot 0,40 \cdot 0,30 = 10,8 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \cdot 3,6 \cdot 0,35 \cdot 0,30 = 9,45 \text{ KN}$$

$$N_u = 145,92 + 1,35 \cdot (10,8 + 9,45)$$

$$N_u = 173,25 \text{ KN}$$

b) Critère de stabilité de forme :

$$B_r \geq \frac{N_u}{1,557} = \frac{17325,75}{1,557} = 111,28 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)^2 \geq 111,28 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow a \geq 12,54 \text{ cm} \Rightarrow a = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend } (a \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

c) Critère de résistance :

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} = \frac{173,25}{0,3 \cdot 0,3} = 1,925 \text{ MPa} \leq 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Critère de stabilité (vérification vis-à-vis de flambement) :

On appelle l'élanement λ la racine carré du rapport de la longueur du flambement sur le rayon de giration 'i', il s'exprime comme suit :

$$\lambda = L_f / i \text{ Avec } i = \sqrt{I/B}, L_f = 0,7 h_e$$

Ou : λ : élanement du poteau.

L_f : la longueur du flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section transversal dans le plan de flambement.

B : aire de la section transversal (50×50) cm².

h_e : longueur libre du poteau compté entre face supérieure.

$$\lambda = \frac{0,7 \cdot h_e \cdot \sqrt{12}}{a} = \frac{0,7 \cdot 2,6 \cdot \sqrt{12}}{0,3} = 22,63 \text{ MPa} \leq 35 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

*Condition de RPA :

$$\begin{cases} \min(b, h) = 30 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \min(b, h) = 30 > \frac{h_e}{20} = \frac{2,6}{20} = 13 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

Remarque :

Par mesure de sécurité et facilité d'exécution, on va généraliser les dimensions des poteaux à partir des dimensions des poteaux centraux sur toute la structure.

Conclusions :

Les dimensionnements des poutres et poteaux existants de dortoirs ne vérifie pas les conditions du RPA .On a proposé les dimensions au-dessus.

III-10-Vérification du poinçonnement sous les fondations

Une fondation bien dimensionnée doit répondre à deux conditions :

- tassement sur la contrainte de service $q < q_{adm}$. il conviendra alors de s'assurer que le tassement est compatible avec le comportement de l'ouvrage, il s'agit alors d'un problème de déformation élastique.
- Sécurité vis –vis de rupture, le problème consiste à déterminer la capacité portante q_1 , il se traite quand l'équilibre de plasticité est atteint.

La charge de poinçonnement en réalité est atteinte lorsque l'état plastique s'étend dans tout le terrain, selon la semelle de fondation, de grand déplacement des sols d'assise accompagné de l'enfoncement brusque apparaisse alors.

III-10-1-Calcul de poinçonnement :

Le centre repose sur des semelles du type isolées de dimensions qui diffèrent d'un axe à un autre les fondations reposent dans la formation d'argile en admettant un ancrage de 3,00m pour le bloc hébergement.

Les caractéristiques mécaniques du sol sont trouvées à partir des essais fait aux laboratoires [7].

D : ancrage=3m.

C : cohésion de sol d'assise $c=29$ kpa.

C_g : indice de gonflement=0,04.

Tab.III-5:Caractéristiques géotechniques [7].

H(m)	couches	$m=b/2z$	$N=b/2z$	k	e_0	H(cm)
3,5	3/4	1	1	0,18	0,563	300
4,5	4/5	0,34	0,34	0,05	0,558	300
5,5	5/6	0,2	0,2	0,02	0,553	300
6,5	6/7	0,15	0,01	0,01	0,545	300

Pour une semelle de longueur L et de largeur B, Terzagui propose :

$$q_1 = 1/2(1-0,2B/L)1/2N_y Y_2 + Y_1 D N_q + (1+0,2B/L) C N_c [3].$$

Avec :

q₁ : charge limite en [KN/m²].

B : largeur de la semelle en [m].

L : longueur de la semelle en [m].

Y_2 : poids volumique du sol sous la base de la semelle [KN/m³].

Y_1 : poids volumique des couches au-dessus de l'ancrage en [KN/m³].

N_Y : facteur de surface.

N_q : facteur de profondeur.

N_c : facteur de cohésion.

Le calcul des caractéristique géotechnique fait appel à l'utilisation de fonction de portance N_Y, N_q, N_c (dont les valeurs sont donnés dans les tableaux dans les différents livres de sols en fonction de l'angle de frottement interne.

α : angle de frottement = 12°.

$N_Y = 1,43$

$N_q = 2,97$

$N_c = 8,29$

$$q_{adm} = q_1 - q_0 / F + q_0 [12]$$

avec :

q_{adm} : contrainte admissible en [KN/m²].

q_0 : $Y_1 \cdot D_{en}$ [KN/m²].

F : facteur de sécurité qui est égale en général à 3.

$$q_{ref} = q / B \cdot L \leq q_{adm} [12]$$

q_{ref} : contrainte de référence pour une charge verticale centré.

q : charge sur semelle en [KN] (elle est donne par des tableaux dans le descente de charge).

Les résultats obtenu est résumés dans le tableau (III-6).

Tab.III-6: Tableau récapitulatif des résultats relatifs aux dortoirs.

Sous bloc A :

Axe	Dimensions de la semelle(m ²)	q _i (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _{ref} (KN/m ²)
A-1	S ₄ (1.0,7)	231,87	4650,43	123,31
B-1	S ₄ (1.0,7)	231,87	4650,43	123,31
A-2	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	163,22
B-2	S ₃ (0,9.0,9)	228,44	4523,11	200,39
C-2	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	177,40
D-2	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	88,20
A-3	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	170,59
B-3	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	167,19
C-3	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	167,19
D-3	S ₁ (1.1)	224,38	4502,12	169,16
A-4	S ₁ (1.1)	224,38	4502,12	169,16
B-4	S ₃ (0,9.0,9)	228,44	4582,25	198,88
C-4	S ₂ (1.1)	229,14	4596,11	164,74
D-4	S ₃ (0,9.0,9)	228,44	4582,25	197,39
E-4	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	170,59
E-5	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	169,04
E-6	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	169,04
B-5	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4602,11	163,22
C-5	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	159,28
D-5	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	159,28
E-5	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	163,22
B-6	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	163,22
C-6	S ₂ (1.1)	229,43	4502,12	167,19
D-6	S ₂ (1.1)	229,43	4602,11	167,19
E-6	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	163,22
B-7	S ₄ (1.0,7)	231,87	4650,43	123,31
C-7	S ₄ (1.0,7)	231,87	4650,43	248,32
D-7	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	354,83
E-7	S ₁ (0,7.0,7)	224,38	4502,12	169,04

***Interprétations et conclusions :**

Après avoir fait le calcul du poinçonnement des différents sous blocs d'hébergement du centre il n'ya pas de risque de poinçonnement.

