

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



Mémoire pour l'obtention du Diplôme de
Master en génie civil
Spécialité Art et Techniques de réhabilitation des bâtiments

Thème :
**REHABILITATION DE L'ECOLE HOUARI
BOUMEDIENNE DE SIDI-ABDELLI**

Présenté le 01 Octobre 2012 par :

GHOUBALI Feyza

Devant le Jury composé de :

K. HAMDAOUI
H.W. KADROUSSI
A. BENDI-OUIS
M.A. ALLAL
N. ABOUBEKR

Président
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

Année Universitaire : 2011-2012

Dédicace

Avec l'aide de Dieu tout puissant, qui m'accordé santé, force et courage pour la rédaction de ce mémoire, j'ai achevé ce travail que

Je dédie :

A mes très chers Parents, qui se sont dépensés pour moi sans compter.

En reconnaissance de tous les sacrifices consentis par tous et chacun pour me permettre d'atteindre cette étape de ma vie, je ne serais jamais comment remercier pour leur soutien.

A la mémoire de mon père disparu plutôt. J'espère que du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours prié pour le salut de son âme.

Il m'a indiqué la bonne voie en me rappelant toujours que « La volanté fait toujours les grandes femmes »il attendus impatientement ce travail qui n'a pas pu l'assister.

A ma très chère mère, son amour, sa grande, tendresse et sa compréhension, sa création d'une bonne ambiance, je n'oublierais jamais sa patience envers moi. je lui dois une fière chandelle.

A ma Grand-Mère pour ses meilleurs vœux et souhaits.

A mes chères sœurs Amel, Amina, Farah je leur souhaite beaucoup de bonheur et avenir rayonnant.

A mes oncles.

Ames tantes.

Ames cousins.

Ames cousine.

Ames amies : Nadia, Houda, Nacera, Sarah, Samia, Amel.

Les petites Mirna, Asma, Yasmin, Guardinia.

*A toute la promotion « **MASTER 2 /ARTERE** » 2011-2012.*

Feyza

Remerciement

Tout d'abord je tiens à remercier en premier lieu M^r ALLAL M.A; pour son encadrement de grande qualité, de m'avoir prodigué tous les conseils indispensables, son soutien, sa gentillesse et sa confiance de tous les jours pour la réussite de ce mémoire.

Je félicite mon encadreur M^r ABOUBEKR N, pour sa compréhension, son attention et d'avoir suivi, guidé soutenu m'orienter, et ses recommandations.

Mon sincère remerciement va à M^r HAMDAOUI K, qui a bien voulu me faire l'honneur de présider le jury .Merci pour les encouragements qu'il a apporté à ce travail.

Je suis également reconnaissante à M^{me} BENDI-OUIS. A, pour l'honneur qu'elle m'a fait en examinant ce modeste travail.

Un grand merci à M^{le} KADROUSSI H.W, qui a accepté d'être parmi le jury et pour les éclaircissements apportés à ce travail.

Mes sincères remerciement et mes admiration vos aux M^r BENYAKOUB, M^{me} HAKIKI, M^r MEACHOU, M^{me} MEDDANE, M^r MEJAHED, M^r AYEDI, M^r BOURICHE et tout le staff technique de laboratoire des travaux public ouest et CTC, les employeurs de CEM Houari Boumediene à Sidi-Abdelli.

Sans oublier les enseignants que j'ai eu durant toute la vie d'étude (de primaire jusqu'à université).

Enfin à tous ceux qui ont collaboré de près ou du loin à la réalisation de ce mémoire.

RESUME

Mon projet concerne l'étude de réhabilitation du Cem « Houari Boumediene » situé à Sidi-Abdelli. Il s'agit d'abord d'établir un diagnostic détaillé en se basant sur des visites de site, rapports géotechniques et des rapports d'expertises.

Afin d'illustrer les détails de la construction qui ont présenté certaines pathologies, j'ai réalisé des relevés (métrique, architecturale et pathologique.).

Par la suite on s'est attelé à rassembler les facteurs d'influence sur la dégradation du Cem. L'étude a été complétée par plusieurs mesures in-situ (plaques témoins, mesures sclérométriques.).

Enfin, on a proposé une méthodologie de réhabilitation qui peut en compte les résultats de l'étude réalisé ainsi que les contraintes de terrain.

Mots clés : diagnostic, pathologie, fondation, Sols gonflants, réhabilitation.

المخلص

مشروع دراستي يتعلق بإعادة تأهيل متوسطة "هوارى بومدين" المتواجدة في سيدي العبدلى. أولاً يجب وضع تحليل مفصل يعتمد على الزيارات الميدانية 'التقارير الجيوتقنية وتقارير الخبراء.

لتوضيح تفاصيل هذا الإنشاء المقدم لبعض أمراض البناء ، قمت بسجل (مترى معمارى ومرضى).

بعد ذلك سعيت لجمع العوامل المؤثرة في تدهور هذه المتوسطة. لقد تم إكمال الدراسة بعدة قياسات في الموقع (لوحات التحكم، وتدابير سكليرومتيرية.)

وأخيراً، اقترحنا منهجية لإعادة التأهيل والتي قد شملت نتائج الدراسة التي أجريت بالإضافة إلى ضغوط الميدان .

كلمات البحث : التشخيص، علم الأمراض ' الأساس ' تضخم التربة' إعادة التأهيل.

SUMMARY

My project concerns the study of rehabilitation of school "Houari Boumediene" located in Sidi Abdelli. It is first to establish a detailed analysis based on site visits, geotechnical reports and expert reports.

To illustrate the details of the construction which presented certain diseases, I realized records (metric, architectural and pathological).

Subsequently it has endeavored to gather factors influencing degradation of school. The study was completed by several in-situ measurements (control plates, mesures sclérométriques).

Finally, we proposed a methodology for rehabilitation which may include the results of the study conducted and the constrained field.

Keywords: diagnosis, pathology, foundation, soils inflating, rehabilitation.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre1 : CONSTRUIRE SUR LES SOLS GONFLANTS	4
1.1. Introduction	5
1.2. Construire sur un sol gonflant	7
1.3. Pourquoi les sols gonflent-ils et se rétractent-ils ?	7
1.4. Le gonflement et le retrait des sols	9
1.5. Conséquences sur les bâtiments	10
1.5.1. Les désordres au gros-œuvre	11
1.5.2. Les désordres au second-œuvre	12
1.5.3. Les désordres sur les aménagements extérieurs	13
1.6. Le coût des solutions techniques	14
1.6.1. Adapter la structure du bâtiment aux mouvements du sol	14
1.6.2. Supprimer ou minimiser les mouvements du sol	14
1.7. Disposition pour la mise en place de fondation sur sols gonflants	15
1.7.1. Ce qu'il ne faut pas faire	15
1.7.2. Les dispositions à retenir	19
1.8. Comment construire sur un sol sensible au retrait-gonflement	20
1.9. Conclusion	22
Chapitre2 : CONNAISSANCE DE L'ETAT DE FAIT	23
2.1. Introduction	24
2.2. Pourquoi réhabiliter et pour qui réhabiliter	26
2.3. Principes méthodologiques de la réhabilitation	26
2.3.1. Le pré diagnostique	26
2.3.2. Le diagnostic	27
2.3.3. Etudes pluridisciplinaires	27
2.4. Données générales sur le site	28
2.4.1. Situation géographique	28
2.4.2. Situation topographique	28
2.4.3. Géologie	28
2.4.4. La géotechnique	29
2.5. Description du Cem «Houari Boumediene» de Sidi-Abdelli	31
2.5.1. L'historique	31
2.5.2. Situation	32
2.5.3. Système constructif du Cem Houari Boumediene	33
2.6. Le relevé	36
2.6.1. Le relevé métrique	36
2.6.2. Le relevé pathologique	43
2.7. Les différentes pathologies du Cem	46
2.7.1. La Fissuration	46
2.7.2. L'ouverture des joints de dilatation	48
2.7.3. La corrosion des armatures	50
2.7.4. La carbonatation	52

2.7.5. L'humidité et détachement des enduits et de peinture.....	53
2.8. Conclusion	55
Chapitre3 : ANALYSE, DIAGNOSTIC ET RECHERCHE DES CAUSES	56
3.1. Introduction.....	57
3.2.Le diagnostic de structures existantes	59
3.2.1. La nécessité d'un diagnostic	60
3.2.2. Objectifs du diagnostic	60
3.2.3. Procédure à suivre.....	60
3.3. Vérification de dimensionnement	61
3.3.1. Poteaux	61
3.3.2. Les poutres	61
3.3.3. Plancher	62
3.3.4. Poutrelle	63
3.4. Descente de charge.....	64
3.4.1. Plancher étage courant	64
3.4.2. Calcul de descente de charge du poteau centrale du ((R+O) + (R+1))	65
3.5. Etude du comportement parasismique de la structure	66
3.5.1 Etude dynamique.	67
3.5.2. Méthode de calcul.....	67
3.6. Vérification de la résistance à la compression	76
3.7 Reconnaissance des sols et analyse des résultats.	76
3.8. Essais géotechniques	78
3.8.1 Programmation des essais géotechniques	78
3.9. Vérification du gonflement	80
3.10. Vérification du tassement des fondations.....	81
3.10.1. Calculs du tassement	81
3.10.2. Interprétation des résultats	82
3.11. Vérification du poinçonnement sous les fondations.....	82
3.11.1. Calcul de poinçonnement pour une semelle de (1,20x1,20).....	83
3.11.2. Calcul de poinçonnement pour une semelle de (2,00x200) m ²	85
3.11.3. Interprétation des résultats	85
3.12. Origines des désordres (La recherche des causes des désordres)	85
3.12.1. Manque de drainage (Manque de trottoirs périphériques).....	86
3.12.2. Présence d'arbres tout au tour du bloc	86
3.12.3. Les fissures.....	87
3.12.4. Les infiltrations d'eau.....	87
3.12.5. Corrosion des armatures.....	87
3.12.6. Les éclatements de briques et de mortier.....	87
3.12.7. Les désordres consécutifs au vieillissement ou à l'évolution normale de l'ouvrage.....	88
3.12.8.L'humidité.....	88
3.12.9. Causes d'endommagement du béton.....	89
3.12.10. D'autres causes liées au sol	89
3.13. Conclusion.....	90
Chapitre4 : REFLEXION ET PROPOSITIONS D'INTERVENTIONS	91
4.1.Introduction.....	92
4.2. Les techniques de réhabilitation.....	93
4.2.1. Réflexion au niveau des Fondation.....	93
4.2.2. Réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment	96

4.2.3. Eloignement de la végétation du bâti.....	97
4.2.4. Création d'un écran anti-racines.....	98
4.2.5. Drainage du site.....	99
4.2.6. Traitement des armatures corrodées.....	100
4.2.7. Technique de réparation d'une carbonatation.....	101
4.2.8. Technique de réparation d'une carbonatation.....	103
Conclusion.....	107
CONCLUSION GENERALE.....	108
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE.....	111
ANNEX.....	113

Liste des figures

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Particule argileux avec l'eau.....	8
Figure 1.2 : l'état du bâtiment en présence du sol gonflant.....	9
Figure 1.3 : Zone de déficit d'humidité, annuel ou saisonnier.....	10
Figure 1.4 : Les désordres dus aux différents facteurs.....	11
Figure 1.5: Désordres à l'ensemble l'ossature.....	12
Figure 1.6 : Affaissement du plancher mis en évidence par le décollement entre plinthes et dallage - Maison Jourdan.....	12
Figure 1.7 : Désordres affectant une fenêtre.....	12
Figure 1.8 : Désordres affectant une conduite enterrée.....	13
Figure 1.9 : Désordres affectant une terrasse.....	13
Figure 1.10: Désordres aux dallages extérieurs.....	14
Figure 1.11: Désordres affectant un mur de soutènement.....	14
Figure 1.12 : Faux équilibre de pression.....	16
Figure 1.13: Drainage dangereux.....	16
Figure 1.14 : Processus de rupture.....	17
Figure 1.15 : Risque de frottement latérale ascendant.....	17
Figure 1.16 : Importance de vide sanitaire.....	18
Figure 1.17 : Traitement de surface à la chaux.....	18
Figure 1.18 : Dispositives constructives générales.....	20
Figure 1.19 : Dispositives préventives.....	21

Chapitre 2 :

Figure 2.1: Cartographie des marnes du miocène de l'ouest algérien.....	29
Figure 2.2: Carte topographique et géographique de Sid-Abdelli.....	30
Figure 2.3: Carte géologique de Sid-Abdelli.....	31
Figure 2.4: Plan de situation du Cem (Google 2008).....	32
Figure 2.5: Plan de masse du Cem.....	33
Figure 2.6: Plan schématique du Cem.....	35
Figure 2.7: Les façades principales des classes à l'intérieur du Cem.....	36
Figure 2.8: Mesure de fissure au niveau du poteau.....	43
Figure 2.9: Plaque témion.....	43
Figure 2.10 : Plaques témions au niveau du mur et de poteau centrale.....	44
Figure 2.11: Mesure d'ouverture de fissure : fissuromètre.....	46
Figure 2.12: Les 2 ouvertures des joints.....	48
Figure 2.13: L'ouverture du joint au RDC, premier niveau et à l'extérieur.....	49
Figure 2.14 : Processus du Phénomène de corrosion des armatures.....	50
Figure 2.15 : Corrosion des armature au niveau de l'ouverture du joints.....	51
Figure 2.16 : Carbonatation au niveau de l'ouverture du joint de dilatation.....	52
Figure 2.17: Detecteur des armatures.....	52
Figure 2.18 : problèmes d'humidité et étanchéité mal protégé.....	53
Figure 2.19 : Détachement des enduits et de mortier sur quelques endroits des parois extérieure.....	54

Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Processus détérioration de l'ouvrage.....	59
--	----

Figure 3.2 : la coupe de la poutrelle.	63
Figure 3.3 : schéma d'un plancher étage courant.	64
Figure 3.4 : schéma d'un mur double parois.	65
Figure 3.5 : Modélisation de la structure suivant le Logiciel sap2000.	73
Figure 3.6 : Diagramme de spectre de réponse.	74
Figure 3.7 : Translation suivant (X-X).....	75
Figure 3.8 : Translation suivant (Y-Y).....	75
Figure 3.9 : Rotation suivant (Z-Z).....	75
Figure 3.10 : Mesure de la résistance du béton à la compression par le scléromètre.	76
Figure 3.11 : Plan schématique d'implantation.....	77
figure 3.12 : Coupe géotechnique des 2 sondages.....	78
Figure 3.13 : Soulèvement du bloc par rapport à l'autre bloc acoté.....	81
Figure 3.14 : Poinçonnement au niveau de la fondation... ..	83
Figure 3.15 : Etat des terres en déplacement.....	83
Figure 3.16 : Absence de trottoirs périphérique à l'extérieur du Cem.	86
Figure 3.17: Présence d'arbres tout au tour du Cem.....	86
Figure 3.18 : Les infiltrations d'eau au niveau des ouvertures des joints.....	87
Figure 3.19 : Présence d'humidité à l'intérieure des classe par l'eau de pluies.....	88

Chapitre 4 :

Figure 4.1 : Interventions dans les fondations.....	95
Figure 4.2 : Reprise par micro-pieu.....	97
Figure 4.3 : Tirant d'ancrage.....	97
Figure 4.4 : Schéma de principe de réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment	98
Figure 4.5 : Schéma de principe d'éloignement de la végétation du bâti.....	99
Figure 4.6 : Schéma de principe de création d'un écran anti-racines.....	100
Figure 4.7 : Schéma de principe de réalisation d'un dispositif de drainage.	101
Figure 4.8 : Armatures corrodées au niveau de l'ouverture du joint de dilatation.	102
Figure 4.9 : Phase d'une réparation locale	104
Figure 4.10 : Les différentes fissures dans le bloc.	105
Figure 4.11 : Colmatage des fissures par du mortier.....	105
Figure 4.12: Reprise des fissures par des agrafes.....	106
Figure 4.13: Réparation de fissure sur un mur par injection.	107

Liste des tableaux

Tableau 2.1: Echelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.....	47
Tableau 3.1 : récapitulation du dimensionnement.....	63
Tableau 3.2 : récapitulation du poids de la structure.....	71
Tableau 3.3 : distribution vertical des efforts au sens longitudinal.....	72
Tableau 3.4 : distribution vertical des efforts au sens transversal.....	72
Tableau 3.5 : Tableau des périodes modales et des fréquences.....	74
Tableau 3.6 : récapitulation des efforts M et N des semelles d'après la modélisation du SAP.....	75
Tableau 3.7 : Résultats de tassement.....	81

Liste des notations

- (a, b) : Dimension du poteau.
(L) : Distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.
(h) : Hauteur de la poutre.
(l) : Distance entre nue des chaînages et on choisit la plus grande portée.
(hp) : Hauteur du plancher.
(b, bo, b1, b2) : Les dimensions de la poutrelle.
(G) : Charge permanent.
(Q) : Charge d'exploitation.
(E) : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.
(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.
(d) : Facteur d'amplification moyen.
(η) : Facteur de correction d'amortissement.
(T2) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 dans le RPA 99-V2003).
(C_T) : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (donné par le tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T dans le RPA 99-V2003).
(h_n) : Hauteur totale du bâtiment.
(L) : Dimension du bâtiment dans la direction du séisme. (Donné par le tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T dans le RPA 99-V2003).
(ξ) : Pourcentage d'amortissement critique (voir le tableau 4.2 dans le RPA99- V2003).
(Q) : Facteur de qualité.
(pq) : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité qui est satisfait aux conditions à vérifiées. (Voir tableau 4.4: valeurs des pénalités Pq dans le RPA99- V2003).
(W_T) : Poids total de la construction.
(W_i) : Poids d'étage (i= 1,2,3....)
(β) : Coefficient de pondération (salle de classe).
(W_{Gi}) : Charge permanente.
(W_{Qi}) : Charge d'exploitation.
(F) : Force sismique.
(F_i) : La force concentrée.
(T) : La période fondamentale de la structure (en seconde).
(V) : La résultante des forces sismiques.
(H_i) : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i.
(W_i) : Poids revenant aux planchers.
(h_N) : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

(C_T) : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau.
 (T_n) : Période n ($n=1,2,\dots$) de la structure.
 $(T_{\text{empirique}})$: La période empirique, c'est la valeur de la période fondamentale de la structure.
 (P_c) : la contrainte maximale qui a subit le sol durant toute son histoire.
 (AC) : L'activité de l'argile.
 (I_p) : L'indice de plasticité.
 (W_L) : Limite de liquidité.
 (C_g) : Indice de gonflement.
 (C_c) : Indice de compressibilité.
 (Δh_c) : La valeur du tassement par la formule de Terzaghi.
 (h) : Epaisseur d'une couche d'un sol considéré en [m].
 (e_0) : 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 oedométrique.
 (σ_0) : Contrainte initiale du sol en [kPa].
 $(\Delta\sigma)$: Contrainte vertical qui est déterminer à partir de formule classique de « BOUSSINSQ ».
 (q_L) : Charge limité en [kPa].
 (B) : La largeur de semelle en [m].
 (L) : Longueur de la semelle en [m].
 (γ) : Poids volumique du sol sous la base de la semelle en [kPa].
 (N_γ) : Facteur de surface.
 (N_q) : Facteur de profondeur.
 (N_c) : Facteur de cohésion.
 (D) : Ancrage de la semelle en [m].
 (C) : Cohésion du sol d'assise en [kPa].
 (q_{adm}) : Contrainte admissible en [kPa].
 (F) : Facteur de sécurité qui et égale en générale à 3.
 (q_{ref}) : Contrainte de référence pour une charge verticale centrée ou le diagramme sous la fondation carrée du poteau centrale, elle est en [kPa].
 (N) : Charge sur la semelle du poteau centrale, on a pris cette valeur par le logiciel SAP après descente de charge et modélisation de la structure.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les structures classiques du génie civil en béton armé sont conçues pour durer quelques dizaines d'années et cela est possible si et seulement si l'implantation de l'ouvrage est basée sur une meilleure recherche d'analyse et d'étude des sols, l'entretien de l'ouvrage, suite à cela l'ouvrage peut être garanti pour une centaine d'années.

Les problématiques soulevées par la réhabilitation sont économiques et sociales avant d'être architecturales. Chaque projet pose des questions spécifiques et appelle des réponses à inventer au cas par cas. Toute réhabilitation est particulière, elle se différencie d'une autre par ses caractéristiques. Elle concerne l'amélioration de l'habitat existant. Elle peut être Légère (installation de l'équipement sanitaire, électricité, chauffage), moyenne (des travaux plus complets sur les parties privatives) et lourde (extensions).

Depuis plus d'un demi-siècle, les techniciens et ingénieurs se sont intéressés au problème des pathologies et ses causes.