III-11-Vérification de tassement des fondations

III-11-1-Calcul de tassement:

Le sol d'assise est de type surconsolidé ($\sigma_c < \sigma_0$), pour cela la formule de Terzaghi est la suivante :

$$\Delta H = H \cdot (1/1 + e_0) \cdot C_g \cdot \text{Log}(\sigma_0 + \Delta \sigma / \sigma_0) [12].$$

Avec :

H : épaisseur d'une couche d'un sol considéré en (m).

e₀ : indice des vides initial d'un échantillon pris sur une couche intacte du sol.

C_g : indice de gonflement déterminé à partir d'un essai œnométrique.

σ₀ = γ · z : contrainte initiale du sol en (KN/m²).

Δσ = 4 · q · K(m.n) : contrainte verticale qui est déterminé à partir de la formule classique « Boussinesq » donnant la contrainte verticale en point solide supposé homogène isotrope et sur lequel s'applique une force ponctuelle en (KN/m²)

K : facteur d'influence en fonction des paramètres **m = B/Z**, **n = L/Z**.

Z : distance qui sépare la base de la fondation au milieu de chaque sous couche (m).

Nous avons pris la valeur maximale et minimale de contrainte de référence pour vérifier le tassement.

Les résultats sont obtenus dans les tableaux ci-après :

Tab.III-7: Tableau récapitulatif des résultats du dortoir.

	Bloc A	
D(m)	3	3
B(m)	0,7	0,7
L(m)	0,7	0,7
ΔH(cm)	ΔH_{max}	ΔH_{min}
	6,38	3,19

*Interprétations et conclusions :

Après avoir effectué le calcul de tassement de chaque sous blocs, nous avons retenu les constatations suivantes.

-plus la charge sur la semelle est importante et plus la valeur du tassement augmente.

-la charge au-dessus de certaines semelles est importante alors que les dimensions de celles-ci ne sont pas toujours adéquates.

III-11-2-Calcul de tassement différentiel:

Vis –vis des structures que porte le sol, l’amplitude absolue des tassements n’a en général, qu’une importance secondaire .Les efforts induits par les tassements dans les bâtiments et les structures des ouvrages de génie civil dépendent de différence des tassements entre les points de la structure [12].

$$\Delta H_{AB} = \Delta H_A - \Delta H_B [12]$$

ΔH_{AB} : tassement différentiel entre 2 points A et B en (m)

ΔH_A : tassement en A en (m)

ΔH_B : tassement en B en (m)

Tab.III-8:Tableaux récapitulatif des résultats du dortoir.

	BLOC A
Tassem_{diff}(cm)	3 ,19

***Interprétations et conclusions :**

Après avoir fait les calculs du tassement différentiel dans le bloc d’hébergement, on constate que la une valeur très grande [18].

III-11-3-Tassement différentiel admissible :

La distorsion angulaire ω , est souvent utilisée pour décrire les tassements différentiels admissibles pour les structures d’ouvrage et de bâtiment.

D’où :

$$\omega = \Delta H_A - \Delta H_B / I_{AB} [12].$$

Tel que :

ω : distorsion angulaire.

ΔH_A : tassement en A en (m).

ΔH_B : tassement en B en (m).

I_{AB} : distance qui sépare les 2 point A et B, elle est en (m)

A titre indicatif, on trouvera, ci –après quelques ordres de grandeur des distorsions angulaires admissibles.

Pour les bâtiments

* $\omega > 1/750$, le fonctionnement des mécanismes sensibles aux tassements perturbé.

* $\omega > :1/600$, des désordres apparaissent dans les structures dans les structures avec entretoises

*pour $\omega > 1/500$, des fissures apparaissent.

Pour $\omega > 1/250$ l'inclinaison des constructions hautes et rigides peut devenir visible.

Pour $\omega > 1/150$, des fissurations considérables peuvent apparaître dans les murs en brique ; des dommages structuraux sont craindre pour tous les bâtiments.

blocs	$I_{AB}(m)$	ω	$\bar{\omega}$
A	3,6	0,78	1/150

*Interprétations et conclusions :

-Après avoir effectué le calcul des distorsions ω et en les comparants avec les distorsions admissibles, nous avons tiré les conclusions suivantes:

-Qu'il ya des fissures dans les murs et des fissurations considérables peuvent apparaître dans le futur dans les murs.

III-12-Vérification du gonflement

Tous les sols très gonflants ont un très grand indice de plasticité IP mais la réciproque n'est pas vraie.

En dehors des sols normalement consolidés qui ont subi des retraits et qui se réhydratent par la suite, la plupart des sols gonflants présentent deux caractéristiques [3] :

*une forte sur consolidation : $0,1 < \sigma_g < 0,8 \text{ Mpa}$.

*un indice de gonflement élevé : $0,04 < C_g < 0,25$.

D'après les résultats des essais, le sol présente un fort indice de gonflement.

III-13-Modélisation

III-13-1-méthode de calcul:

Selon le **R.P.A 99 V2003**, le calcul de la force sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre cas, on utilise la méthode statique équivalente et la méthode d'analyse modale spectrale qui sont exigée par le **R.P.A 99 V2003**, ce dernier nous impose des conditions à justifier:

- Hauteur $\leq 17 \text{ m}$ \longrightarrow (Hennaya classé Zone – 1:ismicité faible).
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport entre longueur et largeur du plancher inférieur ou égale à 4.
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% des dimensions totales du bâtiment dans cette direction.

Pour chaque direction de calcul et à chaque niveau, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de gravité de l'ensemble ne dépasse pas 25% de la dimension du bâtiment

mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Ces conditions sont vérifiées pour notre structure.

III-13-2-calcul de l'action sismique:

Chaque bâtiment est construit pour résister aux forces sismiques horizontales. Pour cela le **R.P.A 99 V2003**, impose une formule à suivre pour que la construction reste en sécurité contre ces forces.

On va vérifier la résistance de à travers la vérification de la force sismique total V appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente [RPA].

$$V = \frac{A.d.Q.W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

d: Facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

A) Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le **R.P.A 99 V2003** :

$A = 0,10$ (Zone 1: Faible sismicité, groupe d'usage 1B)

B) Facteur d'amplification moyen « d »

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

Site meuble $T_2 = 0,5 \text{ s}$

$$\text{Min} \begin{cases} T = C_T \times (h_n)^{3/4} \\ T = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

$C_T = 0,05$ (portiques auto stable en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

$h_n = 2,6 \text{ m}$ (hauteur totale du bâtiment)

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

***Sens longitudinal**

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (2,6)^{3/4} = 0,21 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 2,6}{\sqrt{14,4}} = 0,06 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,06 \text{ s}$$

On a :

$$0 \leq T_2 \leq T \Rightarrow D_L = 2,5 \times \eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage dense)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,88$$

$$\Rightarrow D_L = 2,2$$

***Sens transversal:**

$$T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (2,6)^{3/4} = 0,21 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 2,6}{\sqrt{14,4}} = 0,06 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,06 \text{ s}$$

On a :

$$0 \leq T_2 \leq T \Rightarrow D_L = 2,5 \times \eta$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 7\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage dense)}$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,7$$

$$\Rightarrow D_L = 2,5 \times 0,88$$

$$\Rightarrow D_L = 2,2$$

C) Coefficient de comportement global de la structure « R »:

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide donc :

$$\mathbf{R} = 3,5$$

D) Facteur de qualité « Q »:

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^6 pq$$

pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qui est satisfait au conditions à vérifiées.

E) Condition minimum sur les files de contreventement:

***Sens longitudinal:**

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_2}{l_3} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_3}{l_4} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad \frac{l_4}{l_5} \leq 1,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \\ \frac{3,6}{3,6} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé} \quad pq_1 = 0$$

***sens transversal**

$$\frac{l_1}{l_2} \leq 1,5$$

$$\left. \frac{3,6}{3,6} = 0,40 < 1,5 \quad \text{C.V} \right\} \Rightarrow \text{critère observé} \quad pq_1 = 0$$

F) Chaque étage doit avoir un minimum au plan:

***Sens longitudinal**

$$5 \text{ files} > 3 \text{ files} \quad \left. \right\} \Rightarrow \text{critère observé} \quad pq_2 = 0$$

***Sens transversal**

$$5 \text{ files} > 3 \text{ files} \quad \left. \right\} \Rightarrow \text{critère observé} \quad pq_2 = 0$$

G) Régularité en plan:

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

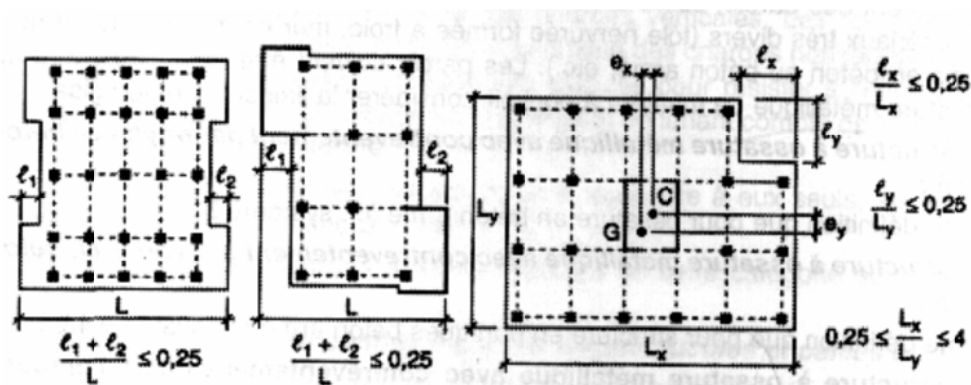
L'excentricité ne doit pas dépasser les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$X_T - X_G \leq 15\% L_{\max}$$

$$Y_T - Y_G \leq 15\% L_{\max}$$

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction[9].



Notre construction est classée régulière en plan $p_3=0$

h) Régularité en élévation:

Notre construction est classée régulière en élévation $p_4=0$.

i) Contrôle de la qualité des matériaux:

On suppose que les matériaux utilisés dans notre projet ne sont pas contrôlés $p_5=0.05$.

j) Contrôle de la qualité d'exécution :

Le suivi de ce chantier n'a pas fait l'objet de visites de contrôle $p_6=0.05$

Donc :

$$Q_L = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05)$$

$$\Rightarrow Q_L = 1,10 \text{ (sens longitudinal)}$$

$$Q_T = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05)$$

$$\Rightarrow Q_T = 1,10 \text{ (sens transversal)}$$

* Poids total de la construction « W »

$$W_T = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$$\beta = 0,4 \text{ (coefficient de pondération)} \longrightarrow \text{salles de classes}$$

*Plancher terrasse (Niveau : 2,6m)

- Charge permanente W_{G1}

Plancher : $7,23 \times 12,96 = 93,70 \text{ KN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,4) \times 3,6 = 14,4 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,35) \times 3,6 = 9,45 \text{ KN}$

$$W = 117,55 \text{ KN}$$

- Charge d'exploitation W_{Q1}

Plancher : $12,96 \times 1 = 12,96 \text{ KN}$

$$W_{Q1} = 12,96 \text{ KN}$$

$$W_1 = W_{G1} + (\beta \times W_{Q1}) \Rightarrow W_1 = 117,55 + (0,4 \times 12,96)$$

$$\Rightarrow W_1 = 122,73 \text{ KN}$$

Tab.III-9: Récapitulation du poids de la structure.

Niveau (m)	2,60
Poids W_i (KN)	122,73

$$W_T = W_i = 122,73 \text{ KN}$$

***Détermination de la force sismique**

$$V_l = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,10 \times 122,73}{3,5} = 8,48 \text{KN (Sens longitudinal)}$$

$$V_t = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,10 \times 122,73}{3,5} = 8,48 \text{KN (Sens transversal)}$$

L) Distribution verticale des efforts sismiques:

D'après le **R.P.A 99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de structure selon la formule suivante:

$$V = F_t + \sum F$$

La force concentrée F_t doit être déterminé par la formule $F_t = 0,07 T \times V$

Avec :

T est la période fondamentale de la structure (en seconde).

La valeur de F_t ne doit pas dépasser en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand

$$T \leq 0,7 \text{ s}$$

On a :

$$T = 0,06 \text{ s} < 0,7 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow F_t = 0$$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule qui se suit :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^n W_i H_i}$$

Avec :

F_t : Effort verticale revenant au niveau.

H_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i .

W_i : Poids revenant aux planchers.

$$F_t = 0$$

Tab.III-10: Distribution verticale des efforts au sens transversal et sens longitudinal.

Niveau H_i (m)	2,6
W_i (KN)	122,73
$W_i \times H_i$	319,09
$\sum W_i \times H_i$	319,09
V_i (KN)	8,48
$V_i \times W_i \times H_i$	2705,95
F_i (KN)	8,48