Aujourd'hui, avec les connaissances et les moyens modernes, nous sommes toujours confrontés à des sinistres de fondations. Cependant, ils ont changé de nature, souvent les sinistres résultent de fautes inacceptables que nous n'aurions pas pris en considération lors de l'établissement des projets.

En Algérie, le patrimoine bâti se dégrade de manière sérieuse et nécessite des actions de réhabilitation urgentes. Dans ce sens les pouvoirs publics ont initié des opérations de réhabilitation du cadre bâti et urbain des cités d'habitations collectives et des établissements scolaires afin d'améliorer les conditions de vie des citoyens qui y résident.

Au niveau de la wilaya de Tlemcen, de nombreux établissements accusent des dégâts importants se présentant sous différentes formes : tassement, gonflement, glissement, renversement et poinçonnement tel qu'au niveau du lycée docteur BENZERDJEB, il faut savoir aussi que les remèdes préventifs sont souvent les meilleurs pour éviter les désordres.

La prise en compte des risques liés à l'aspect expansif des sols revêt une importance capitale pour la sécurité des structures. Un sinistre consécutif au phénomène de retrait-gonflement des argiles peut entraîner des coûts de réparation très lourds et peut même, dans certains cas, aboutir à la démolition du bâtiment lorsque les frais nécessaires à son confortement dépassent la valeur de la construction.

Dans ce modeste travail je présente un cas particulier qui porte sur l'étude de pathologie du Cem « Houari Boumediene » à sidi-Abdelli connu par des désordres et des problèmes importants, l'étude de ce bâtiment a pour objet de procéder à un diagnostic de l'état actuel de l'ouvrage afin de procéder éventuellement à son confortement.

Nous avons constaté pour les différents bâtiments dans l'ensemble de cet établissement que les sols d'assise de ce Cem sont composés d'une marne bicolore gonflante comme le montre le rapport géotechnique. Le système de construction adoptée est du type poteau-poutres, les fondations sont de type isolées.

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres constructives:

L'objectif du premier chapitre est de faire reconnaître les dispositions préventives pour construire sur un sol argileux sensible au phénomène de gonflement.

Le chapitre suivant concerne, la connaissance de l'état du fait tel que la recherche des données caractérisant le site de notre projet (situation géographique et topographique, géologie,...) qui peuvent nous servir à compléter notre travail ainsi la description du Cem, recenser les problèmes, les pathologies visibles et cachées, la recherche de la nature du sol à travers un constat visuel des désordres et une visite du lieu.

Ensuite on passe au chapitre trois à la recherche des causes en faisant un diagnostic sur les problèmes qui sont à l'origine de l'insuffisance de résistance ou de l'instabilité de l'ouvrage ou pour mieux cerner les origines des dommages signalées par la modélisation et le calcul des moments fléchissant ,effort tranchants appliqués aux élément de l'ouvrage pour la vérification de leur stabilité au tassement et au poinçonnement.

Le quatrième chapitre propose des solutions adéquates et efficaces à adopter face à ces problèmes après réflexion et analyse du diagnostic établis dans ce cas précis.

Chapitre 1:

CONSTRUIRE SUR LES SOLS GONFLANTS

1.1. Introduction

Depuis quelques décennies, les sols gonflants sont devenus un sujet d'intérêt des chercheurs et des ingénieurs de la mécanique des sols et des fondations, car les dégâts engendrés par le comportement de ces sols sont énormes. Ce type de sol se localise généralement en zone arides, semi-arides et hyper arides.

Les études sur ce phénomène montrent que l'amplitude et la pression du gonflement dépendent de plusieurs facteurs d'influence à savoir : la minéralogie des argiles, la densité sèche du sol, la teneur en eau initiale, l'indice de plasticité, la température, la pression apporté par les surcharges et, le temps d'exposition aux facteurs environnants.

En Algérie les zones arides représentent près de 95% du territoire national dont 80% hyper arides. L'Algérie souffre des désordres engendrés par le gonflement dans plusieurs sites tels que : Abadla, OuledKhodeir, polyclinique de Sidi-aïssa à M'silla et la ligne ferroviaire RAMDAN Djamel à Jijel, In Amenas, briqueterie de Mers El Kebir et l'hôpital de Siddichahmi, groupement de Tlemcen-Mansoura-Chetouane

Le gonflement des sols constitue un phénomène très important en géotechnique .Les changement de volume des sols provoquent des risques géologiques majeurs ainsi que des vastes dégâts dans le monde entier tant pour les structures en surface que pour les ouvrages souterrains.

Cette première partie de l'étude bibliographique est consacrée au gonflement des sols qui met en jeu plusieurs paramètres. Il s'explique ou il est lié principalement au mouvement vertical des couches du sol suite à une variation de la teneur en eau in situ dans le temps et aux types de minéraux constituant les argiles. D'autre facteur, tel que l'état de chargement, sa densité et l'arrangement des grains peuvent affecter de manière significative la pression de gonflement ou la déformation des sols argileux.

Les désordres touchant les structures et attribués aux mouvements des sols gonflants sont moins spectaculaires, ne mettent que très rarement en danger les vies humaines mais ne représentent pas moins l'un des plus coûteux sinistres que connaissent de nombreux pays.

En Algérie, les estimations ne sont pas disponibles mais la littérature scientifique cite de nombreux cas pathologiques de structures où la nature gonflante du sol est la principale cause des dégradations constatées ,les causes ayant conduit à ces sinistres sont dues principalement à une identification inadéquate du sol comme étant gonflant et à une mauvaise prise en charge du phénomène lors de la construction.

Un sinistre consécutif au phénomène de retrait-gonflement des argiles peut entraîner des coûts de réparation très lourds et peut même, dans certains cas, aboutir à la démolition de la construction lorsque les frais nécessaires à son confortement dépassent la valeur de la construction.

Ces cas extrêmes restent relativement rares en Algérie mais le nombre de maisons touchées par ce phénomène est particulièrement élevé.

Afin de mieux comprendre la problématique des risques majeurs, il est nécessaire de connaître quelques définitions générales. Certains sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau peuvent augmenter ou diminuer de volume.

Ces phénomènes cycliques, de gonflement-retrait qui est notre cas (sol du Cem Houari Boumediene), provoquent des contraintes parasites dans les structures, et aux niveaux des fondations .Compte tenu des dommages importants que peut engendrer le gonflement des sols, ce phénomène constitue actuellement une des premières des mécaniciens de sol.

1.2. Construire sur un sol gonflant

Parmi les facteurs d'instabilité de structure, le gonflement des sols reste l'un des paramètres les plus en vue et paradoxalement l'un des moins maîtrisés.

Les Techniques de fondations sur sols gonflants ne procèdent pas d'une autre logique que les fondations au sens large. La démarche initiale est la même :

- Identifier physiquement et mécaniquement les sols sur lesquels on construit.
- Définir les besoins de fondation de la construction.

En effet les deux étapes précédentes conduisent généralement à estimer le comportement du sol vis-à-vis d'une contrainte qui lui est appliquée, puis à modifier successivement cette contrainte, ou son niveau d'application, jusqu'à un comportement correct du sol en terme de tassement différentiels admissible par la structure.

Par contre dans le cas des sols gonflant, c'est le sol qui va appliquer une contrainte ou un mouvement ascendant aux fondations, contrainte et mouvement qui vont donc se transmettre à la structure. L'objectif devient alors la diminution de ces contraintes ou de ces mouvements pour qu'ils deviennent admissibles. Pour ce faire, il est possible d'agir :

✓ **Sur la structure** en essayant par exemple d'équilibrer les contraintes de gonflement par celles amenées par l'ouvrage.

✓ **Sur le sol** en essayant de modifier son comportement par traitement substitution ou tout autre aménagement possible. Mais les choses ne sont pas aussi claires d'une part on verra que les sols gonflants présentent souvent des phénomènes de gonflements s'il est assez aisé à identifier est difficile à quantifier surtout en fonction du temps enfin l'interaction sol-structure est beaucoup plus grande plus complexe que dans le cas du tassement. (Mouroux et al. ,1988)

Les essais d'identification des sols gonflants

La construction sur les sols fins gonflants nécessite une bonne campagne de reconnaissance, d'identification et de caractérisation de son pouvoir gonflant. Pour cela une mesure de laboratoire du taux et de la pression gonflement s'avère nécessaire afin d'en tenir compte dans le dimensionnement des fondations de l'ouvrage et de minimiser les risques d'endommagement.

Afin de prédire ce phénomène, plusieurs méthodes d'analyse et d'essais ont été proposées, dont les essais de gonflement, pour l'identification sont :

- 1- l'analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P94-057)
- 2- Les limites d'Atterberg (NF P 94-051)
- 3- L'essai au bleu (NF P 94-068)
- 4- L'essai de la teneur en CaCO₃ (NF X 31-106)

Cependant, ces méthodes concernent des régions bien spécifiques et restent donc non généralisées. (2EME J.E.S.G.TLEMCEN, 2005)

1.3. Pourquoi les sols gonflent-ils et se rétractent-ils ?

Le matériau argileux présente la particularité de voir sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau. Dur et cassant lorsqu'il est asséché, un certain degré humidité le fait se

transformer en un matériau plastique et malléable. Ces modifications de consistance peuvent s'accompagner, en fonction de la structure particulière de certains minéraux argileux, de variations de volume plus ou moins conséquentes : fortes augmentations de volume (phénomène de gonflement) lorsque la teneur en eau augmente, et inversement, rétractation (phénomène de retrait) en période de déficit pluviométrique marqué.

Les phénomènes de capillarité, et surtout de succion, sont à l'origine de ce comportement. Les variations de volume des sols argileux répondent donc à des variations de teneur en eau (on notera que des variations de contraintes extérieures – telles que les surcharges - peuvent, par ailleurs, également générer des variations de volume).

Tous les sols présentent la particularité de contenir de l'eau en quantité plus ou moins importante :

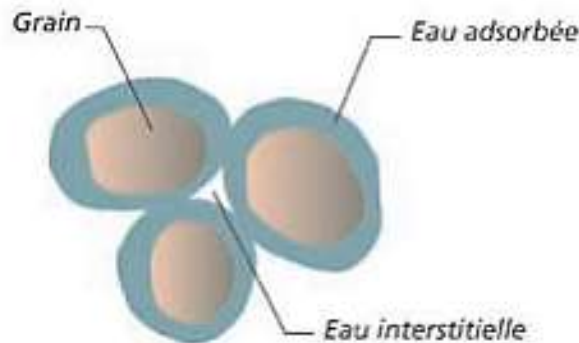


Figure 1.1 : Particule argileuse avec l'eau.

(http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html, consulté le 13/04/2012)

- de l'eau de constitution, faisant partie intégrante de l'organisation moléculaire des grains formant le sol ;
- de l'eau liée (ou adsorbée), résultant de l'attraction entre les grains et l'eau (pression de succion). On peut se représenter cette couche adsorbée comme un film visqueux entourant le grain ;
- une eau interstitielle, remplissant les vides entre les grains du sol (lorsque ceux-ci sont entièrement remplis, le sol est dit saturé).

La part respective entre ces différents « types » d'eau, très variable, dépend de la nature du sol et de son état hydrique. En fonction de cette répartition, les sols auront une réponse différente vis-à-vis des variations de teneur en eau. Plus la quantité d'eau adsorbée contenue dans un sol est grande, plus celui-ci est susceptible de « faire » du retrait.

(http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html, consulté le 13/04/2012)

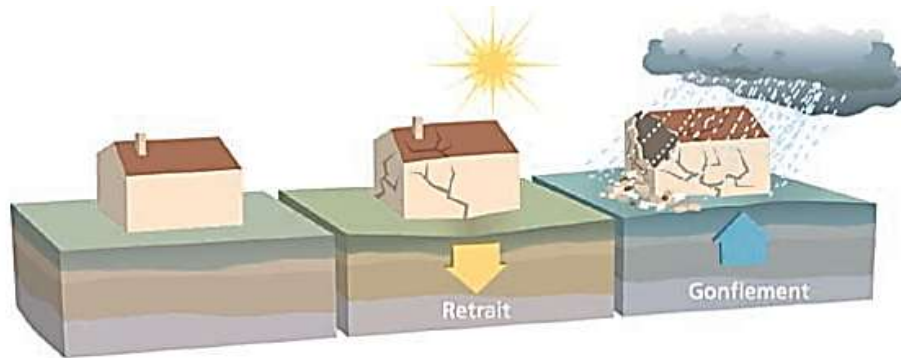


Figure 1.2 : l'état du bâtiment en présence du sol gonflant.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.4. Le gonflement et le retrait des sols

Le gonflement des sols naturels est spécifique à certains sols argileux et principalement aux variations de leur teneur en eau.

A teneur en eau constante il n'y a pas ou peu de variations de volume. au contraire indépendamment des variations de contraires extérieurs :

- ✓ Lorsque la teneur en eau augmente on observe un phénomène de gonflement
- ✓ Lorsque la teneur en eau diminue on observe un phénomène de retrait-tassement.

L'ensemble des zones géographiques où existe d'importantes variations et déficits saisonniers d'humidité présente donc des phénomènes de gonflements et retrait de certains sols argileux indépendamment des actions perturbatrices de l'homme de la construction ou de la végétation sur le sol.

Il faut également signaler que les états de surconsolidation des sols argileux dus à des pressions tectoniques ou des actions climatiques à fort gradient d'évaporation toutes deux anciennes et aujourd'hui disparues peuvent être la cause d'un potentiel latent de gonflement.

Les variations de volume de ces sols argileux ne sont pas seulement proportionnelles aux variations de leur teneur en eau c'est-à-dire à l'ampleur des cycles pluviométriques et des déficits hygrométriques facteurs climatiques qui par contre détermineront l'épaisseur de sol soumis à des variations de teneur en eau et donc à des variations de volume. Elles dépendent également pour une large part de la nature minéralogique des argiles qui composent ces sols et de proportion de ces différentes argiles entre elles mais aussi comme nous l'avons vu ci-dessus d'éventuelles séquelles géologiques d'actions antérieures. (Mouroux et al. ,1988)

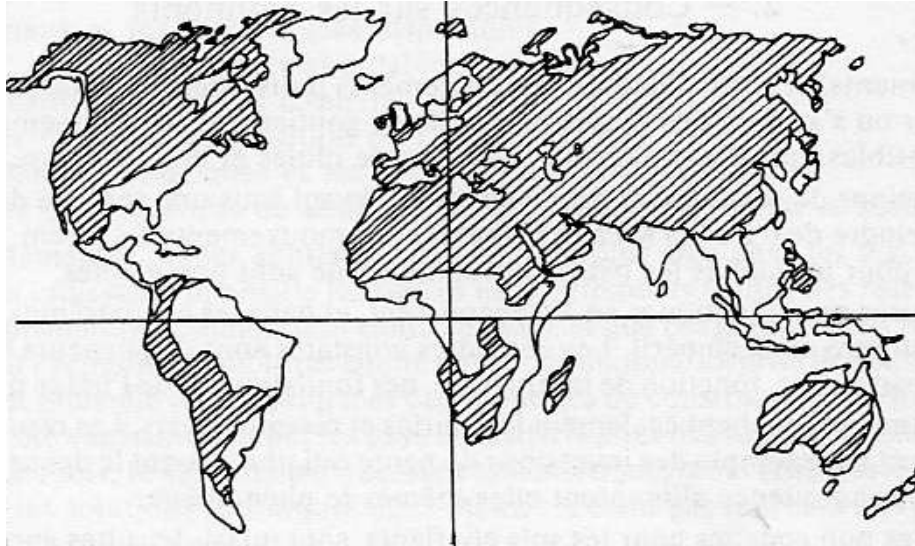


Figure 1.3 : Zone de déficit d'humidité, annuel ou saisonnier.
(Mouroux et al. ,1988)

1.5. Conséquences sur les bâtiments

Les bâtiments et particulièrement les logements individuels sont rarement conçus pour résister ou s'adapter pour aux cycles successifs de gonflement et de tassement des sols argileux sensibles qui accompagnent les cycles de pluies et de sécheresse.

Les pressions de gonflement développées par le sol sous une semelle de fondation peuvent atteindre de 0,2 à 0,5 MPa et l'ampleur des mouvements 5 à 20cm c'est-à-dire des valeurs pour lesquelles les bâtiments courants ne sont pas adaptés.

Des fissures caractéristiques en V apparaissent et dans les cas extrêmes la stabilité générale peut être mise en péril. Les désordres constatés sont de plusieurs types selon chaque cas particulier fonction de la structure des fondations et de l'usage du bâtiment

Les dommages touchent également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainage subissent par exemple des inventions de pente qui provoquent le débordement des drains et en conséquence alimentent elles-mêmes le phénomène. (Mouroux et al. ,1988)

Manifestation des désordres

Les désordres aux constructions pendant une sécheresse intense sont dus aux tassements différentiels du sol de fondation, pouvant atteindre plusieurs centimètres. Ils résultent des fortes différences de teneur en eau au droit des façades (zone de transition entre le sol exposé à l'évaporation et celui qui en est protégé) et, le cas échéant, de la végétation proche. L'hétérogénéité des mouvements entre deux points de la structure va conduire à une déformation pouvant entraîner fissuration, voire rupture de la structure.

La réponse du bâtiment sera fonction de ses possibilités de déformation. On peut en effet imaginer :

- une structure souple et très déformable, pouvant « suivre » sans dommage les mouvements du sol ;
- une structure parfaitement rigide (horizontalement et verticalement) pouvant résister sans dommage aux mouvements du sol du fait d'une nouvelle répartition des efforts.

Cependant, dans la majorité des cas, la structure ne peut accepter les distorsions générées.

Les constructions les plus vulnérables sont les maisons individuelles, notamment en raison de:

- leur structure légère et souvent peu rigide, et de leurs fondations souvent superficielles par rapport aux immeubles collectifs ;
- l'absence, très souvent, d'une étude géotechnique préalable permettant d'adapter le projet au contexte géologique.

La « construction-sinistrée type » est ainsi une habitation individuelle de plain-pied (l'existence d'un sous-sol impliquant des fondations assez largement enterrées, à une profondeur où les terrains sont moins sujets à la dessiccation), reposant sur des fondations inadaptées et avec présence d'arbres à proximité.

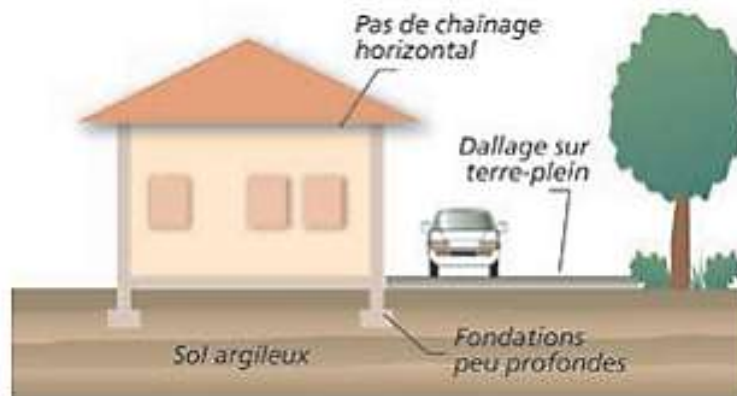


Figure 1.4 : Les désordres dus aux différents facteurs.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.5.1. Les désordres au gros-œuvre

- Fissuration des structures (enterrées ou aériennes). Cette fissuration (lorsque les fissures atteignent une largeur de 30 mm à 40 mm, on parle de lézardes), souvent oblique car elle suit les discontinuités des éléments de maçonnerie, peut également être verticale ou horizontale. Plusieurs orientations sont souvent présentes en même temps. Cette fissuration passe quasi-systématiquement par les points faibles que constituent les ouvertures (où que celles-ci soient situées - murs, cloisons, planchers, plafonds).

- Déversement des structures (affectant des parties du bâti fondées à des cotes différentes) ou décollement de bâtiments annexes accolés (garages,...)

(Http : www.efbeton.com, consulté le 13/04/2012)

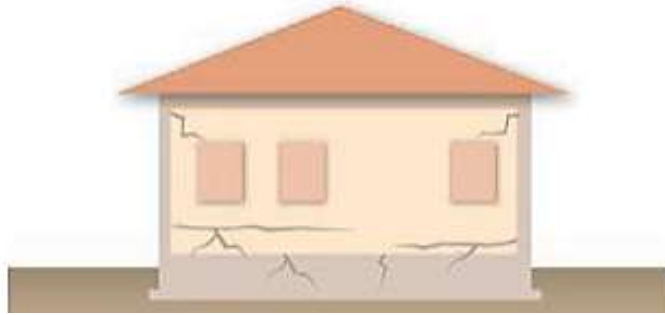


Figure 1.5 : Désordres à l'ensemble l'ossature.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

- Décollement, fissuration de dallages et de cloisons.