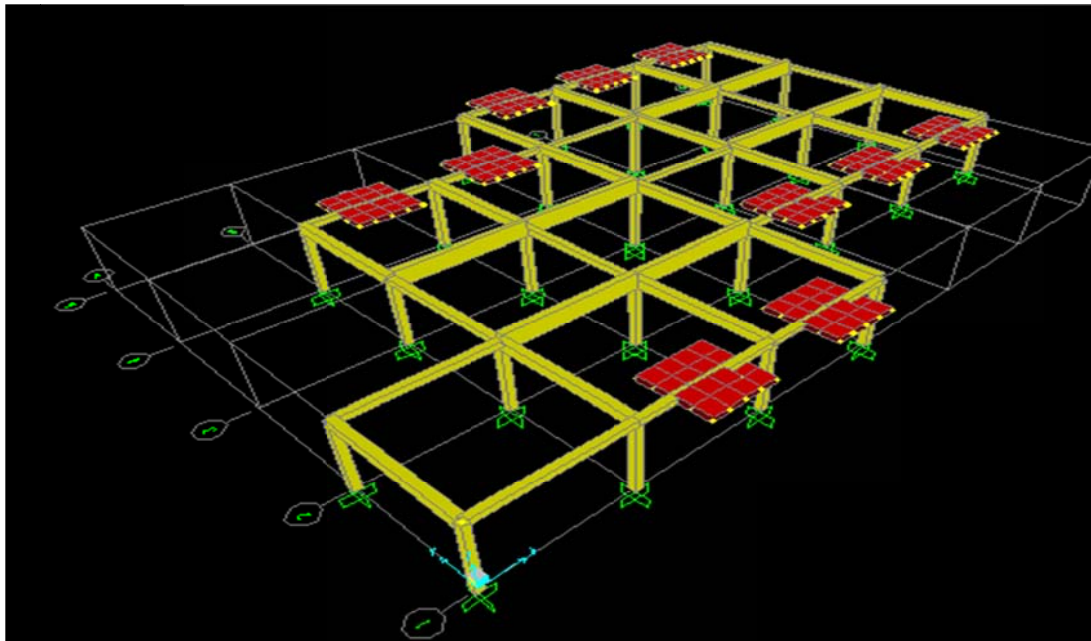


Figure III.7: Modélisation de la structure.

III-13-3- Application de la méthode dynamique modale spectrale:

III-13-3-1-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre suivant :

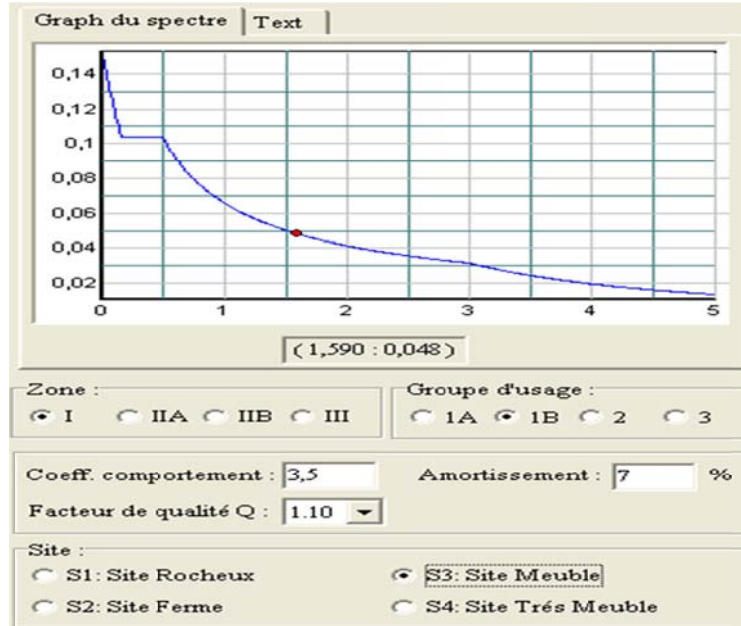


Figure III.8 : diagramme de spectre de réponse.

Note : L'accélération spectrale calculé par le logiciel : « Spectre 99 V2004».

Tab.III-11:Tableau des périodes modales et des fréquences.

Texte	Texte	Unités	T(S)	Mode de vibration
Modal	Mode	1	0.39791	Translation suivant X
Modal	Mode	2	0.39312	Translation suivant Y
Modal	Mode	3	0.35513	Rotation suivant Z
Modal	Mode	4	0.09594	Translation suivant Y +Rotation suivant Z
Modal	Mode	5	0.09461	Translation suivant X +Rotation suivant Z

a)Estimation de la période fondamentale de la structure:

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} [11]$$

H_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie) —————> $C_T = 0,050$.

Période 1 : $T_n = 0,39791_s$

$$T_{\text{empirique}} = (0,050 \times 2,6)^{3/4} = 0,21_s$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_n \leq T_{em} + 0,3(T_{em})$$

$0,397 \geq 0,27$ donc la rigidité ne pas vérifier.

III-14-Conclusion

Les principales causes des désordres sont dues à notre avis :

1) à un tassement différentiel provoqué essentiellement par :

-Le déversement très important, des eaux de pluie et d'arrosage des plantations, directement au droit des pieds des murs et des fondations.

-Les anomalies et les malfaçons constatées au cours de la réalisation.

-La hauteur des remblais sous dallage est supérieure à 1.70m par endroit.

2) probablement les conduites d'assainissement sont détériorées, causant elles aussi des infiltrations des eaux au niveau des fondations

IV-1-Introduction

Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire de matériaux de construction utilisés, des techniques choisies, et de critères économiques. On peut être amené donc à procéder

*A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation des fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.

*Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants, les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailtantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécaniques de manière à ce qu'elles offrent une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.

IV-2-Les techniques de réhabilitation

IV-2-1-Système de drainage:

Il s'agit de canalisations enterrées soit en poterie, en béton de ciment, en fibrociment ou en plastique perforé du coté supérieur, elles permettent de recueillir les eaux hors du périmètre à aménager. L'évacuation des eaux captées par les drains est assuré par des canalisations qui collectent successivement chaque file de drain, et conduisent les eaux en dehors du terrain à assainir. Ces canalisations sont appelés collecteurs, leurs diamètres est en fonction du débit à évacuer et elles doivent être du même matériau que le drain. Les avantages précieux que possèdent les drains en plastique leur ont permis d'être les plus utilisés. En effet, les tubes en p.v.c. (chlorure de polyvinyle) améliorent très sensiblement les conditions d'écoulement et commencent à débiter plutôt que les drains en poterie; il est évident donc nous options dans notre étude pour ce type de drains. Les vitesses dans les conduites ne doivent pas descendre au dessous d'une valeur minimale afin d'éviter les phénomènes suivants:

- ✚ Encombrements des tuyaux par les dépôts de matières en suspension dans l'eau.

- ✚ Dépôt d'oxyde de fer produisant quelquefois la destruction complète du drain.

La vitesse minimale qu'il faut respecter est égale à 0,2m/s. Le calcul des drains nécessite un nombre important d'informations géotechniques et hydrogéologiques.

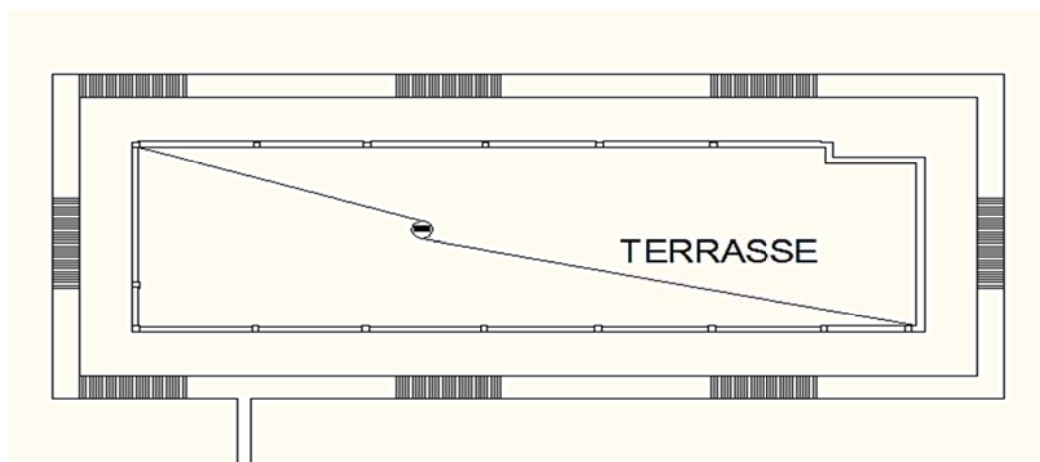


Figure. IV .1 : Réseau de drainage.

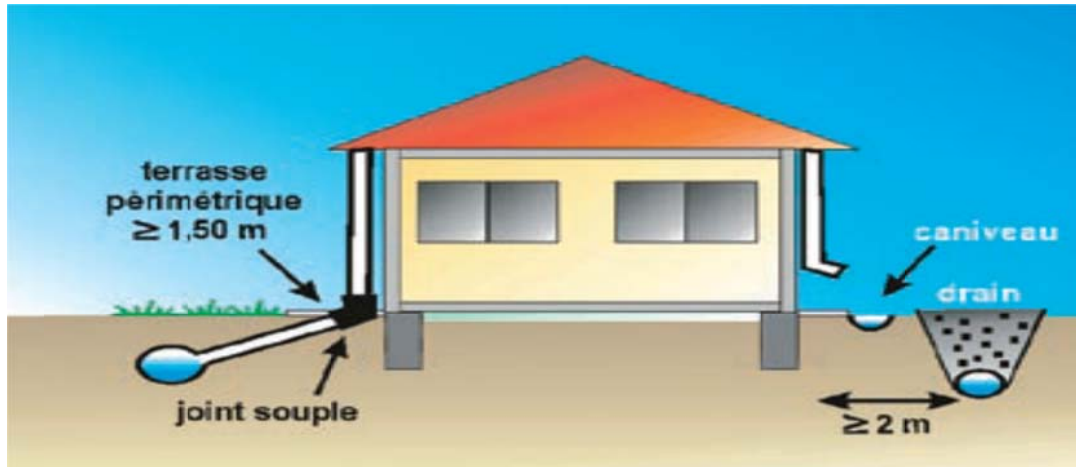


Figure. IV .2 : Mesures destinées à protéger la structure.

IV-2-2-Regards de visite:

Leur rôle est permettre l'assainissement des conduites enterrées par curage et récupération des matières solides. L'eau qui sera injectée à travers les regards traversera les drains.

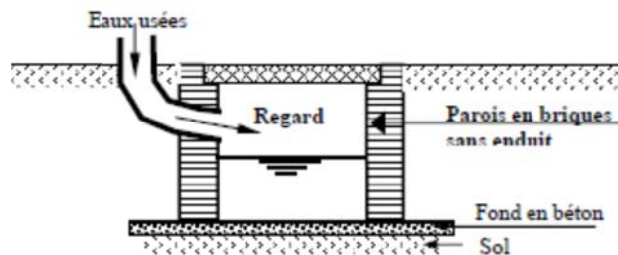


Figure. IV .3: Schéma d'infiltration des eaux à travers les parois du regard.

*Dimensionnement:

Les regards de visite auront une forme cubique de 1m de cote. Leurs profondeurs dépendront de la disposition des drains et leurs parois seront formées de voiles de 20cm ou 10cm d'épaisseur en béton armé.

IV-2-3-Entretien:

a)Nettoyage:

Quand il s'agit d'enlever des fils de drains une quantité importante de sédiments est chassés ;il est recommandé d'utiliser le jet sous forte pression qui est plus efficace que le jet à faible pression(80à100atmosphères à la pompe).Ces jets permettent d'éliminer différents types de matériaux susceptibles d'obturer les drains, tel que les incrustations chimiques, ils permettent également de nettoyer les files de drains très longues.

Pour les nettoyages légers, le jet à faible pression peut suffire et coute moins cher; il permet d'éliminer efficacement les dépôts sédimentaires. Sauf cas particulier, les longueurs des files de drains projetées étant assez réduites et vue leurs profondeurs, seuls les jets à faible pression seront utilisés.

b) Période de nettoyage:

La fréquence de nettoyage est étroitement liée à la qualité de l'instabilité des sols; les drains doivent être inspectés et, le cas échéant, nettoyés à la fin de la première année de fonctionnement succédant la pose des drains.

Par la suite, nous procéderons à des inspections périodiques pour voir s'il faut devoir les nettoyer; ces nettoyages seront éventuellement requis une fois tous les trois ou six ans pour les sols stables (généralement pour les sols argileux ce qui est le cas), et plus souvent dans les sols instables; toute opération de nettoyage doit être précédée et suivie d'un contrôle de fonctionnement des drains, de façon à pouvoir évaluer les effets de l'opération.

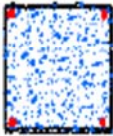

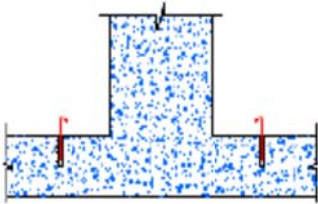
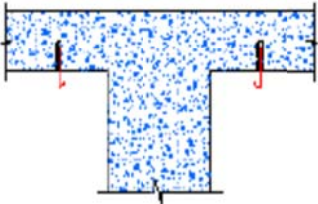
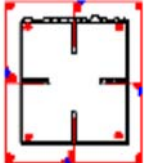
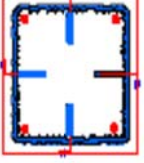
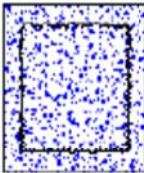
c) Regards de visite:

Il est prévu des regards de visite dans tous les raccordements importants (secondaires et principaux) pour assurer le raccordement et pouvoir accéder à l'occasion des opérations périodique d'inspection et d'entretien; dans chaque regard il a été prévu une tranche de décantation de matières solides éventuelles de manière à pouvoir les évacuer.

IV-2-4-Chemitage des sections de béton:

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront remplis en béton avant le séchage des résines. S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage. Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemitage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées. Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.

	
<p>1- nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau</p>	<p>2- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.</p>
	
<p>3-scellement d'armatures d'ancrage sur le plancher en amont du poteau</p>	<p>4-scellement d'armatures d'ancrage sous le plancher en aval du poteau.</p>
	
<p>5-fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.</p>	<p>6-étalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif.</p>
	
<p>7-coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.</p>	

FigureIV.4: Différents étapes de renforcement des poteaux au moyen d'une enveloppe en béton armé (Chemisage)[6].