Figure 1.6 : Affaissement du plancher mis en évidence par le décollement entre plinthes et dallage - Maison Jourdan.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.5.2. Les désordres au second-œuvre

- Distorsion des ouvertures, perturbant le fonctionnement des portes et fenêtres.



Figure 1.7 : Désordres affectant une fenêtre.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

- Étirement, mise en compression, voire rupture de tuyauteries ou canalisations enterrées (réseaux humides, chauffage central, gouttières, etc.).

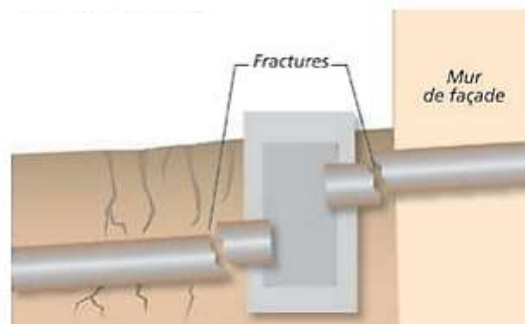


Figure 1.8 : Désordres affectant une conduite enterrée.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.5.3. Les désordres sur les aménagements extérieurs

- Décollement et affaissement des terrasses, trottoirs et escaliers extérieurs.

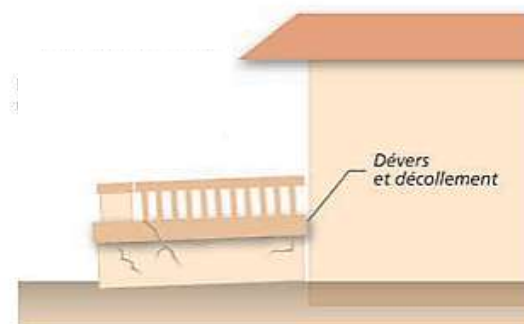


Figure 1.9 : Désordres affectant une terrasse.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

- Décollement, fissuration des dalles, carrelage des terrasses et trottoirs extérieurs.

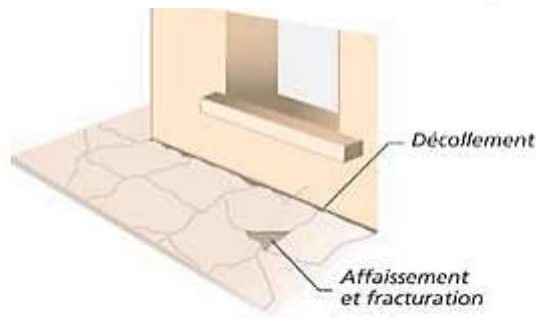


Figure 1.10: Désordres aux dallages extérieurs.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

- Fissuration de murs de soutènement.



Figure 1.11: Désordres affectant un mur de soutènement.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.6. Le coût des solutions techniques

Deux grands types de dispositions peuvent être adoptés pour construire sur sols gonflants :

1.6.1. Adapter la structure du bâtiment aux mouvements du sol

Pour qu'elle résiste ou qu'elle accepte la déformation par des joints et des articulations. La multiplication de ce type de liaisons contribue à diminuer la rigidité et le monolithisme du bâtiment et donc sa résistance de contreventement aux sollicitations sismiques en particulier. Ce type de disposition implique des technologies coûteuses et pas toujours fiables. L'option inverse de rigidification de la structure et difficilement applicable au logement économique d'un niveau mais envisageable dans les bâtiments de plusieurs niveaux.

1.6.2. Supprimer ou minimiser les mouvements du sol

Soit en limitant les variations de teneur en eau soit, en modifiant la sensibilité du sol au gonflement par une action physico-chimique soit enfin en déblayant simplement ces sols

gonflant sur la hauteur ou ils sont sujets à des variations hydriques trop importantes et en leur substitution alors un sol sain.

Dans certains cas la solution la plus économique sera évidemment de ne pas construire sur des sols, mais ce choix n'est pas toujours possible

Ces différentes dispositions n'ont pas toutes la même efficacité d'un bâtiment à l'autre d'un sol à l'autre et représentent surtout des investissements extrêmement différents et variables d'un cas à un autre et d'un pays à l'autre.

Il n'existe pas de solution « miracle » et les surcoûts des solutions techniques croissent beaucoup plus vite que leur efficacité. De plus surcoûts relatifs sont d'autant plus élevés que les bâtiments sont légers et/ ou de faible hauteur. Pour le maître d'ouvrage et le constructeur il faut donc d'abord définir le seuil de dommage et le surcoût de construction acceptables. L'adéquation de ces deux contraintes doit guider le choix d'une solution technique.

Pour que ces techniques soient utilisables il faut qu'elles prennent en compte :

- Les matériaux et les technologies disponibles.
- Les coûts qui doivent rester abordables
- La qualification de la main-d'œuvre.
- Les modes de vie et d'utilisation de l'habitat.
- Les contraintes climatiques et les spécifique pédologiques.
- Les limites des exigences de confort sans que soit compromise la sécurité. (Mouroux et al. ,1988)

1.7. Disposition pour la mise en place de fondation sur sols gonflants

Avant toute présentation de techniques spécifiques, il faut bien comprendre cette règle d'or. « Eviter e tout prix les variations differentieles de teneur en eau sous la construction ansi qu'a son voisinage immediat .»

1.7.1. Ce qu'il ne faut pas faire

On peut considérer que tous les cas qui vont suivre font partie également d'un ensemble de règle d'or même s'ils ont un aspect négatif.

1.7.1.1. Penser que l'on peut toujours équilibrer une pression de gonflement par une égale pression de fondation

Dans le cas de bâtiment légers sur semelle isolée de petite dimension même à pression égale vu la répartition et la diffusion des contraintes dans le sol les niveaux semi profonds ne sont pas équilibrés par la pression des fondations.

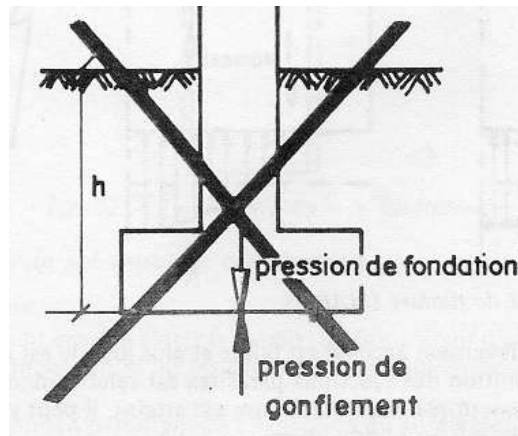


Figure 1.12 : Faux équilibre de pression

(Mouroux et al. ,1988)

1.7.1.2. Poser des drains près des fondations

En pensant que l'on pourrait ainsi stopper ou limiter les apports d'eau dans l'argile mais il faut bien voir :

Qu'une argile ne se draine pas par simple gravité

Sauf technologies coûteuses et entretien les drains se colmatent et constituent souvent des réserves d'eau qui vont alimenter le gonflement.

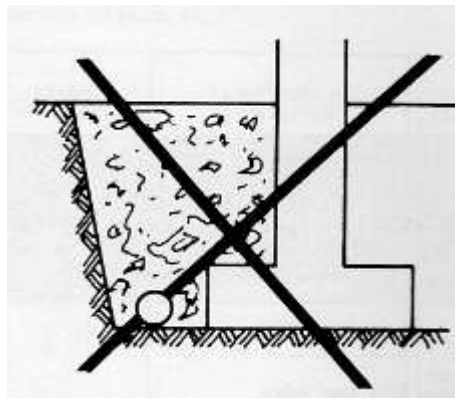


Figure 1.13: Drainage dangereux.

(Mouroux et al. ,1988)

1.7.1.3. Pensé que l'on peut résister aux pressions de gonflement par la rigidité de la structure

- Dans le cas de certains sols gonflants comme le B.C.S. (Black Cotton Soils), les pressions de gonflement atteignent plusieurs centaines de kPa et aucune structure béton courante ne peut accepter les moments de flexion qui en résultent.

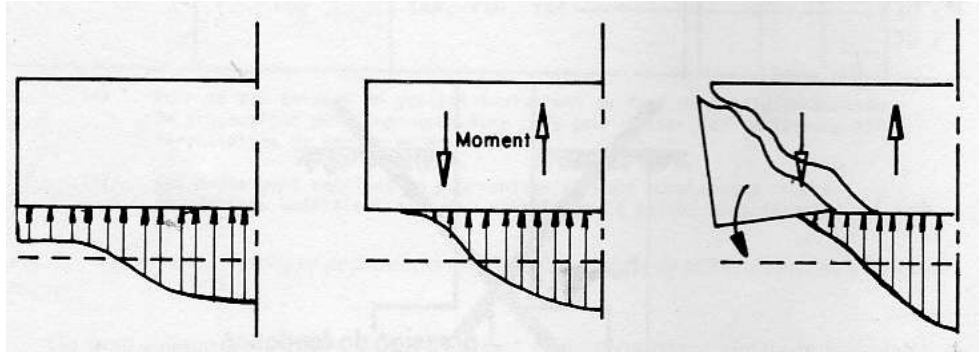


Figure 1.14 : Processus de rupture.
(Mouroux et al. ,1988)

Plus le soulèvement accepté est faible et plus grande est la pression à laquelle il faut résister. L'évolution des réactions parasites est relativement lente et progressive, mais lorsque le moment résistant maximum est atteint, il peut y avoir rupture brutale.

- Cette solution par rigidification n'est valable que si $\sigma_g < 100 \text{ k Pa}$ et pour des structures de grande hauteur (R+5).

1.7.1.4. Se fonder par puits courts jusqu'à un niveau non gonflant mais sans précaution sur le fut du pieu.

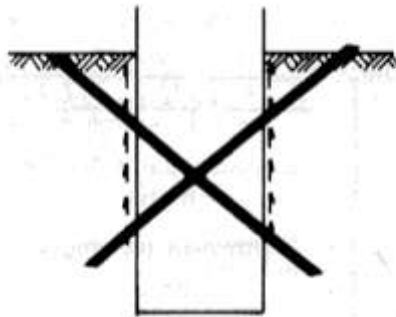


Figure 1.15 : Risque de frottement latérale ascendant.
(Mouroux et al. ,1988)

1.7.1.5. Se fonder correctement sur puits court

Mais en posant les dallages directement sur le sol. Nécessité d'une structure portée d'une structure portée et d'un vide sanitaire très largement dimensionné.

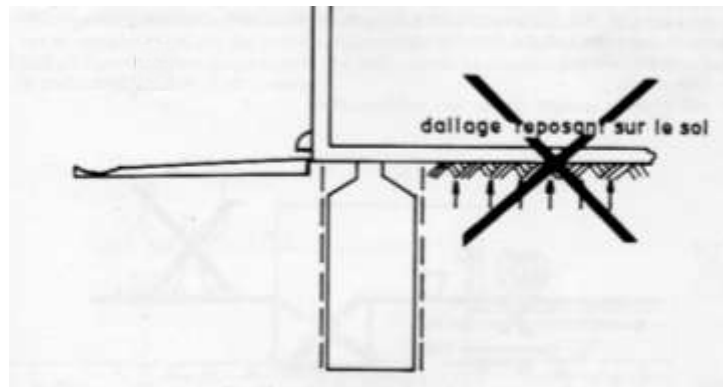


Figure1.16 : Importance de vide sanitaire.
(Mouroux et al. ,1988)

1.7.1.6. Humidifier le sol avant la construction

Disposition variable :

- seulement si l'on peut ensuite éviter le retrait ,le risque étant d'autant plus grand que le gonflement a été important ,d'où les dispositions d'imperméabilisation de la figure8 (disposition constructive générale).
- seulement si l'on connaît parfaitement l'évolution du gonflement dans le temps avec la profondeur ; ce qui suppose une étude particulière complète (souvent difficile dans les P.E.D.

1.7.1.7. Traiter le sol à la chaux uniquement en surface

Cela ne change rien au gonflement des couches semi-profondes et ne constitue pas une barrière à l'eau vis-à-vis de ces couches.

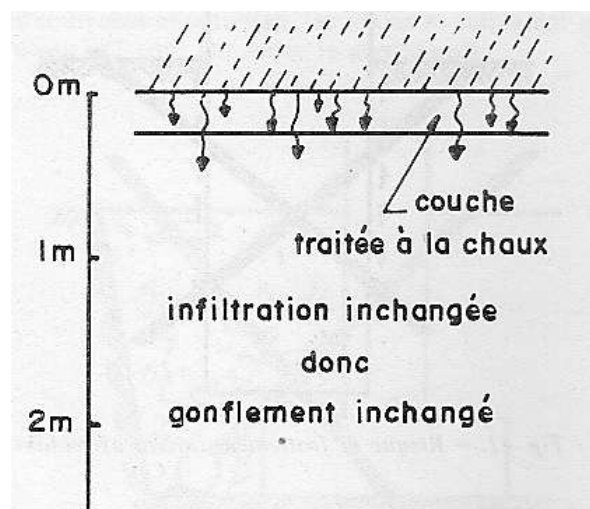


Figure1.17 : Traitement de surface à la chaux.
(Mouroux et al. ,1988)

1.7.1.8. Les dispositions constructives aggravantes

Réseaux (AE, EP, EU) rigidement solidaires des structures ; rupture, fuites, infiltrations et augmentation des mouvements.

-Cave partielles.

-Plantation.

Remarque : Une structure adaptée aux sols gonflants ne se réduit pas uniquement à des fondations adaptées. (Mouroux et al. ,1988)

1.7.2. Les dispositions à retenir

A l'inverse, on retiendra alors les règles suivantes

1.7.2.1. Suppression de toute arrivée ou retrait d'eau

-Pas de végétation pouvant avoir une influence au niveau des fondations.

-Pas de flux de chaleur : fours...

-Pas de rupture de canalisation, en particulier au passage entre la construction et l'extérieur (voir ci-après les dispositions constructives).

-Pas de fuite de réservoir.

-Empêcher les écoulements par les fissures dans les argiles si la pente est relativement forte.

1.7.2.2. Création d'un « trottoir » imperméable périphérique relié de façon souple à la construction avec pose d'un acrotère permettant d'éviter que l'eau pluviale ne s'infilte entre le trottoir et la face du mur.

1.7.2.3. Pose d'une membrane imperméable sous les remblais éventuels servant d'assise aux dallages intérieurs

1.7.2.4. Réalisation de ces aménagements : à la fin de la saison pluvieuse si possible

Les dispositions consistant à imperméabiliser le sol sur une surface suffisante contenant la construction pourrait être également valable pour les routes. Malheureusement, les membranes imperméables coutent cher pour de grandes surfaces et les tentatives de remplacement par des produits bitumineux n'ont pas conduit à de bons résultats, compte tenu de la fissuration progressive de la couche. La solution peut alors résider dans le traitement des sols. (Mouroux et al. ,1988)

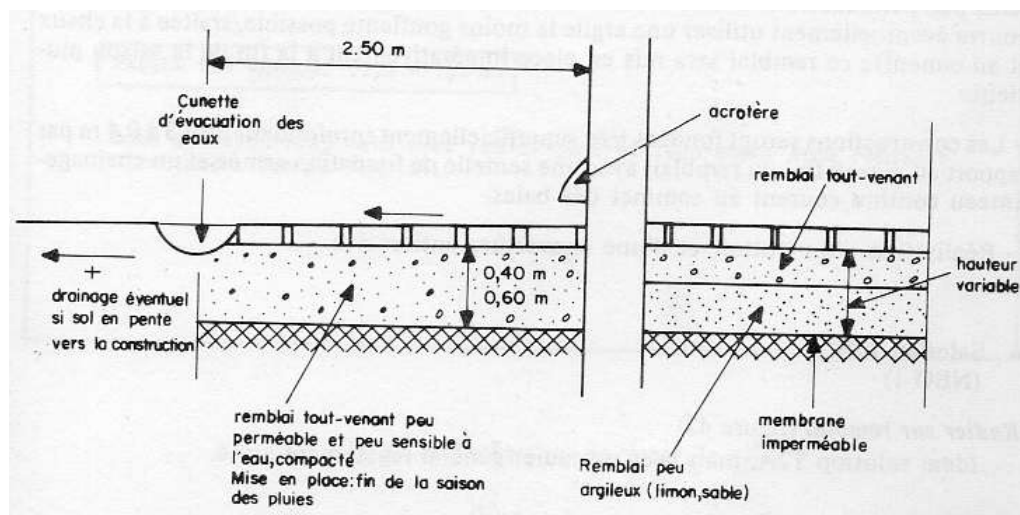


Figure 1.18 : Dispositives constructives générales.
(Mouroux et al. ,1988)

1.8. Comment construire sur un sol sensible au retrait-gonflement

Dans les communes dotées d'un Plan de Prévention des Risques naturels (PPR) qui prend en compte spécifiquement le phénomène de retrait-gonflement des argiles, les mesures à respecter dans chacune des zones réglementées sont celles qui sont définies par le règlement du PPR.

- **Les fondations sur semelle doivent être suffisamment profondes** pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible à l'évaporation. A titre indicatif, on considère que cette profondeur d'ancrage, qui doit être au moins égale à celle imposée par la mise hors gel, doit atteindre au minimum 0,80 m en zone d'aléa faible à moyen et 1,20 m en zone d'aléa fort. Une construction sur vide sanitaire ou avec sous-sol généralisé est préférable à un simple dallage sur terre-plein. Un radier généralisé, conçu et réalisé dans les règles de l'art, peut aussi constituer une bonne alternative à un approfondissement des fondations.
- **Les fondations doivent être ancrées de manière homogène** sur tout le pourtour du bâtiment (ceci vaut notamment pour les terrains en pente (où l'ancrage aval doit être au moins aussi important que l'ancrage amont) ou à sous-sol hétérogène. En particulier, les sous-sols partiels qui induisent des hétérogénéités d'ancrage sont à éviter à tout prix.
- **La structure du bâtiment doit être suffisamment rigide** pour résister à des mouvements différentiels, d'où l'importance des chaînages horizontaux (haut et bas) et verticaux.
- **Deux éléments de construction accolés**, fondés de manière différente ou exerçant des charges variables, doivent être désolidarisés et munis de joints de rupture sur toute leur hauteur pour permettre des mouvements différentiels.

Les canalisations enterrées d'eau doivent pouvoir subir des mouvements différentiels sans risque de rompre, ce qui suppose notamment des raccords souples au niveau des points durs.
(Http : www.efbeton.com, consulté le 13/04/2012)

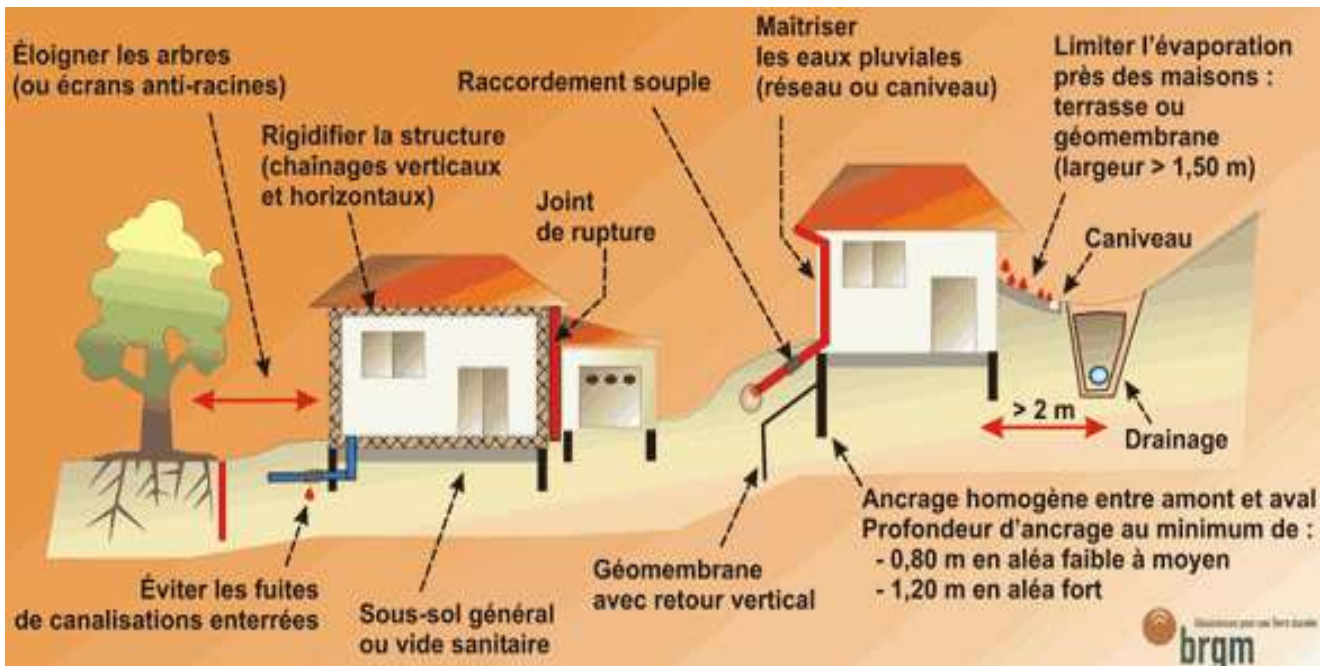


Figure1.19 : Dispositives préventives.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012)

1.9. Conclusion

Les dispositions préventives généralement prescrites pour construire sur un sol argileux sujet au phénomène de retrait-gonflement obéissent aux quelques principes, sachant que leur mise en application peut se faire selon plusieurs techniques différentes dont le choix reste de la responsabilité du constructeur. Ce sont les conséquences néfastes du gonflement des sols sur les ouvrages qui ont incité les chercheurs et les ingénieurs à trouver des remèdes et des solutions aux différents problèmes du sol.