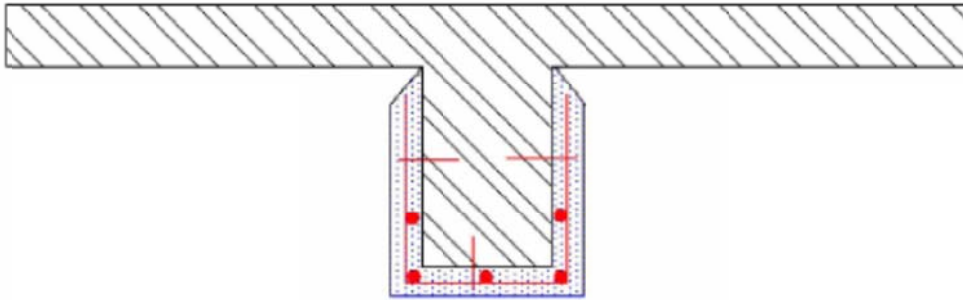


Figure IV.5 : Renforcement d'une poutre par chemisage [6].

IV-2-4-1-Les inconvénients de chemisage:

Les inconvénients de renforcement par un béton additionnel sont résumés comme suit:

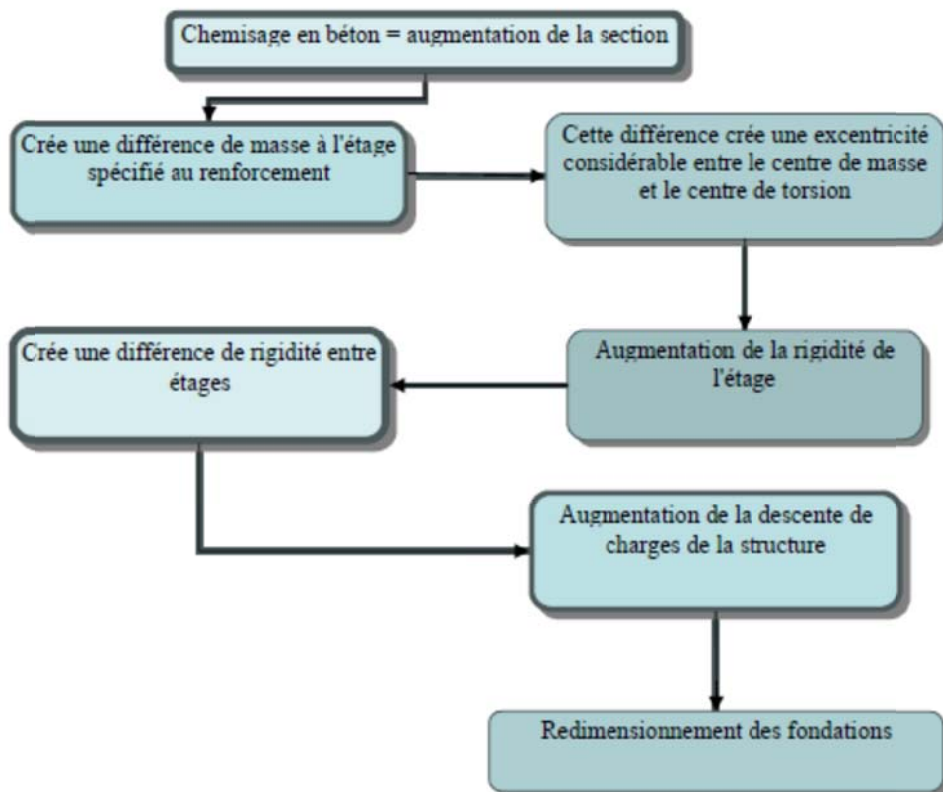
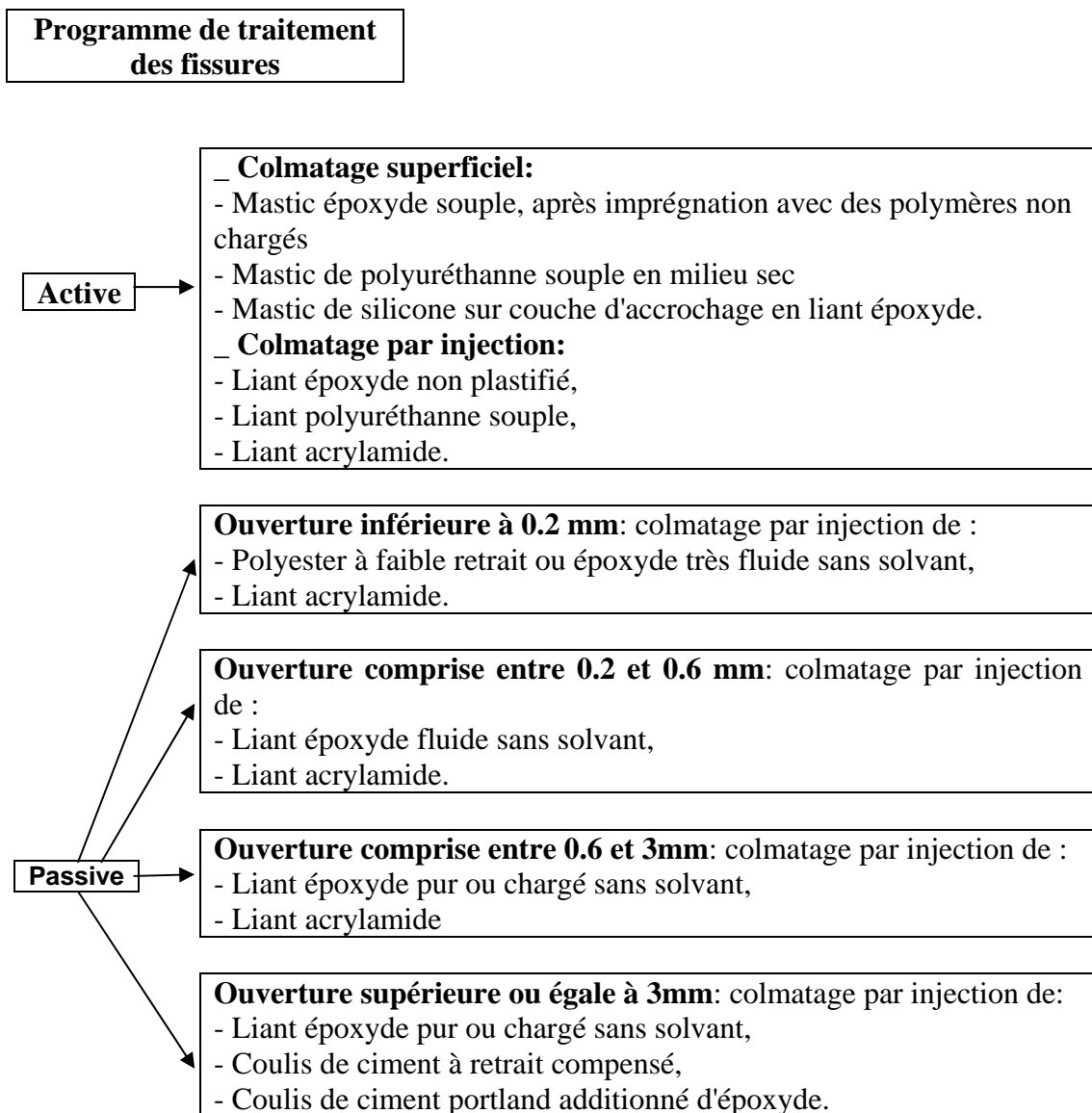


Figure IV.7: Organigramme du processus de chemisage en béton armé[6].