La prévention c'est tout ce que l'on peut faire avant qu'un phénomène de gonflement et de retrait problème n'arrive, pour l'empêcher justement d'arriver. Il s'agit donc d'alerter, d'attirer l'attention, de signaler, d'informer, de sensibiliser, de prévenir.

Dans le cas de la réhabilitation, Un sinistre consécutif au phénomène de retrait-gonflement des argiles peut entraîner des coûts de réparation très lourds et peut même, dans certains cas, aboutir à la démolition du bâtiment lorsque les frais nécessaires à son confortement dépassent la valeur de la construction.

Les nouveaux projets de construction doivent prendre en compte d'aléa retrait-gonflement qui peut contribuer à attirer l'attention des maîtres d'ouvrage sur la question. Cependant, pour déterminer avec certitude la nature du terrain situé au droit de la parcelle et adapter au mieux les caractéristiques de la construction aux contraintes géologiques locales, une étude géotechnique menée par un bureau d'études techniques spécialisé constitue la mesure a priori la plus sûre.

L'élaboration du cahier des charges détaillé de l'étude de sol préalable à une construction sur terrain argileux sujet au phénomène de retrait-gonflement reste du ressort du géotechnicien qui l'adaptera pour tenir compte des spécificités du terrain de construction (géologie, topographie, hydrogéologie, végétation, etc.) et de la nature du projet envisagé.

A titre indicatif, les objectifs d'une telle étude sont a priori les suivants :

- Reconnaissance de la nature géologique et des caractéristiques géométriques des terrains d'assise ;
- Caractérisation du comportement des sols d'assise vis à vis du phénomène de retrait-gonflement ;
- Vérification de l'adéquation du mode de fondation prévu par le constructeur avec les caractéristiques et le comportement géotechnique des terrains d'assise ;
- Vérification de l'adéquation des dispositions constructives prévues par le constructeur avec les caractéristiques intrinsèques du terrain et son environnement immédiat.

Les conclusions de cette étude serviront à prescrire les dispositions constructives adaptées aux caractéristiques du terrain et au projet de construction. Elles permettront notamment de définir le type et la profondeur requises pour les fondations, ainsi que la nature des aménagements extérieurs spécifiques à prévoir.

Chapitre 2:

Connaissance de l'état de fait De l'Ecole Houari Boumediene

2.1. Introduction

Tout ouvrage bien conçu, doit alors supporter, sans faiblir, les charges auxquelles il est soumis. Pourtant, de nombreux ouvrages, ne manquent pas de poser le problème de sinistralité. Les mêmes problèmes réapparaissent régulièrement dans des ouvrages comparables placés dans des conditions semblables. Ceci donne à penser que la sinistralité résulte de l'emploi involontaire mais répété de dispositifs de construction, inappropriés, de méthodes de conception ou d'exécution mal adaptés ou des deux à la fois. Cet état de fait est souvent le résultat d'absence de coordination entre les différents actants de la construction.

Les dommages signalés au niveau du Cem Houari Boumediene situés dans la région de Sidi-Abdelli par des visites sur site concernant l'ouvrage dégradés sont très essentielles pour reconnaître la nature des désordres, de décrire leur localisation et d'analyser leur évolution et enfin d'arriver aux facteurs caractérisant les problèmes touchant la région.

Notre méthodologie est divisée en 2 parties :

- i) Des visites sur site, plus une approfondi des documentations (rapports géotechnique et d'expertise, l'historique du Cem), des relevées photographiques.
- ii) Le diagnostic qui est basé sur l'observation visuelle, les mesures des relevées, l'application des essais au scléromètre et les plaques témoins.

La notion de réhabilitation est donc importante et employée à bon escient car elle intègre la possibilité de concevoir un projet qui comporte la notion de reconversion tout en maintenant à la fois l'exigence d'une rénovation qui respecte la nature et les caractéristiques des bâtiments anciens et du bâti existant en général.

Préalablement à la prise de décisions, il sera indispensable d'avoir une bonne connaissance de la zone sur laquelle on souhaite d'étudier, et de détecter ses points forts et ses déficiences, comme base préalable à la discussion et à la détermination de priorités d'objectifs d'action.

Cette découverte de la zone s'effectuera grâce à l'élaboration d'un ensemble d'études multisectorielles, à la connaissance des nécessités et attentes des résidents et usagers ainsi qu'au cadre légal en vigueur dans le domaine affecté par la réhabilitation.

La réhabilitation d'un bâtiment, quant à elle, consiste « à effectuer des travaux d'amélioration générale, ou de mise en conformité d'un logement ou d'un bâtiment avec les normes en vigueur (normes de confort électrique et sanitaire, chauffage, isolation thermique et phonique, équipement de confort, etc.) ». Tout particulièrement, et contrairement à la rénovation, la réhabilitation peut comporter un changement de destination de l'ouvrage. Cette notion de possible reconversion est importante dans le cadre d'une intervention sur un bâtiment ancien et de son maintien (sauvegarde).

Enfin, on parlera également de réhabilitation lorsque la rénovation est poussée en termes de travaux techniques et réglementaires.

Le choix des mots dans une telle sensibilisation est important ; aussi est-il nécessaire d'en préciser le sens au de but de cet article. Un « sinistre » est, d'après le dictionnaire, un fait dommageable pour soi-même ou pour autrui, de nature à mettre en jeu la garantie d'un

assureur. Ce terme, juste dans le cas d'accidents corporels, paraît exagéré dans la plupart de ses applications. Nous serions tentés de le remplacer par « désordres », d'autant que les plus grands effondrements deviennent heureusement rares (à l'exception de ces dernières années !), alors que les petits incidents se multiplient.

Afin d'éviter ces désordres, ces accidents, ces maladies, il faut prendre un ensemble de mesures : c'est le rôle de la « prévention ». Mais pour atteindre cet objectif, la connaissance du processus entraînant les sinistres ou les désordres est essentielle. C'est la raison d'être de la « pathologie » (pathos = souffrance, logos = sciences) qui est, nous cite le dictionnaire « la science des causes et des symptômes des maladies ».

2.2. Pourquoi réhabiliter et pour qui réhabiliter

La réhabilitation est une opération qui nécessite la gestion de situation très complexe, car lorsqu'on décide de réhabiliter il faut savoir pourquoi et pour qui réhabiliter, il est en effet apparu que la réhabilitation soulevait des enjeux très différents selon les contextes. Parfois, les enjeux sont d'ordre démographique et social : il s'agit d'offrir de bonnes conditions d'habitat à une population attachée à son bien, et dont le déplacement risquerait de fragiliser son équilibre social. Inversement, d'autres opérations visent à renouveler le peuplement de certains secteurs en attirant de nouvelles catégories d'occupants (étudiants, jeunes ménages, personnes âgées...). Cette mobilité est alors recherchée, dans un objectif de mixité sociale et de régulation du marché du logement.

La mise à jour de ces enjeux est aujourd'hui considérée comme un travail préalable indispensable à l'engagement d'une opération de réhabilitation. Ce pendant les maîtres d'ouvrage doivent réaliser des études préalables approfondies des objets d'étude et la conduite de phase de concertation afin de parvenir à une définition des objectifs, la concertation est nécessaire entre tous les acteurs concernés par l'opération (propriétaires privés et publics, élus locaux, représentants des habitants, services de l'Etat, travailleurs sociaux, commerçants, artisans...).

Dans tous les cas, le dialogue avec la population est au cœur de cette démarche. Qu'ils soient locataires ou propriétaires, les habitants peuvent en effet, par leur collaboration ou leur résistance au projet, influe de manière déterminante sur le déroulement du chantier, et donc sur le résultat final de l'opération.

2.3. Principes méthodologiques de la réhabilitation

La conduite de projet est devenue l'un des outils essentiels de la réhabilitation d'une structure. Dès lors que la décision d'intervention est prise, une mission est confiée à une équipe pluridisciplinaire, qui va conduire une série d'investigations sur le site en vue de faire émerger des scénarios d'intervention. Le principe repose sur une démarche séquentielle où l'on ne peut passer à une phase tant que la précédente n'a pas abouti. La participation et l'adhésion de tous les acteurs sont nécessaires à la réussite du projet. Cette connaissance passera par trois phases principales à savoir le pré-diagnostic, les études pluridisciplinaires et le diagnostic :

2.3.1. Le pré diagnostique

Le pré diagnostique est très important pour bien connaître les phénomènes qui agissent sur le bâtiment. C'est le point de départ de chaque opération de réhabilitation, il consiste en une première approche du bâtiment, de ses valeurs et de ses problèmes qu'ils soient constructifs, de stabilité ou autres, grâce à une inspection oculaire au cours de laquelle on tente de découvrir le système constructif utilisé, les valeurs architecturales qui le caractérisent et les pathologies qui l'affectent.

Dans notre cas le Cem « Houari Boumediene » à Sidi-Abdelli a subi des dégradations importantes, l'étape du pré-diagnostic a été marquée par la constatation des désordres et la recueil des données : tel que la consultation des sources documentaires comme le rapport du sol (au niveau du laboratoire des travaux publics ouest « L.T.P.O » de Tlemcen) rapport

d'expertise(au niveau du contrôle technique de la construction ouest « CTC »de Tlemcen),, références cartographiques , géologiques, topographiques , géotechniques (cartes et plans des projet fin d'étude précédent qui sont détaillé de leur implantation et de leur densité dans le territoire et aussi auprès des spécialistes du domaine)identification des différentes interventions et processus de transformation en coordination avec l'historique et reconnaissance des travaux antérieurs auprès des agent du territoire(LAPC de Sidi-Abdelli, les enseignants du Cem)et d'autre tel que la direction de l'Education de la wilaya de Tlemcen, suivi de la visite du site pour faire des relevées ,la prise des photos et noter l'inclinaison et les dimensions des fissures (angle et ouverture) aussi pour noter l'état générale de la superstructure. (http://www.ummt0.dz/IMG/pdf/communication_rouen_soukane.pdf consulté le 13/03/2012)

2.3.2. Le diagnostic

L'étape du diagnostic est un travail de synthèse et de réflexion qui est fondé sur l'étude du pré-diagnostic ou on peut déjà avoir une première compréhension du bâtiment, tout en détectant ses déficits et ses potentiels. Le but du diagnostic est de compiler les informations relatives au projet, et évaluer l'état de conservation du bâtiment et d'en déterminer les remèdes, ainsi que les besoins des habitants sur la base de cette première évaluation on peut avoir une vision globale du bâtiment et confirmer les hypothèses envisagées au début des études pluridisciplinaires à travers des observations et des test), à la fin de cette étape il est nécessaire de dresser un rapport afin de fixer l'information.

Il faut que la visite et le contrôle de l'état des composants d'une structure sont réalisés dans l'ordre ascendant : fondations et vides sanitaires, éléments porteurs verticaux, éléments de structure horizontaux(poutres, planchers, ...) et en dernier la charpente. Donc en peut dire que le diagnostic détaillé s'intéresse à l'auscultation attentive des éléments de construction particuliers. (http://www.ummt0.dz/IMG/pdf/communication_rouen_soukane.pdf consulté le 13/03/2012)

2.3.3. Etudes pluridisciplinaires

Phase de recueil de données (Projet Réhabimed, 2005), c'est l'ensemble des études engagées afin de comprendre l'œuvre dans sa consistance historique, esthétique, culturelle, physique etc. Elles mettent également en œuvre certaines études spécifiques, déterminées par le pré-diagnostic en particulier pour les désordres observés telle que :

- L'étude historico-critique et socio-économique ;
 - Le relevé : relevé graphique complet de l'édifice y compris les installations, les structures. Le relevé comprend également le relevé des désordres (fissures, humidité, perte de matières ou altération, le relevé des abords de l'édifice (analyse du sol, de l'air...)) ;
 - Etude des structures, des installations et des matériaux de construction.
- (http://www.ummt0.dz/IMG/pdf/communication_rouen_soukane.pdf consulté le 13/03/2012)

2.4. Données générales sur le site

2.4.1. Situation géographique

La région de Sidi-Abdelli, est caractérisées par un climat semi-aride tempéré doux cette ville se situe à une altitude moyenne de 450 mètre environ. Géographiquement, il s'agit d'une région limitée : au nord par Ain-Kehal, à l'Ouest par Ben-Sekrane, à l'est par Sidi-Alli-Bousidi. Elle est à mi-chemin entre les villes de Tlemcen et de Ain-Temouchent. De la même manière, elle proche de l'agglomération de Sidi-Bel-Abbès (voir le plan de situation de la ville de Sidi-Abdelli). (BADAOUI et Al,1996)

2.4.2. Situation topographique

D'après de la carte topographique de la région de Sid-Abdelli nous percevons qu'elle est située à une altitude variant entre 400 et 600 mètre sur le bassin de Tlemcen.

Elle est limitée au nord-ouest par les monts des Traras, se trouvant sur des collines faisant partie du bassin de Tlemcen. Tandis qu'au sud par le pied nord des monts de Tlemcen. (BADAOUI et Al ,1996)

2.4.3. Géologie

La géologie cherche à préciser les propriétés du sol afin que l'ingénieur puisse en tenir compte. Dans notre cas de travail et à partir des résultats de sondage effectuer en sein de laboratoire une seule formation géologique compose les sols en place (sol du Cem), représentée par des marnes bicolores (jaunâtres à verdâtres), tendres à pâteuses, de consistances moyennement raide, présentant un niveau sableux (fine passée), recouvre l'assiette du projet. Selon la carte géologique de l'Algérie à l'échelle 1/500.000e, le site du Cem « Houari Boumediene » repose sur les marnes du Miocène ; ce que confirme les configurations géologique des sols rencontrés. (BADAOUI et Al, 1996)

Marnes du Miocène

L'Ouest algérien, par la forte présence de marnes et d'argiles, en grande partie d'âge miocène, et aussi par la variation de leurs teneurs en eau, présente un certain nombre de pathologies dues aux caractères compressibles et expansifs de beaucoup de ces matériaux.

Les formations étudiées, à savoir les marnes du Miocène, ont un comportement mécanique légèrement à très préjudiciable, et nécessitent, pour tout projet des études géotechniques ponctuelles. Ces matériaux possèdent une rigidité moyenne qui pourrait favoriser une répartition homogène des contraintes sur le sol de fondation (sous certaines conditions), mais présentent, par ailleurs, une sensibilité moyenne à forte, et aux déformations permanentes (caractéristiques de compressibilité moyennes à élevées) sous l'effet d'une surcharge, et aux changements de volume sous l'effet des variations d'humidité (gonflement-retrait). Ainsi, et en vue d'assurer une pérennité et une résistance adéquate aux ouvrages projetés, il est recommandé de faire un choix de techniques et procédés de construction spécifiques pour ce type de sols. (MOUROUX et Al, 1988)

2.4.4. La géotechnique

A partir des essais réalisés par le L.T.P.O ouest on a pu savoir que les sols de l'école fondamentale Houari Boumediene à Sidi-Abdelli sont composés d'une marne bicolore (jaunâtre à verdâtre) tendre pâteuse, de consistance molle à moyennement raide présentant des niveaux sableux (fines passées) appartenant à la période géologique du miocène et caractérisée par : une plasticité élevée à très forte une compressibilité partielle élevée et un potentiel de gonflement-retrait élevé à fort, la classant dans la catégorie des sols gonflants dont les conséquences des variations saisonnières de l'état d'humidité et des mouvements alternatifs qui s'ensuivent (soulèvement par gonflement) et (tassement par effet de retrait), entraîne généralement des désordres multiples aux structures légères fondées superficiellement. Il ne faut pas oublier que la géotechnique n'a pour but que de décrire le sol avec toutes les subtilités que cela peut comporter afin de permettre la réalisation de fondations satisfaisantes. (CAMBEFORT, Paris 1971)

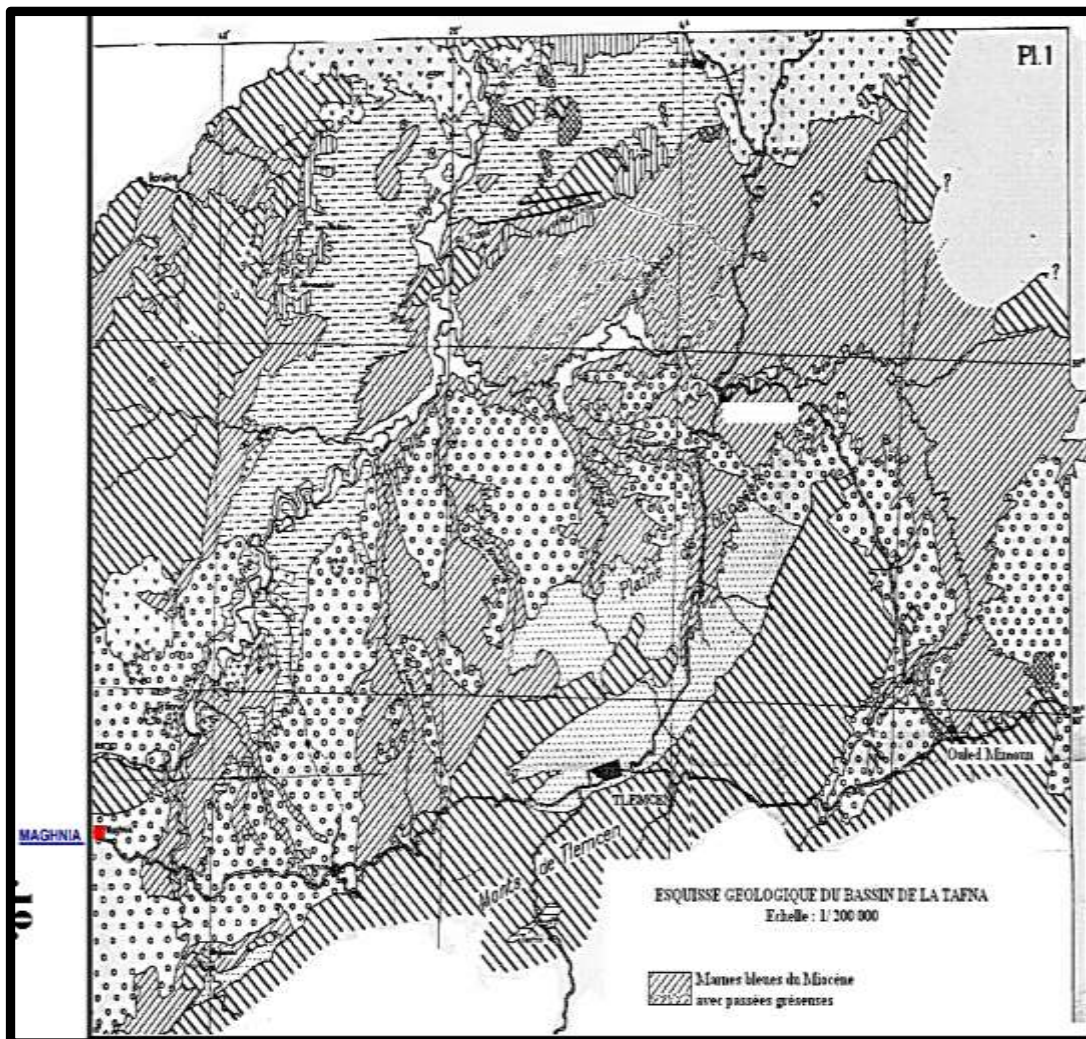


Figure 2.1 : Cartographie des marnes du miocène de l'ouest algérien.
(ALLAL, 2007)

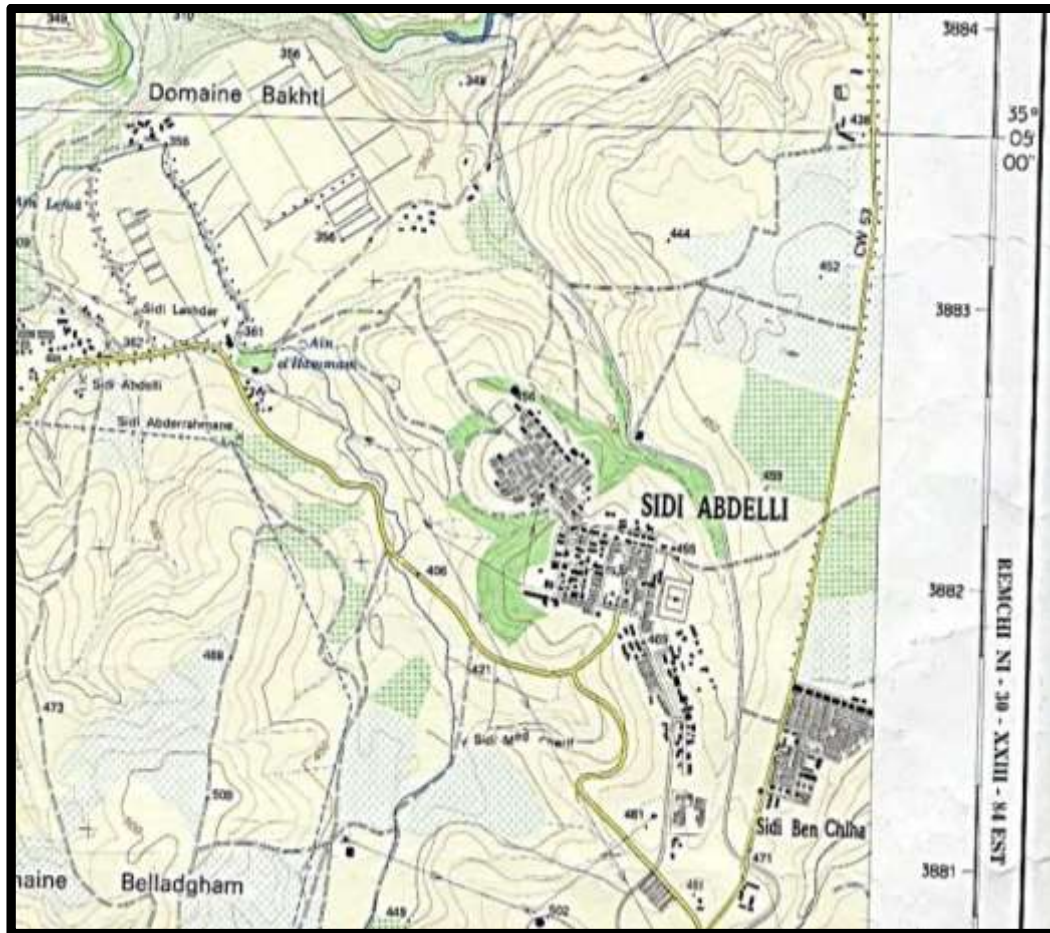
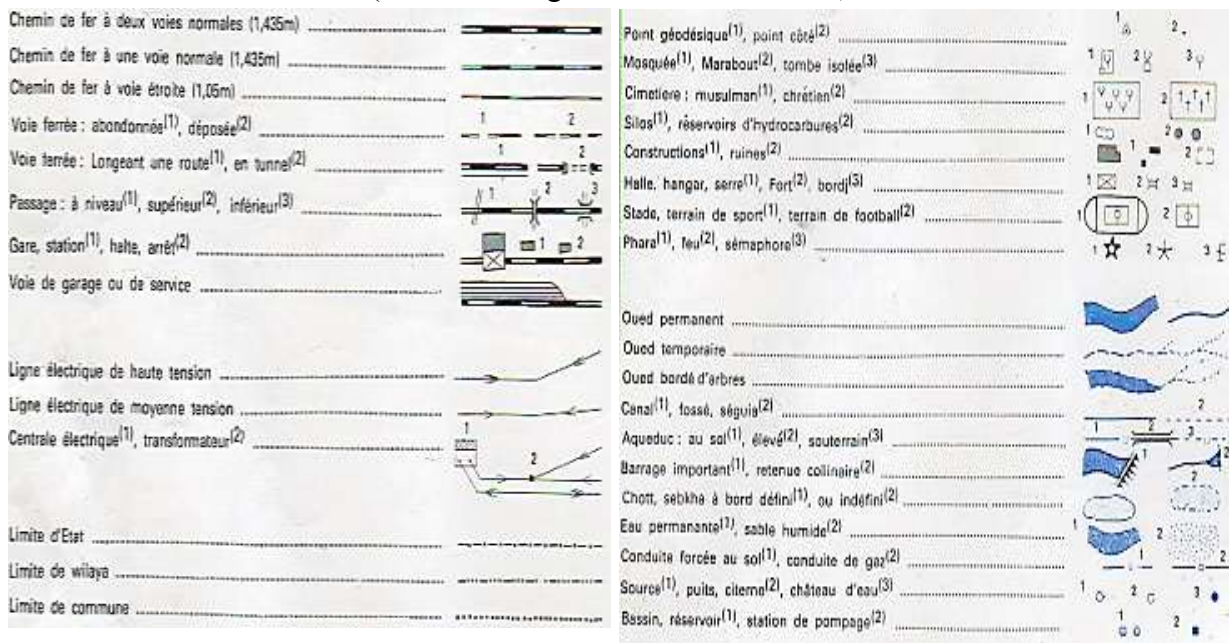


Figure 2.2 : Carte topographique et géographique de Sid-Abdelli.
(Carte de l'Algérie : échelle 1/20000)



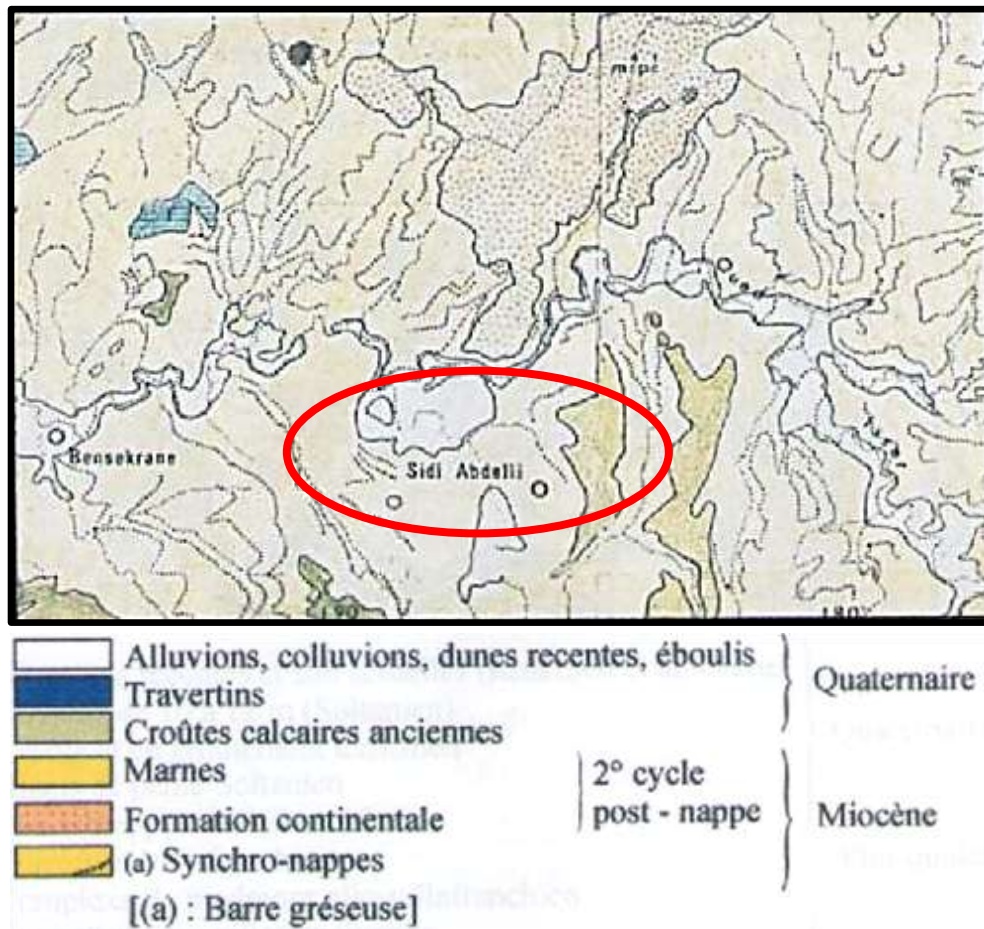


Figure 2.3 : Carte géologique de Sid-Abdelli.
Ech.1/100 (P.Guardia)

2.5. Description du Cem «Houari Boumediene» de Sidi-Abdelli

2.5.1. L'historique

L'établissement « Houari Boumediene » est située en plein centre de la ville de Sidi-Abdelli, elle est construite sur les restes d'une ancienne maison coloniale (une ferme de monsieur Janneau) durant la période s'étalant de 1964 à 1967, le premier bloc bâtie est le bloc du côté Ouest (école primaire).

En 1967 ils ont ajouté un nouveau bloc sur le côté Nord du l'école, en suite en 1980 l'école fondamentale « Houari Boumediene » a été transformé en Cem. Le séisme d'Ain-Temouchent le 22 décembre 1999 a causé la ruine de certaines classes sur le bloc Est du Cem. Cette structure est divisionnaire, c'est à dire que chaque bloc est indépendant et construit par tranche et dans des différentes périodes, certains blocs de ce Cem ont été réalisés après la date de création du Cem 09/09/ 1982 tel que le bloc administratif sur le côté Est Sud.

En 2002 et suite à la demande formulée par la direction de l'Education de la wilaya de Tlemcen, le bloc administratif a subi des désordres importants suite au mauvaise nature de sol ce qui a amené le L.T.P.O en collaboration avec le CTC ouest à décider de le démolir et le reconstituer mais malheureusement après la construction du nouveau bloc administratif, des fissures apparurent dans les parois extérieures et intérieurs d'un seul bureau.

Aujourd'hui trois classes au premier niveau collées avec le bloc administratif ne sont pas en service suite à la demande de CTC ouest car les désordres sont importants et peut causer des dégâts dangereux, c'est notre bloc choisi pour l'étude car c'est le bloc le plus endommagé, et on a trouvé plusieurs pathologies remarquables (fissure, corrosion, humidité, ouverture de joint, carbonatation) et vue la nature du sol (sol gonflant) qui sont intéressantes en point de vue d'étude et d'analyse.

2.5.2. Situation

Le CEM « Houari Boumediene » est situé dans la commune de Sidi Abdelli, notre projet est implanté au plein centre de la ville de Sidi-Abdelli ou il est entouré par des bâtiments d'habitation dans les trois coté : Nord, Est, Sud avec des lignes de séparations pour la circulation, sauf au côté Ouest, il est au voisinage immédiat avec une habitation, au côté Sud Est en trouve la mosquée comme il est indiqué dans le plan de situation. Le bloc administratif a été réalisé en 2002 dans le cadre de l'extension du Cem car ils n'avaient l'administration que dans des classes.

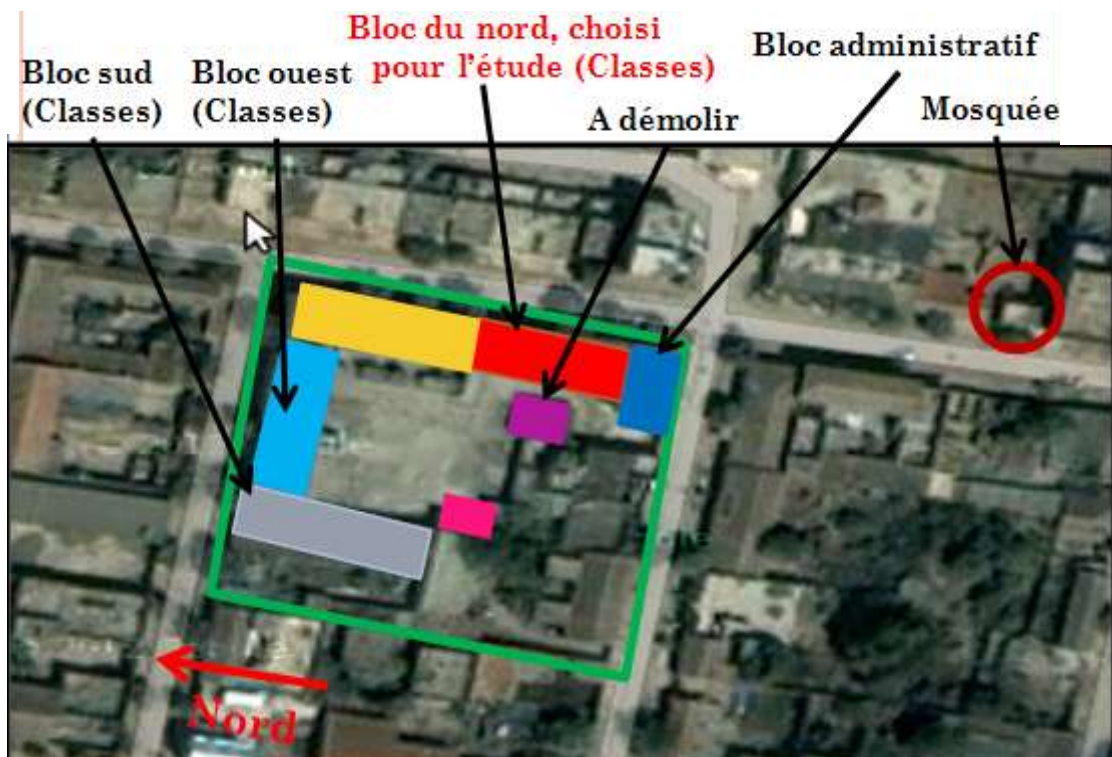


Figure 2.4 : Plan de situation du Cem (Google 2008).

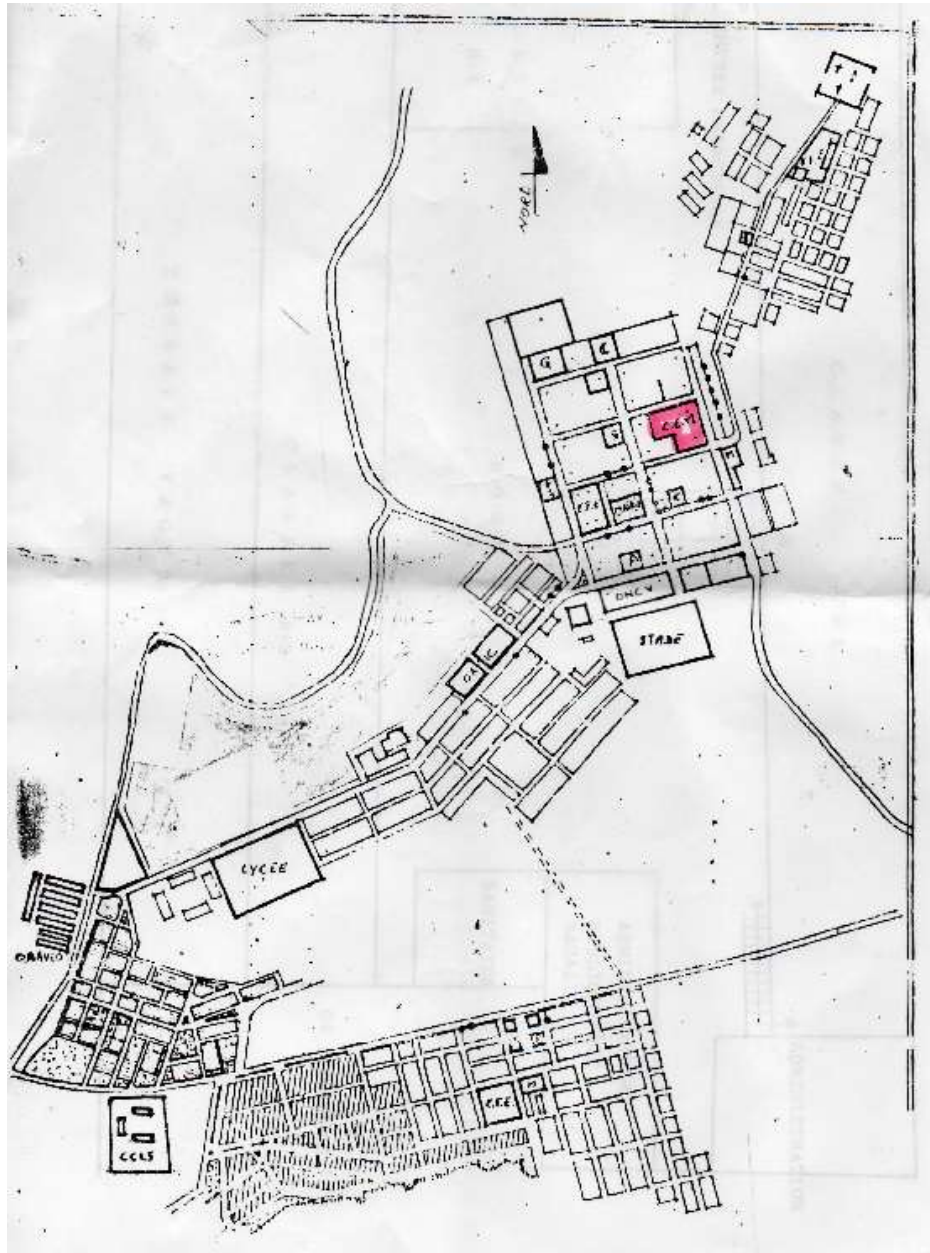


Figure 2.5 : Plan de masse du Cem.

2.5.3. Système constructif du Cem Houari Boumediene

Notre travail se base sur des informations (L'âge du Cem, plan, nature des matériaux, la nature de l'environnement) recueillies au niveau de l'agence locale du contrôle technique de la construction (CTC) et à partir des visites sur site. Ces dernières ont été nécessaires afin de reconnaître la nature des désordres, de décrire leur localisation et d'analyser leur évolution pour enfin arriver aux facteurs caractérisant les problèmes touchant

l'ouvrage., et en se basent sur différentes exemple : tel que lycée Docteur Benzerdjeb, 500 logements « CHAMP DE TIR » (IMAMA) et le lycée technique Commandant Farradj.

Dans notre cas Le CEM « Houari Boumediene », il y a 3 blocs chaque bloc indépendant de l'autre :

- Le côté Ouest comprenant 04 classes en (R+0) sans joint de dilatation (le bloc le plus ancien).

-Le côté Nord comprenant deux blocs de 04 salles de cours séparés par un grand joint de rupture et dilatation en (R+1), une cage d'escalier solidaire aux côté Est et Nord permet l'accès au premier étage.

Enfin le côté Est, composées par 3 blocs :

-Le bloc administratif(le nouveau bloc : bureau de surveillant général, archives, salle de professeurs en rez de chaussé et au premier étage on trouve le bureau de directeur, bibliothèque, bureau de secrétaire, d'autre bureau intendant, sans oublier la cage d'escalier et le hall).

-un bloc de 03 classes et deux blocs de 02 classes pour chacun tous en (R+1).

-03 salles de cours et un atelier en rez de chaussé RC,

Une autre cage d'escalier située au milieu du côté nord permet l'accès à l'étage, directement à partir de la cour intérieure.

Le système de construction adoptée est du type poteau-poutres.

Les portiques étant formés par deux travées inégales. Il ne nous a pas été possible d'avoir des informations sur le mode de fondation adopté, mais d'après les ingénieurs du CTC ouest et leurs expérience dans le domaine du génie civil, c'est du type semelle isolées.

L'établissement repose dans l'ensemble sur sols de fondation qui sont variables (argile de faible portance \longrightarrow **sol gonflant**).

Le bloc qui se trouve au milieu dans le côté Est est composé par 03 classes au premier étage et au rez de chaussé, c'est le bloc choisi pour l'étude car c'est le plus endommagé et en a constaté des désordres importants en point de vue d'étude et analyse et qui ont conduit à limiter leur utilisation d'après le CTC ouest (les 3 classe au premier niveau sont fermées et inemployable.)

D'après le relevé métrique effectué au niveau de ce bloc on a pu avoir les données suivant :

Surface du bloc = 255m².

R.C : 3 classes \longrightarrow pour chaque classe (8x6.5, 3.26)

R+1 :3 classes \longrightarrow pour chaque classe (8x6.5, 3.26)

Hall (25.5x2.7)

- Les poteaux : il y a30 poteaux de dimension (30x30) cm².

- Les poutres principales (poutres nervurés) de (30x35) cm².

- Plancher (16+5) cm et la hauteur des classes 3,26 m.