Le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section influe directement sur la masse de toute la structure, par contre l'utilisation des métaux ou des matériaux composites permet de renforcer les éléments concernés, à cause de leur légèreté relative.

IV-2-5-Réparation des fissures:

Il existe de nombreuses méthodes de réparation des fissures, certaines méthodes sont spécifiquement conçues pour réparer des fissures actives, tandis que d'autres sont mieux adaptées pour réparer des fissures stables. Certaines méthodes permettent de restaurer la capacité portante de l'élément (améliorer la résistance mécanique), alors qu'il existe aussi des méthodes qui permettent de rétablir l'étanchéité de la structure (améliorer l'apparence).



IV-2-6-Eloignement de la végétation du bâti :

La présence d'arbres tout autour du bloc peut créer des problèmes au niveau de l'infrastructure pour empêcher le sol de fondation d'être soumis à d'importantes et brutales variations de teneur en eau. Les racines des végétaux soutirant l'eau du sol et induisant ainsi des mouvements préjudiciables au bâtiment, il convient d'extraire le bâti de la zone d'influence de la végétation présente à ses abords (arbres et arbustes).

La technique consiste à abattre les arbres isolés situés à une distance inférieure à une fois leur hauteur à maturité par rapport à l'emprise de la construction (une fois et demi dans le cas de rideaux d'arbres ou d'arbustes). Un élagage régulier et sévère, permettant de minimiser la capacité d'évaporation des arbres et donc de réduire significativement leurs prélèvements en eau dans le sol, peut constituer une alternative à l'abattage. Attention, l'abattage des arbres est néanmoins également susceptible de générer un gonflement du fait d'une augmentation de la teneur en eau des sols qui va en résulter ; il est donc préférable de privilégier un élagage régulier de la végétation concernée.

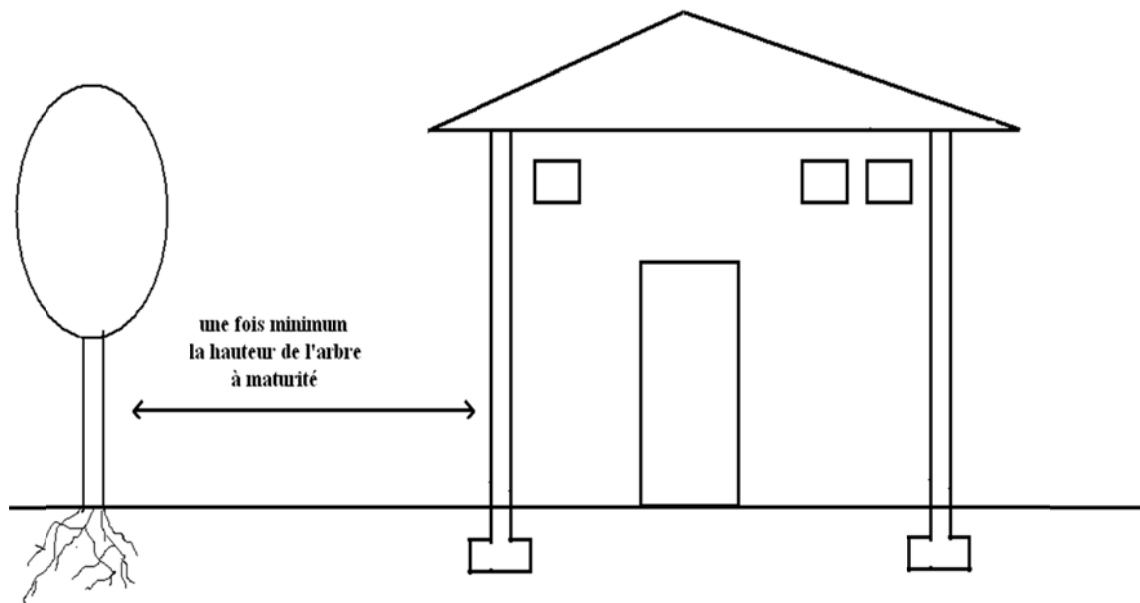


Figure IV.7: Schéma de principe d'éloignement de la végétation du bâti.

IV-2-7-Création d'un écran anti-racines :

Pour notre cas il ya beaucoup d'arbres tout autour du centre et pour ne pas gêner la stabilisation de la structure par l'arrachement des arbres et les éloigner nous proposons une deuxième solution qui est la création d'un écran anti-racines.

Cette technique consiste à mettre en place, le long des façades concernées, un écran s'opposant aux racines, d'une profondeur supérieure à celle du système racinaire des arbres présents (avec une profondeur minimale de 2 m). Ce dispositif est constitué en général d'un écran rigide (matériau traité au ciment), associé à une

géo membrane (le long de laquelle des herbicides sont injectés), mis en place verticalement dans une tranchée.



Figure. IV .8: Dispositions constructives destinées à éviter les désordres.

IV-2-8-Réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment :

L'absence de trottoirs périphérique au niveau de l'extérieur du bloc (manque de drainage) fait en sorte que les désordres résultent notamment des fortes différences de teneur en eau existant entre le sol situé sous le bâtiment qui est à l'équilibre hydrique (terrains non exposés à l'évaporation, qui constituent également le sol d'assise de la structure) et le sol situé aux alentours qui est soumis à évaporation saisonnière. Il en résulte des variations de teneur en eau importantes et brutales, au droit des fondations.

Le dispositif proposé consiste à entourer le bâti d'un système étanche le plus large possible (minimum 1,50 m), protégeant ainsi sa périphérie immédiate de l'évaporation et éloignant du pied des façades les eaux de ruissellement.

ur de

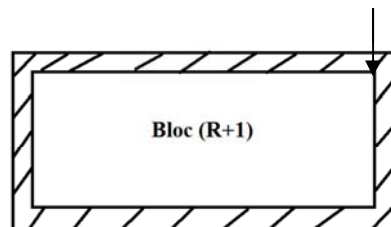


Figure. IV .9: Schéma de principe de réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment

IV-3-Recommandations :

Il est probable que de plupart des accidents de construction sont causées par l'avarie des fondations. Le cout d'une fondation excède rarement le dixième du prix total d'une construction, mais la sécurité de la superstructure dépend des fondations.

Les circonstances spéciales, et les mesures à prendre pour l'exécution de toute fondation en tout lieu ne peuvent être exactement connue jusqu'à ce que les travaux soient commences, c'est pourquoi l'expérience est le meilleur conseiller de l'ingénieur dans son choix de l'infrastructure appropriée.

Une fondation diffère des autres parties d'une construction en ce qu'elle repose sur le sol qui est un matériau de propriétés incertaines et non uniformes; de même, les charges agissant sur ce matériau douteux ne peuvent être calculées exactement, leur grandeur et leur action dépendent souvent de la méthode d'exécution et des conditions atmosphériques au moment ou le travail est exécuté.