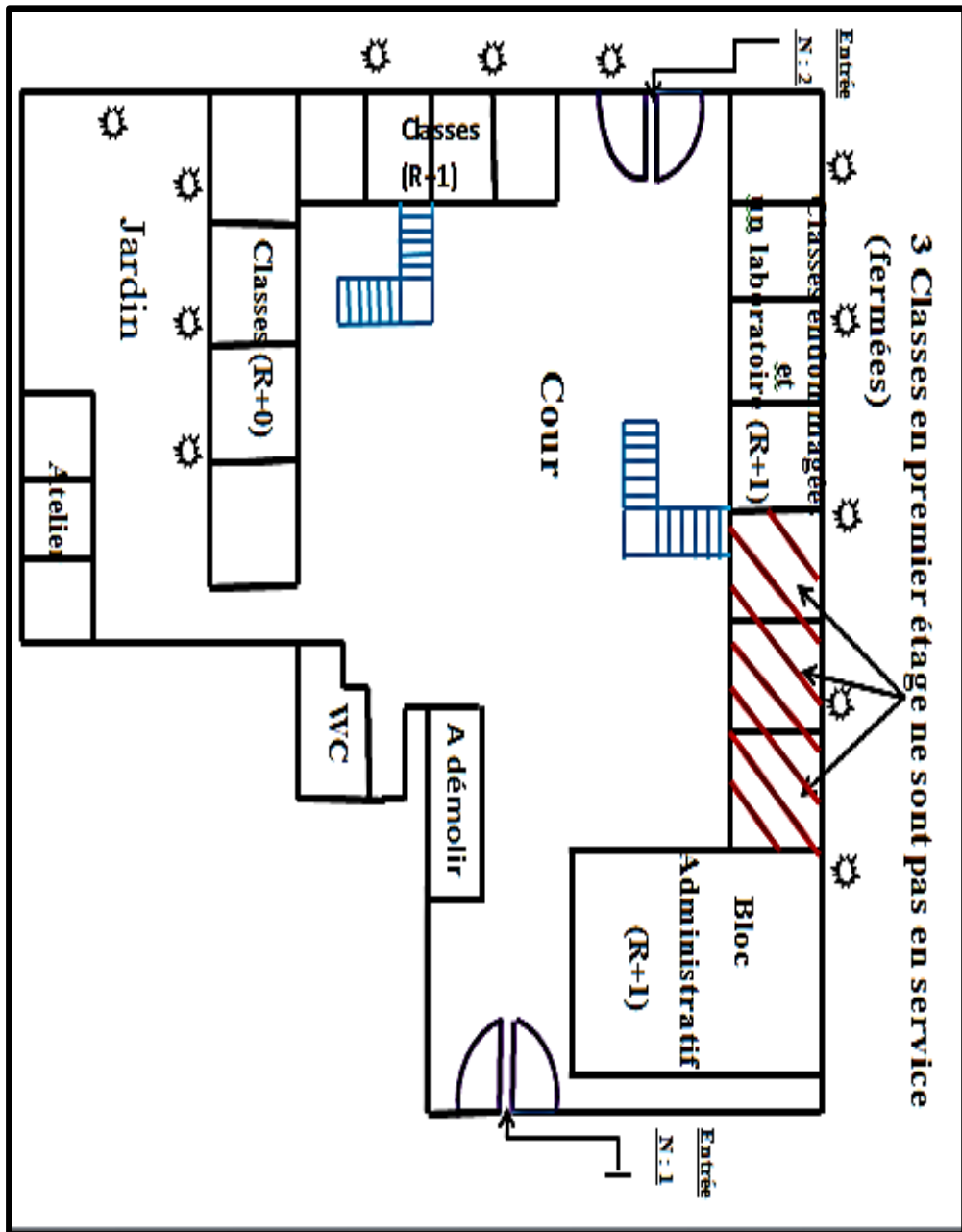


Figure 2.6 : Plan schématique du Cem.



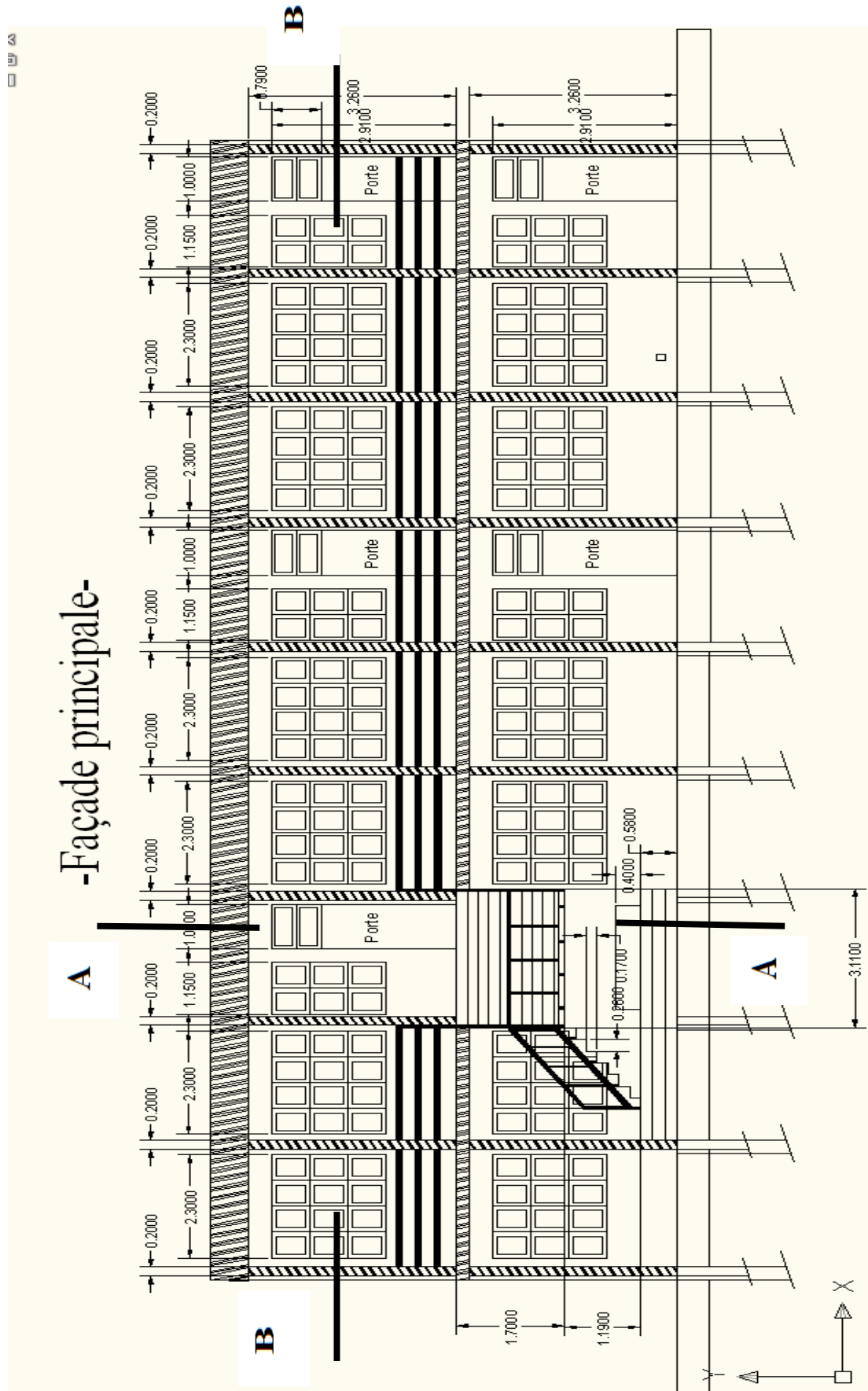
Figure 2.7 : Les façades principales des classes à l'intérieur du Cem.

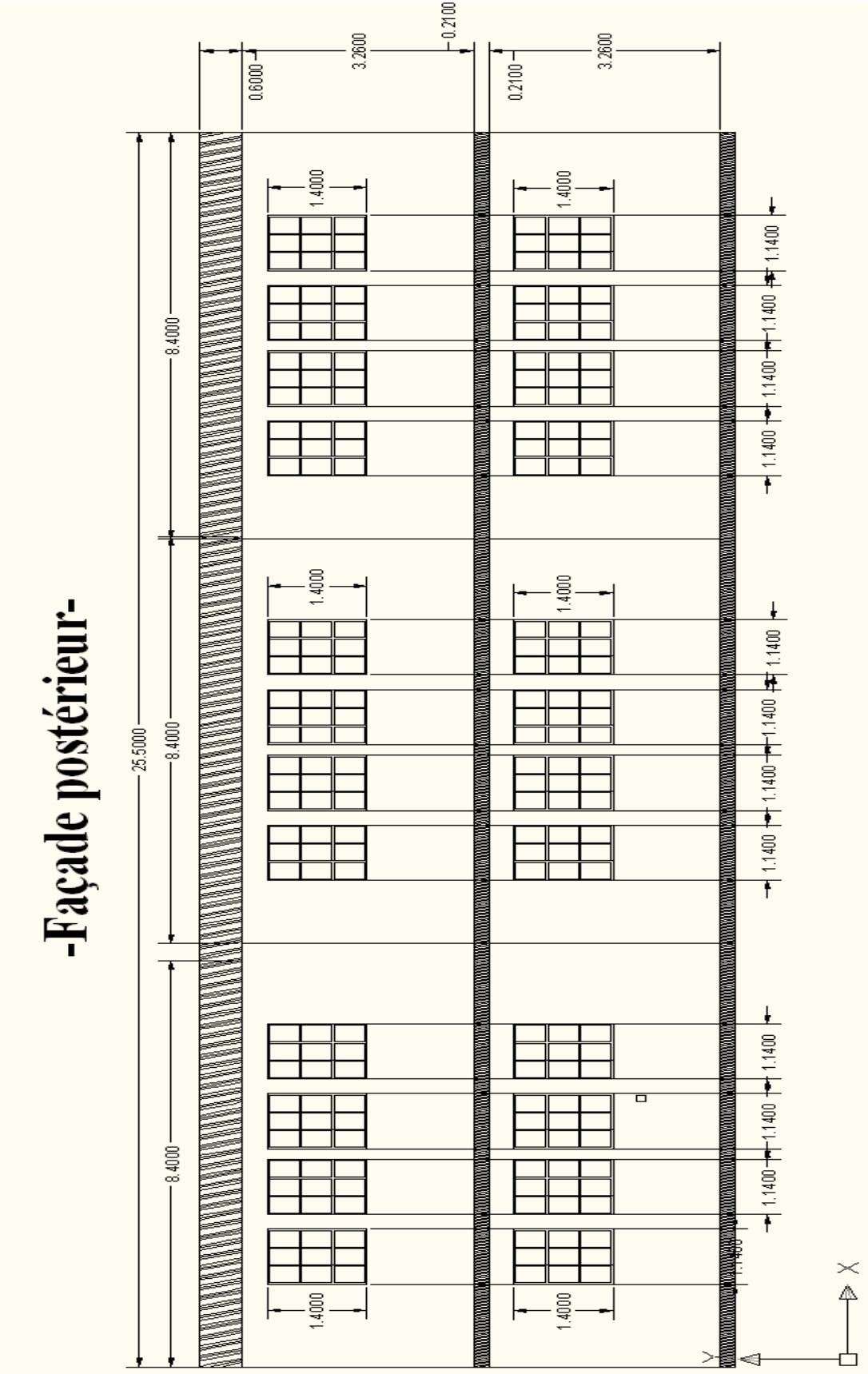
2.6. Le relevé

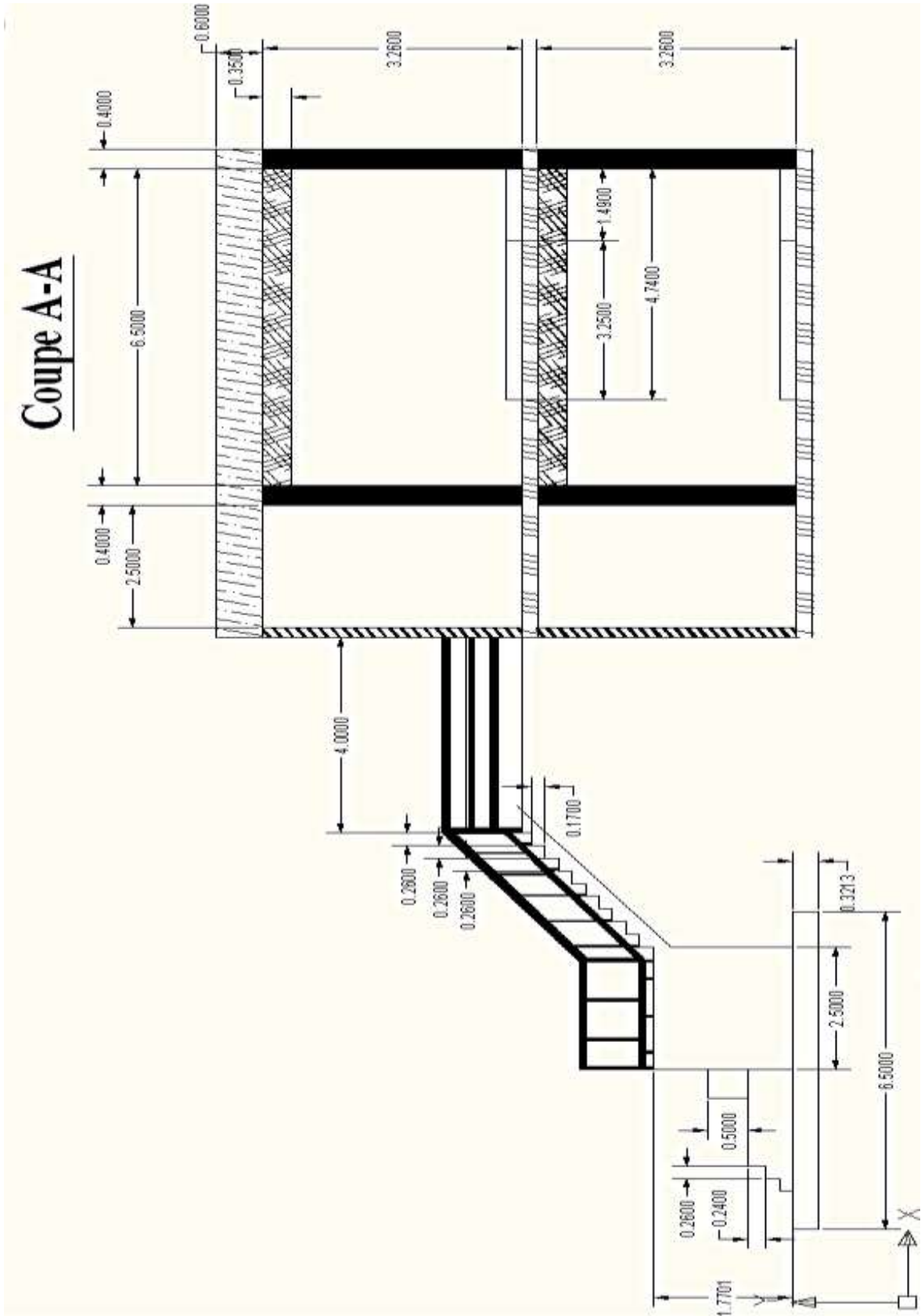
2.6.1. Le relevé métrique

Le relevé métrique a été effectué au niveau du bloc choisi avec la prise de mesures dans les 3 dimensions sur site : 03 classes au rez de chaussé et aussi pour les 03 classe au premier niveau à l'aide du décamètre.

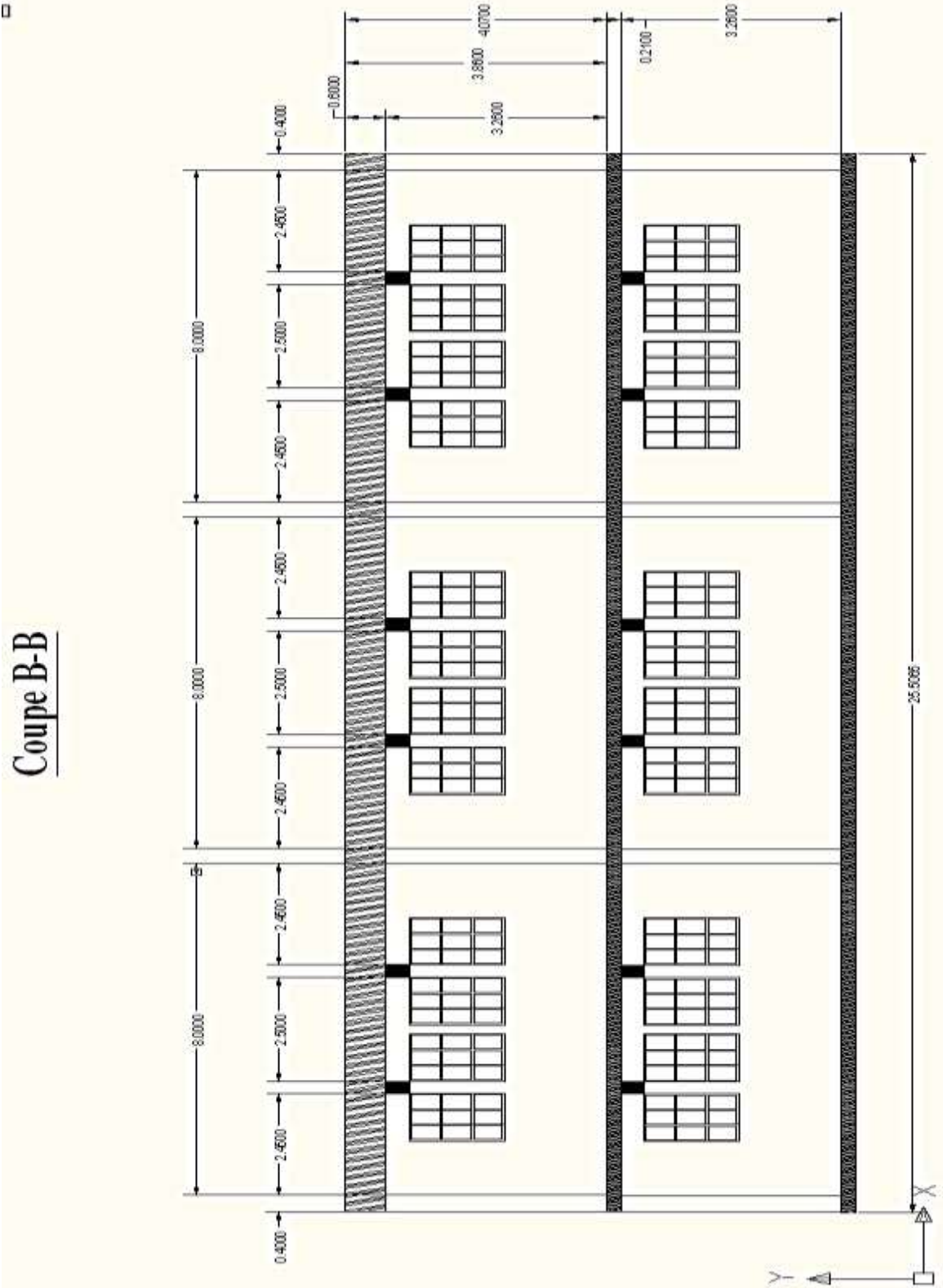
Ce relevé nous a permis d'illustrer les détails de la construction (le nombre et les dimension des poutres et des poteaux, la hauteur et la surface des classes) qui ont tolérer l'apparition de certaines pathologies ainsi qu'une mise au net graphique.