Pour se prémunir contre les conséquences néfastes que peuvent provoquer les sols d'assise, il est nécessaire de prendre un certain nombre de précautions:

*éviter,dans la mesure du possible ,toute venues d'eau accidentelles, en renfonçant l'étanchéité des canalisations, en mettant en place un drainage périphérique et en disposant un remblai compacte, avec des matériaux argileux non gonflant au dessus des semelles.

*chemiser les poutres et les poteaux et les semelles pour augmenter leurs sections et leur résistance.

*utiliser des canalisations aussi flexibles, avec joints parfaitement étanches, poser ces canalisations sur un lit des matériaux inertes (graves), remblayer les tranchées avec des matériaux argileux imperméables.

*reprise des murs fissurés par l'injection de mortier de ciment.

*éviter de planter des arbres avides d'eau (saules, peupliers ou chênes par exemple) à proximité ou prévoir la mise en place d'écrans anti-racines.

*Procéder à un élagage régulier des plantations existantes.

*éviter tout arrosage.

*Envisager la mise en place d'un dispositif assurant l'étanchéité autour des fondations (trottoir périphérique).

IV-4-Conclusion

La réalisation d'une "expertise" préalable aux travaux de réparation se révèle bénéfique dans la plupart des cas et aide à choisir la meilleure manœuvre. Cela permet surtout d'éviter d'être confronté, au cours de l'exécution à des suppléments de budget tout aussi inattendus que désagréables dus à l'apparition de dégradations cachées.

Les erreurs faites au départ quand le projet était sous forme de plan tel que le mauvais dimensionnement des semelles, la mauvaise étude géotechnique, et les dimensions de la semelle sont petites alors que la charge au dessus de celles –ci est grande ont provoqués le tassement différentiel. Donc pour remédier à ce problème les solutions préconisées sont: reprise des fissures par l'injection de mortier de ciment, chemisage pour les poteaux et les poutres et les fondations. D'autre part pour éviter l'infiltration des eaux le système de drainage est la solution la plus efficace.

L'efficacité de ce système réside dans la collecte des eaux d'infiltration et leur évacuation vers des rejets se situant a l'extérieur de l'établissement avant qu'elle ne puissent atteindre les infrastructures des sous blocs.

Notre étude consistait à chercher les causes et facteurs ayant contribué à rompre l'instabilité du centre, en se basant sur les informations des expertises et compagnes de reconnaissances engagées par le laboratoire (L.T.P.O).

Au terme de notre travail, nous pouvons conclure que le mauvais dimensionnement des semelles, la charge importante au dessus des semelles de petites dimensions et la répartition non uniforme des charges sous les appuis ont provoqué des désordres considérables tels que le tassement :ainsi que les eaux de pluie qui sont la cause principale du gonflement de l'argile. En effet des études pathologiques ont montré que la majorité des sinistres étaient dues à l'eau.

Donc le but de l'expertise est d'évaluer le niveau atteint des pathologies, d'identifier les causes des désordres et donner une (ou des solution(s) pour arrêter l'évolution des mouvement dans les conditions optimales. Toutefois une expertise s'attache aussi à développer les manquements (au niveau de l'étude et de la réalisation) et les problèmes majeurs identifiés qui ont conduit la pathologie de cet ouvrage.

L'expertise n'est possible que grâce à une somme considérable de travail en équipe qui doit être pluridisciplinaire.

L'expertise doit suivre un ordre logique:

- 1-recueil des données de base.
- 2-expertise technique.
- 3-réflexions sur les éventuelles solutions.
- 4-étude des solutions.

La réalisation d'un projet de ce type demande à l'origine une réflexion et une formalisation de réalisation depuis la définition des objectifs jusqu'à la mise en exploitation, et une distribution précise des rôles et responsabilités de chaque opérateur. Le maillon important de la chaîne doit être une étude fiable, complète et scientifiquement menée.

Ce qu'il ne faut pas oublier que les fondations et les superstructures forment un tout qu'il s'agit d'étudier dans son ensemble en tenant compte du double impératif, économique et sécuritaire.

Trop souvent, les difficultés d'exécution sont escamotées, soit pour aller plus vite afin de ne pas perdre de l'argent sur un marché, soit pour répondre à une exigence d'économie formulée par le maître d'ouvrage;il faut absolument lutter contre ces deux tendances naturelles et très répandues.

Beaucoup d'ennuis de mécanique des sols et de fondations peuvent être évités, ou limités dans une large mesure, par des reconnaissances géotechniques préliminaires correctement effectuées. Très souvent, d'ailleurs, les essais de pénétration, rapides et peu coûteux permettent de bien cerner les problèmes d'un point de vue qualitatif.

Pour conclure, nous pouvons recommander aux constructeurs nos recommandations habituelles:

*étudier convenablement des sites, tant au point de vue géologique et géotechnique grâce à reconnaissances in situ appropriées.

*examiner l'incidence des travaux de terrassement sur la stabilité des terres en cours de travaux ensuite, les conséquences des travaux réalisés sur l'environnement, et ceci tant à court terme qu'à long terme.

Enfin; lorsqu'un accident se produit, il ne faut point l'occulter.

Mais au contraire lui donner une certaine publicité afin que l'expertise porte ses fruits et remplir sa fonction d'exemplarité. Naturellement, quand on se trouve devant un ouvrage, mais on a pas le droit de se tromper dans l'expertise d'un sinistre, ni de prescrire des remèdes inopportuns, voir dangereux.

Cette étude nous a été très fructueuse dans la mesure où elle nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la géotechnique. La modeste expérience que nous avons acquise nous permettra, sans doute de traiter ce genre de problème avec sérénité et expérience.

Le domaine de la mécanique des sols est très vaste, plutôt complexe, mais considéré comme la base du génie civil.

REHABILITATION DU CENTRE DU PROTECTION DES MINEURS

HENNAYA TLEMCEN.M.BEN ALI

Résumé :

le centre de protection des mineurs à Hennaya Tlemcen est un cas typique d'ouvrage qui a connu des problèmes considérables dont l'origine impute à une mauvaise appréciation préalable des données géotechniques.

De prime abord nous avons débuté dans ce mémoire par donner un aperçu global ayant trait aux données caractérisant la région où a été implanté l'ouvrage en question.

En second lieu, nous donnerons une description de la pathologie de ce centre qui constitue le support de ce que l'on nommera "l'expertise".

Il n'est pas besoin de rappeler qu'en toute logique il s'agira de regrouper les causes structurelles des problèmes et désordres survenus dans les différents bâtiments, en donnant les différents calculs de tassement, de poinçonnement et de gonflement du sol.

Enfin, on présente un certain nombre de solutions techniques qui pourraient être envisagées pour résoudre les problèmes d'infiltration des eaux de pluie dans la formation argileuse.

Mots clés:

Désordres; fondations; poinçonnement; tassement; gonflement; drainage; chemisage.