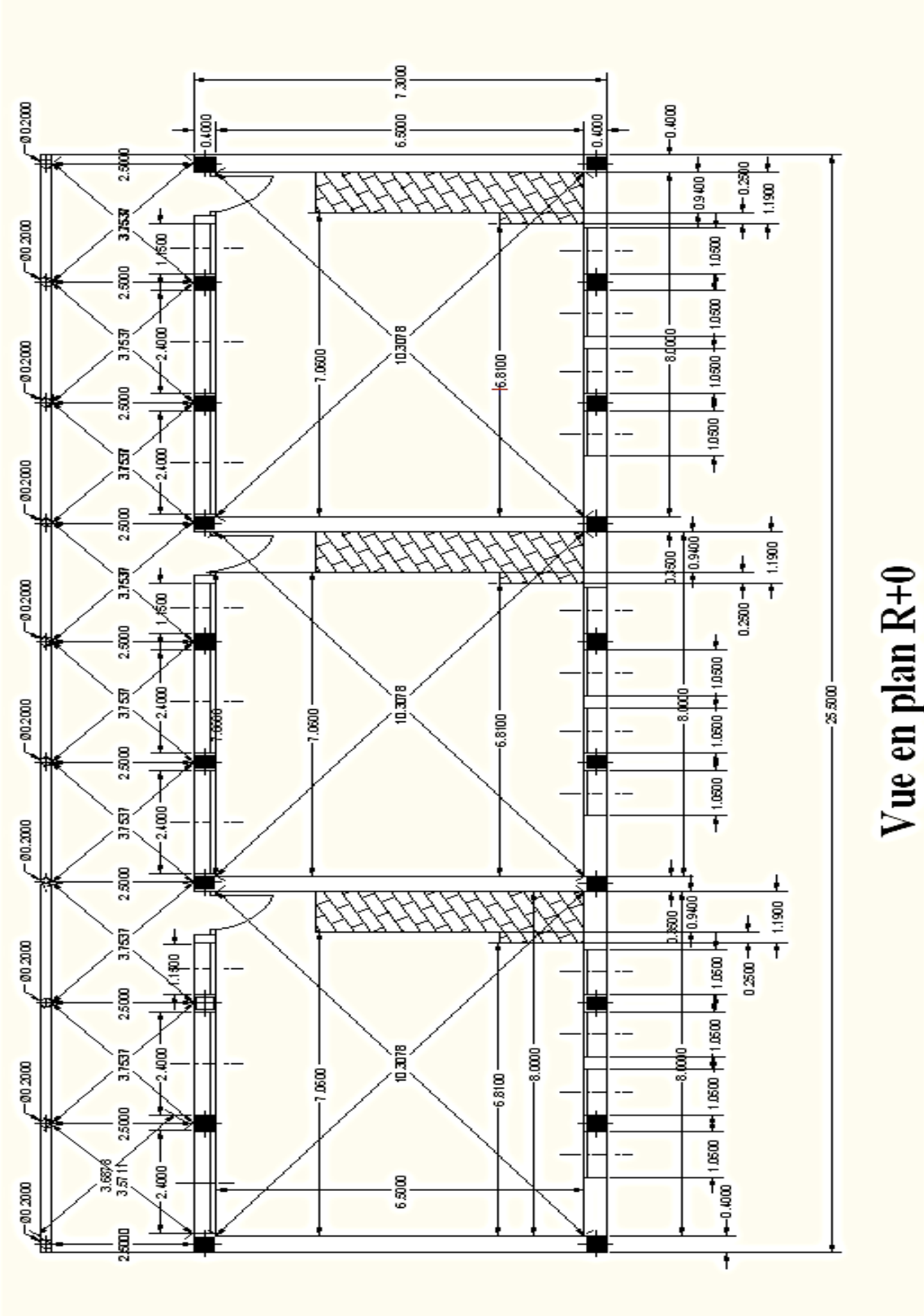




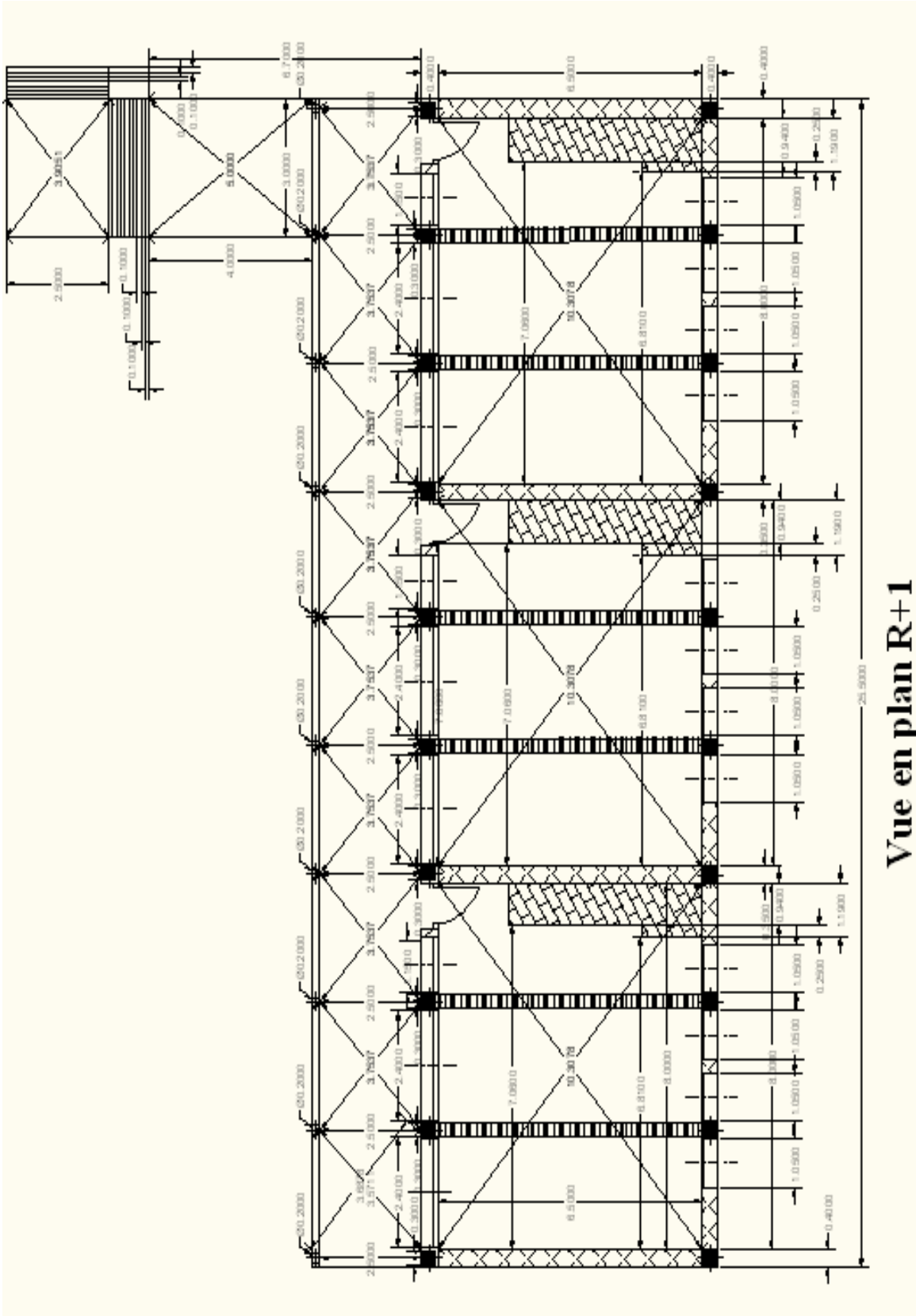


Coupe B-B





Vue en plan R+0



Vue en plan R+1

2.6.2. Le relevé pathologique

Atravers ce relevé nous avons pu mieu localisé les différents désordres, et de les faire représenter dans un meme plan, ce qui pourrait nous aider à l'investigation détaillé dans les causes et source des désordres .

Le relevé des désordres consiste à réaliser une cartographie complète et précise des désordres visibles (fissure, humidité,corrosion), qui affectent la structure principalement les murs porteurs et les planchers. Elle permet de mieux comprendre les origines des déformations et les causes de dégradation et déterminer avec précision les lésions, les fissures, les traces d'humidité et leur degré en indiquant leur emplacement, leur sens, leur dimension .L'ensemble de ces données nous permet d'avoir une idée précise sur l'état générale de notre bloc et son degré d'altération, et de stabilité au moment du relevé et enfin d'évaluer l'état de dégradation du bâtiment dans son ensemble,pour l'estimation du coût de remise en état.

Relevé des fissures :il faut vérifiez la présence de fissures sur les murs de fondation. Notez la longueur des fissures et marquez des points de repère pour mesurer la largeur. Mesurez également le décrochement des fissures.

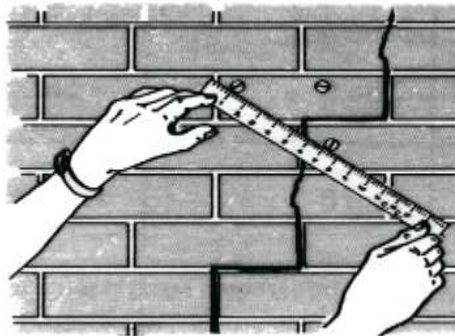


Figure 2.8 : Mesure de fissure au niveau du poteau

([Http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf](http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf) consulté le 15/03/2012)

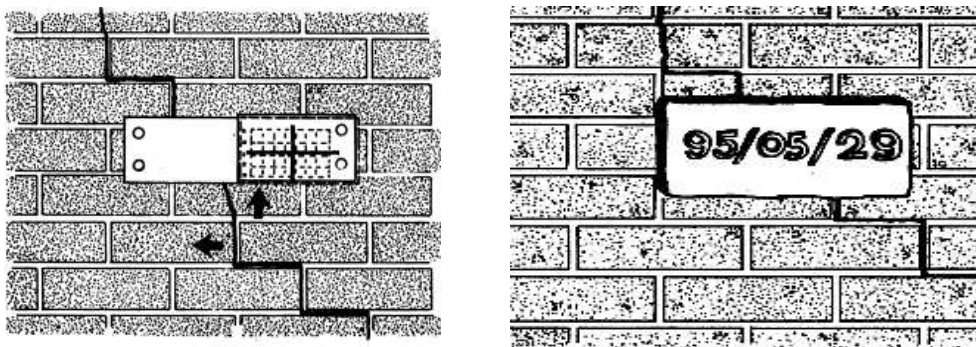


Figure 2.9 : Plaque temion

([Http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf](http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf) consulté le 15/03/2012)

Environ six mois plus tard, refaites le même exercice et notez les différences. Tenez également un registre des conditions climatiques qui pourraient influencer le phénomène : sécheresse ou fortes pluies, grands froids, dégel, verglas, etc. Ces données pourraient vous indiquer si les fissures réapparaissent ou augmentent, c'est que le problème ne semble pas stabilisé. Pour les fondations, les professionnels utilisent une règle graduée (le fissuromètre) qu'on fixe de part

et d'autre de la fissure. Cet appareil mesure très précisément le mouvement horizontal et le mouvement vertical des fissures. et pour mesurer l'évolution du phénomène dans le temps.

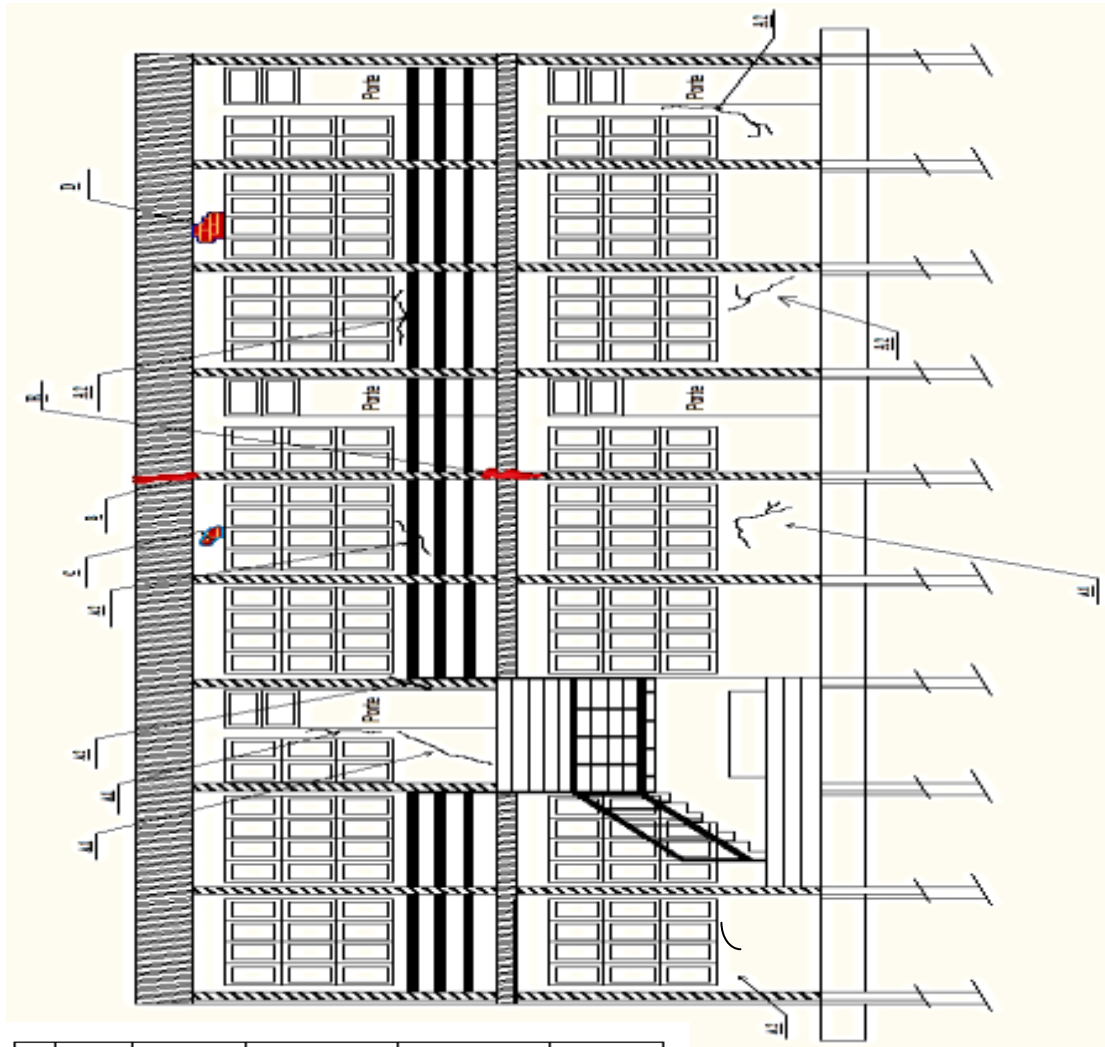
On peut également recouvrir la fissure d'une plaquette de plâtre, de la dimension d'une plaquette de chocolat collé perpendiculairement à la fissure, le plâtre fissurera à son tour si les mouvements se poursuivent. Notez sur la plaquette la date d'installation. (ces témoins peuvent se casser suite à de très légers mouvements qui sont causés par le gonflement ou pour d'autre raison.). (http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf consulté le 15/03/2012)

Remarque : Toutes ces informations noté, seront probablement les facteurs les plus déterminants pour la prise de décision finale sur les travaux de réparations. Il est donc possible, en suivant l'évolution du phénomène, de ne jamais avoir à faire de travaux coûteux.



Figure 2.10 : Plaques témoins au niveau du mur et du poteau central du Cem.

Le relevé pathologique



Référence	Type	Caractéristique	Observation
<u>A1</u>	FS	Ouverture de 1 à 3 mm. Longueur de 0,09 à 0,2 m.	-Mur intérieur. -Mur extérieur.
<u>A2</u>	FP	Ouverture de 0,2 à 10 mm Longueur de 0,3 à 1,2 m.	-Poteau circulaire. -Au dessous de fenêtre.
<u>B</u>	CA	-Abaissement des caractéristiques mécaniques. -Formation en rouille.	-Au niveau des ouvertures du joint.
<u>C</u>	ASE	-Mauvaise qualité du matériau. -Porosité faible à l'eau.	-Mur extérieur et intérieur a côté de l'ouverture du joint.
<u>D</u>	DCE	-Faible résistance. -Mauvaise qualité du matériau (béton).	-Mur extérieur. -Poteaux circulaires et carrés

Nomenclature :

(FS) : Fissure Superficielle.

(FP) : Fissure Profonde.

(CA) : Corrosion des Armatures

(ASE) : Altération Superficielle d'Enduits.

(DCE) : Dégradation Complète d'Enduits.

2.7. Les différentes pathologies du Cem

Dans cette partie, nous nous intéresserons aux principales pathologies apparaissant dans le Cem. Ces pathologies ont des causes et des conséquences variables :

➤ Sur le bloc Ouest

Mauvaise formation des acrotères-complexe d'étanchéité dégradé et altéré, absence de protection lourde.

➤ Sur le bloc Nord

Défaut d'étanchéité sur les terrasses, complexe d'étanchéité dégradé et mal protégé. Des fissures verticales sur toute la longueur des grandes travées des poutres de l'étage.

➤ Sur le bloc Est

En générale dans les trois blocs et parmi eux le bloc concerné par notre étude ou en a constaté plusieurs pathologies :

- Ouverture des joints de dilatation (quelques centimètres).
- Fissures inclinées sur les parois extérieures des classes en rez de chaussé et au premier niveau.
- Fissures verticales sur les retombées des grandes travées des poutres et sur quelque poteaux au rez de chaussé.
- Dégradation du complexe d'étanchéité et absence de protection lourde sur le coté ouest.
- Manque de poteaux au RDC et à l'étage sur les 2 blocs du coté Nord Est.
- Fissure profonde sur une poutre au droit du joint de dilatation et dans le couloir sur le poteau du premier niveau.
- Corrosion des armatures au niveau des deux ouvertures des joints de dilatation et de rupture.

2.7.1. La Fissuration

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement ou par d'autre cause comme le mouvement du sol, les fissures sont multiples : diagonale, horizontale, verticale comme elles peuvent être superficiel ou profonde. Elles peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde, aussi elles peuvent être mesuré par les détecteur des fissures : fissuromètre.

([Http://pastel.archives-ouvertes.fr/docs/00/50/05/51/PDF/These_Croston.pdf](http://pastel.archives-ouvertes.fr/docs/00/50/05/51/PDF/These_Croston.pdf) consulté le 15/03/2012)

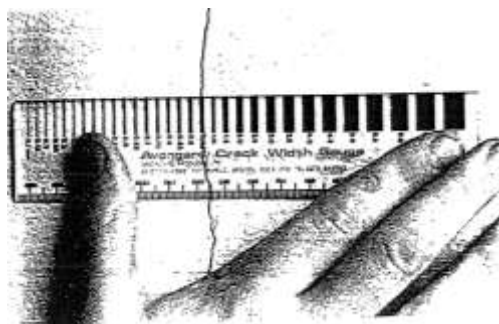


Figure 2.11 : Mesure d'ouverture de fissure : fissuromètre.

(http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf consulté le 15/03/2012)

2.7.1.1 L'identification des paramètres de la fissuration

Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les paramètres qui permettent cette description sont :

- **La profondeur** : fissure de surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversant.
- **La largeur** : ouverture des fissures fine (moins de 1mm), moyenne (de 1mm à 2mm) ou large (plus de 2mm)
- **L'état actuel d'activité** des fissures : deux catégories existent : i) les fissures actives, elles continuent à évoluer au cours du temps et ii) les fissures dormantes ou inactives qui ne sont pas affectées par un faible mouvement de la structure.

La nature structurale des fissures : Elles sont classées comme structurelles si elles sont causées par un chargement mécanique et comme non-structurelles si elles résultent d'autres raisons comme par exemple : des actions chimiques.

2.7.1.2. L'indice de fissuration

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. (Tableau2.1) correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire. (http://pastel.archives-ouvertes.fr/docs/00/50/05/51/PDF/These_Croston.pdf consulté le 15/03/2012)

Tableau 2.1: Echelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé (http://pastel.archives-ouvertes.fr/docs/00/50/05/51/PDF/These_Croston.pdf consulté le 15/03/2012)

<i>Indice de fissuration IF (mm/m)</i>	<i>Degré d'endommagement</i>
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modéré
2 à 5	fort
5 à 10	très fort
> 10	considérable

2.7.1.3. Constat visuel des fissures au niveau du bloc choisi

À la suite d'une visite sur site on a constaté que les fissures sont diverses et multiples que ce soit au niveau du type (profonds et superficiel) ou d'ouverture (de 1 mm jusqu'à 10 mm) on a trouvé des fissures inclinées de 45° sur les murs intérieurs et extérieurs des classes et aussi sur les poteaux de rive au niveau intérieur de la cours, ainsi on voit des fissures

horizontale et verticale les parois extérieures des classes à l'intérieur du Cem, elles ont une longueur variable de à 0,30 mètre jusqu'à 1,20mètre(voir Figure 2.13)



Figure 2.12 : Les différentes fissures (horizontale,verticale,inclinée) dans le CEM.

2.7.2. L'ouverture des joints de dilatation

2.7.2.1. Le joint de dilatation

Un joint de dilatation est un espace entre deux portions d'une structure dont le but est de permettre à chacune des parties des déplacements relatifs indépendamment l'une de l'autre. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois), des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Selon les ouvrages et les fonctions particulières que ces joints de dilatation doivent remplir. C'est un équipement important pour le bon fonctionnement de l'ouvrage et sa durabilité.

❖ Il a deux fonctions principales et concomitantes :

- Assurer la libre dilatation entre bloc.
- Permettre la circulation en toute sécurité. Il ne doit pas y avoir de discontinuité et les conditions de passage aux abords et sur le joint doivent être bonnes.

2.7.2.2. L'ouverture de joint

Il faut admettre que l'ouverture de ce type de joint a des effets parasites :, épaufrures, fissures, etc. Ces désordres provoquent un coût important pour l'entretien du matériel et du dallage et un inconfort pour les utilisateurs. La cause essentielle de ces problèmes provient du fait que le joint s'ouvre, ce décollement entraînant une pénétration d'eau qui est la source de plusieurs désordres (corrosion, carbonatation, etc...).

2.7.2.3. Les causes d'ouverture de joint

L'ouverture de joint se manifeste lorsqu'on a les cas suivant:

- Incapacité du joint de faire face au mouvement réel (gonflement du sol, séisme).
- Préparation incorrecte des surfaces recevant le joint.
- Dégradation du matériau du joint par son exposition aux intempéries.

2.7.2.4. Constat visuel des ouvertures des joints du Cem

Au niveau de notre établissement et précisément le bloc choisi pour l'étude nous avons constaté 02 ouvertures du joint de dilatation et de rupture, de 3,5 et de 4cm (voir figure 2.16). Ces ouvertures sont très clair dans les 2 façades des classes (intérieur et l'extérieur du Cem), sur le côté du couloir en voit l'ouverture du joint au-dessous du plancher du premier niveau, rez de chaussé. (Voir figure 2.14).

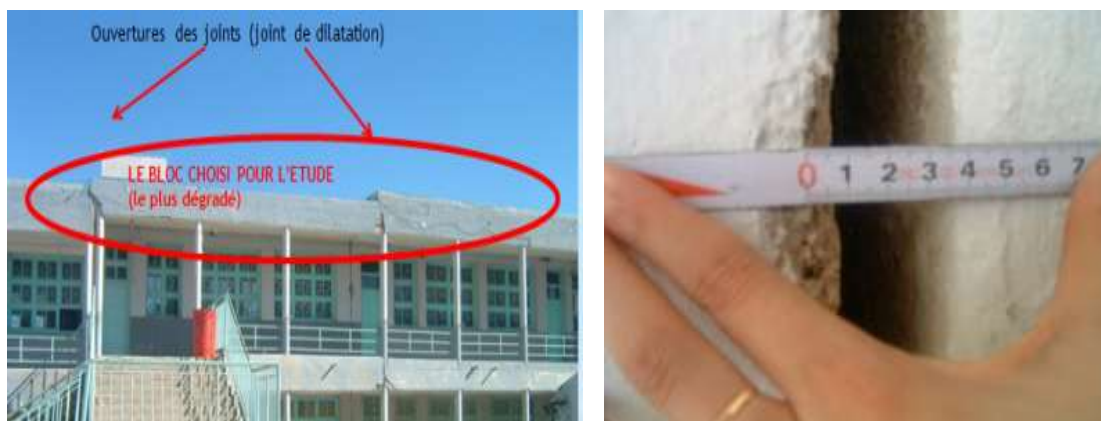


Figure 2.13 : Les 2 ouvertures des joints.



Figure 2.14 : L'ouverture du joint au RDC, premier niveau et à l'extérieur.

2.7.3. La corrosion des armatures

2.7.3.1. Le phénomène de corrosion

Le béton sain ayant un pH de l'ordre de 13 correspond à un milieu naturellement protecteur pour les armatures. Autour des aciers se forme un film passif, une solution solide de $\text{Fe}_3\text{O}_4 - \text{Fe}_2\text{O}_3$, permettant de réduire voire d'arrêter la vitesse de corrosion. La dépassivation de l'acier peut se faire dans les cas où le béton d'enrobage est carbonaté ou si la teneur en chlorure est élevée. Après destruction du film passif, un phénomène de pile électrochimique se met en place, le milieu électrolytique étant constitué par la solution interstitielle du béton.

Au niveau de la zone correspondant à l'anode, l'acier se dissout, entraînant une production d'électrons qui seront consommés au niveau de la cathode par réduction d'oxygène. Cette réaction entraîne la formation d'ions hydroxyle OH^- réagissant avec les ions ferreux produits au niveau de l'anode. En présence d'oxygène, il se forme à l'anode des oxydes et hydroxydes de fer gonflants.

2.7.3.2. Nature de la corrosion

Pour l'acier, la corrosion se traduit par la formation de rouille : c'est-à-dire que le métal a tendance à revenir à son état originel (**figure 2.16**). Ce produit, composé de sulfures, de carbonates, d'oxydes plus ou moins hydratés, ne se forme qu'en présence « d'oxygène et d'eau » apportés par le milieu ambiant, dans lequel se trouve le métal, à température ordinaire.

Cette rouille occupe un volume beaucoup plus important que le fer, ou l'acier, dont elle est issue. On évoque souvent un gonflement de sept à huit fois le volume d'origine.

La pathologie la plus courante est la perte de résistance progressive due à la transformation du fer et de l'acier en rouille, ce qui réduit la section résistante des éléments de l'ouvrage jusqu'à risquer de ruine. (www.sndl-certist.dz, consulté le 15/03/2012)

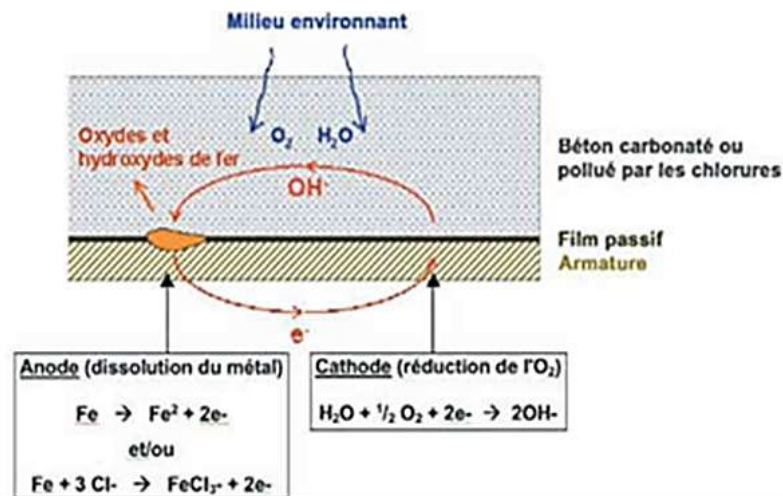


Figure 2.15 : Processus du Phénomène de corrosion des armatures.
(www.sndl-certist.dz, consulté le 15/03/2012)

2.7.3.3. Divers types de corrosion

Le phénomène de corrosion peut prendre trois formes principales :

- **corrosion uniforme** : Elle se manifeste en tous points de la surface du métal avec la même intensité et la même vitesse. Elle est due, le plus souvent, aux réactions chimiques du milieu sur la surface du métal. Elle a un effet auto-protecteur, mais provoque un abaissement des caractéristiques mécaniques de la pièce ;
- **corrosion par piqures** : C'est le cas le plus général, dû à l'hétérogénéité locale entraînant la formation de piles ;
- **corrosion inter-granulaire** ou **inter-cristalline** : Le matériau a l'apparence de la glace pilée à l'échelle macrographique

2.7.3.4. Les causes et les conséquences de la corrosion

On distingue principalement deux facteurs favorisant l'apparition de la corrosion dans le béton armé. Tout d'abord, il y a la **carbonatation du béton**, lorsque le pH du béton descend en dessous de 9 les armatures ne sont plus passivées. Ce phénomène est occasionné par la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO_2 atmosphérique. L'autre facteur étant les **chlorures**, la dépassivation s'opère lorsque la teneur en chlorures au niveau des armatures dépasse un certain seuil. Il est admis que ce seuil correspond à une teneur de 0,4% par rapport à la masse du ciment. (www.sndl-certist.dz, consulté le 15/03/2012)

2.7.3.5. Constat visuel de la corrosion des armatures du Cem

Au niveau du Cem la corrosion se produit surtout au niveau de l'ouverture des joints de dilatation qui sont disposés aux différentes intempéries extérieures. Cela implique que la présence d'eau et d'oxygène sont les principales causes de la corrosion.

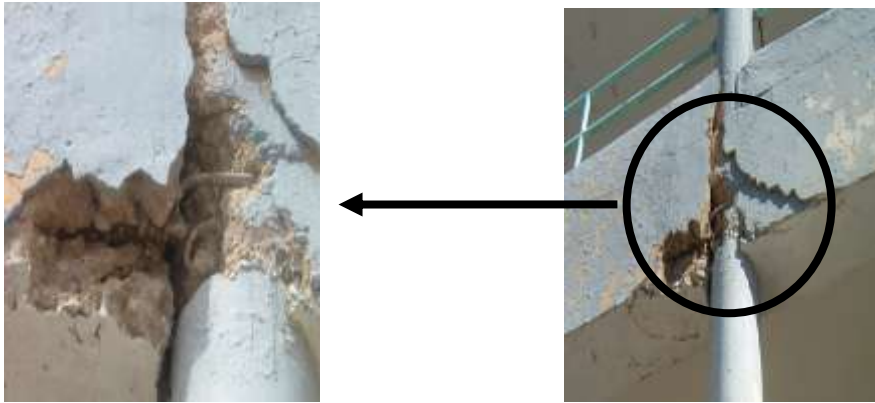


Figure 2.16 : Corrosion des armatures au niveau de l'ouverture du joint.

2.7.4. La carbonatation

L'acidité des eaux de pluie provoque une réaction de dissolution du béton. En effet le PH élevé du béton lui confère une réactivité avec les acides d'une manière générale. Cette dissolution se manifeste aussi bien sur la pâte de ciment que sur les granulats lorsque ceux-ci sont calcaires. La surface du béton est attaquée, le béton devient poreux et cette porosité accélère la rouille de l'armature lors d'une réaction chimique appelé : carbonatation.

Le PH : donne une indication de l'acidité et de la basicité d'une substance.

Alcalinité: Capacité d'une substance de neutraliser les acides.

Le diagnostic d'une carbonatation: La recherche de la cause de la dégradation comprend :

- L'inspection visuelle (rechercher fissures et dégradations visibles).
- La localisation des armatures et la détermination de l'enrobage des armatures à l'aide d'un profomètre (pachomètre.)
- La mesure de la dureté au scléromètre

La mesure de la profondeur de carbonatation par pulvérisation d'un indicateur de pH, la phénolphthaléine. La coloration en rose représente la zone non carbonatée, la partie incolore la zone carbonatée.

(http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf, consulté le 15/03/2012).



Figure 2.17 : Carbonatation au niveau de l'ouverture du joint de dilatation.

2.7.5. L'humidité et détachement des enduits et de peinture

Les désordres d'enduits sont rarement spectaculaires et impressionnants : quand il n'y a pas de chutes abondantes de matériau, il s'agit de fissures qui ne semblent contrarier que l'aspect de l'ouvrage. Mais dès que l'humidité peut pénétrer, elle se répand dans le mur, ressort dans le local et les dégâts qu'elle provoque sont souvent considérables. Les sinistres d'enduit ne sont chers, disent les assureurs, que par les dégâts indirects causés par l'humidité. La qualité d'un enduit s'obtient, ici comme ailleurs, par la double condition : qualité de la conception ; qualité de l'exécution.

2.7.5.1. Les causes de l'ensemble des problèmes

L'eau de pluie ruisselant sur un mur le lessive. Les salissures qu'il porte, se déplacent au gré des reliefs de la façade, se concentrent formant des tâches toujours disgracieuses impossible à enlever. Mais ce n'est pas le plus grave.

L'eau introduite par la pluie, la vapeur en provenance du local qui s'est condensée sous l'effet de la température, se retrouvent au niveau de l'enduit où elles sont aspirées par suite de l'évaporation extérieure qui agit à la manière d'une pompe. Le soleil et le vent activent le phénomène.



Figure 2.18 : Problèmes d'humidité et étanchéité mal protégée.



Figure 2.19 : Détachement des enduits et de mortier sur quelques endroits des parois extérieur des classes.

2.7.5.2. Constat visuel de l'humidité et détachement des enduits et de peinture sur les Parois des classes

Ce que nous avons remarqué c'est que les murs extérieurs des classes en béton armé sont assez sensibles et perméable à l'eau et à l'humidité et qu'ils se fissurent facilement. Elles doivent être protégées contre les altérations d'environnement (l'eau, l'humidité, le vent) car elles ont causé des dommages. Les murs présentent quelques endroits tachés et des décolorations locales.

En a remarqué aussi l'humidité apparente sur les murs intérieurs des classes (la classes aux milieux au premier niveau) après l'ouverture du joint d'après les employeurs du Cem et aussi une mauvaise odeur, des fissures et l'humidité dans les murs extérieurs du rez-de-chaussée (décolorations, endroits sombres).

2.8. Conclusion

D'après notre connaissance de l'état de fait du Cem « Houari Boumediene » situé à Sidi-Abdelli et suite à des visites de site, rapports géotechniques et des rapports d'expertises on a tiré les différentes pathologies qu'on a remarqué au niveau de notre établissement et qui sont :

- Différentes fissures (horizontale,verticale,inclinée).
- Corrosion des armature au niveau de l'ouverture du joint.
- Carbonatation au niveau l'ouverture du joint de dilatation.
- Détachement des enduits et de mortier sur quelques endroits des parois extérieur.
- Problèmes d'humidité et étanchéité mal protégée.

Et pour illustrer les détails de la construction qui ont présenté ces pathologies, j'ai réalisé des relevés (métrique, architecturale et pathologique) a fin d'évaluer l'état de dégradation du bâtiment dans son ensemble.

A partir des essais réalisé par le L.T.P.O ouest on a pu savoir que les sols de l'école fondamentale Houari Boumediene à Sidi-Abdelli sont composés d'une marne bicolore gonflante, appartenant à la période géologique du miocène, entraine généralement des désordres multiples(fissure) aux structures légères fondées superficiellement, aussi on a remarqué que notre structure est mal protégé(aux pluies ,vents) ,surtout après l'ouverture des joints.

Pour notre étude il sera intéressant, de proposé une démarche : on commencera par connaissance de l'état de fait (système de construction, type de fondation, nature des matériaux, relevés métrique et architecturale et pathologique), on suite on passe au diagnostic et l'analyse des données et en fin la recherche des causes (vérification du poinçonnement et de dimensionnement, calcule du tassement, modélisation numérique).

Cette démarche dans cette partie qui sera une source de renseignements – sous forme d'une banque de données pour l'établissement d'un diagnostic détaillé des éléments de construction du bâtiment. Son utilisation est principalement indiquée dans le cadre de l'étude d'un projet de réhabilitation, et qui pourrait nous aidé dans la définition des plans d'intervention.

Chapitre3 :

Analyse, diagnostic et recherche des causes

3.1. Introduction

Les constructions de la ville de Tlemcen sont menacées par différents risques majeurs comme leurs vétustés, les risques liés aux sols...etc ; et particulièrement les vieux bâtis, connaît une situation alarmante, par le fait de la vétusté très avancée. Le nombre des bâtiments vétustes ne fait qu'augmenter, par conséquent la sécurité des biens et des personnes risque de ne plus être assurée.

Notre travail traite l'étude d'un des désordres constatés ainsi que leurs origines dans un cas spécifique « Cem Houari Boumediene » à Sidi-Abdelli, en se basant sur la typologie de système constructif, les risques menaçant la construction qui sont bien détaillés dans la deuxième partie pour enfin arriver aux propositions des solutions de réhabilitation.

Le bâtiment de construction classique n'est pas une parfaite construction et peut avoir des problèmes à long terme car il n'avait pas des moyens et de contrôle tel qu'aujourd'hui.

Cette affirmation élémentaire peut servir de cadre de référence pour aborder brièvement l'étude des problèmes qui peuvent produire des désordres importants à ce type de constructions. En effet, aussi bien il faut s'informer est-ce que les fondations que les murs ou les planchers, les escaliers ont été conçus et exécutés en tenant compte du fait que leurs matériaux pouvaient résister aux différents acteurs.

Pour notre cas les désordres touchant la structure et attribués aux mouvements des sols (tassement, gonflement) et spécialement les sols gonflants sont moins spectaculaires, ne mettent que très rarement en danger les vies humaines mais ne représentent pas moins l'un des plus coûteux sinistres que connaissent de nombreux pays.

Dans cette partie-là on portera également une attention particulière à tous les éléments remarquables qui contribuent à donner à la structure un caractère particulier et qu'il s'agit de les mettre en valeur car ils peuvent participer à l'amélioration générale du cadre de vie et d'éducation des élèves.

Pour l'état du bâti, les menuiseries extérieures, la toiture, les murs, les escaliers... seront examinés. Sur la base des différentes observations, on pourra classer les bâtiments en plusieurs "niveaux" de dégradation : bâtiment nécessitant des travaux d'entretien mais pas de transformations majeures ; bâtiment fortement dégradé inoccupable sans transformations majeures ; bâtiment en ruine (préciser s'il a fait l'objet d'un arrêté d'insalubrité ou d'inhabitabilité).

La phase d'observation a permis d'identifier les différentes situations de dégradation de l'espace bâti. Il s'agit à présent de poser un diagnostic, c'est-à-dire d'aller au-delà de l'inventaire des problèmes rencontrés en identifiant les causes directes et indirectes qui ont engendré ces problèmes.

Quelles sont les clés de lecture utilisables pour établir ce diagnostic ?

Comme on l'a vu dans la deuxième partie, les causes d'abandon et de dégradation peuvent se répartir en cinq catégories : les acteurs, le cadre physique (propriété des matériaux) et environnemental (pluie, vent), le contexte économique.

Il se peut que seule l'une ou l'autre de ces clés de lecture soit suffisante pour poser le diagnostic. Il est cependant recommandé de les passer toutes en détail, Cette analyse tiendra compte des aspects historiques, qui peuvent souvent enrichir l'analyse et permettre une interprétation plus claire.

D'après les informations recueillies au niveau du L.T.P.O une étude a été effectuée suite à la demande formulée par la direction de l'Education de la wilaya de Tlemcen notifiée par bon de commande N° 07/2002 DU 10/02/2002 , relative à l'analyse et à l'étude de sol de l'EF Houari Boumediene , à Sidi – Abdelli , le LTPO – Unité de Tlemcen est intervenu sur les lieux de cet établissement scolaire , afin de procéder à la reconnaissance géologique et géotechnique des sols en place pour la détermination de la nature géologique des sols et de leurs caractéristiques physico-mécaniques.

Pour ce faire, une mission a été effectuée, en compagnie des responsables du BET concerné (bureau d'étude technique M.Benmansour) et du CTC ouest au cours de laquelle il a été procédé à la visite des structures endommagées par des désordres aux solutions à prendre.

L'objectif de ce chapitre est de présenter un ensemble de moyens et de techniques pour caractériser l'origine et l'étendue des désordres. Ces techniques sont présentées en fonction des désordres observés sur la structure (les différents types de fissures, corrosion des armatures, problèmes d'humidité et détachement des enduits de mortier en plaques sur quelques parois extérieures des classes) et leur utilisation est illustrée.

3.2. Le diagnostic de structures existantes

L'ingénieur effectuant l'examen d'une structure existante est confronté à trois tâches principales :

- La détermination de l'origine des pathologies et des dégâts .
- La vérification de la sécurité de la structure : il s'agit de déterminer dans un premier temps l'état réel de celle-ci. Les actions sur les structures (qui peuvent être amenées à changer), ainsi que les résistances des matériaux doivent être actualisées.
- L'évaluation de la durabilité : il faut émettre un pronostic sur l'évolution de l'état de la structure.

Le défi posé à l'ingénierie en structures existantes, est de vérifier que la sécurité structurelle soit suffisante et de répondre à des exigences nouvelles sans devoir faire appel à des interventions coûteuses (réparations, renforcements). .

Pour cela il faut définir la notion de durabilité de la structure qui est le temps durant lequel l'ouvrage rempli ses fonctions, ses exigences. Tous les ouvrages sont soumis à un processus de détérioration comprenant 2 phases : une phase d'initiation et une phase de propagation comme représenté sur la figure 3.1

(<http://eprints2.insa-strasbourg.fr/509/>, consulté le 15/03/2012)

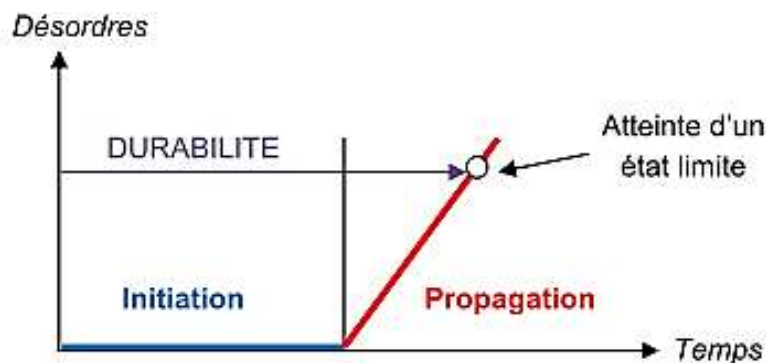


Figure 3.1 : Processus détérioration de l'ouvrage.

(<http://eprints2.insa-strasbourg.fr/509/>, consulté le 15/03/2012)

- **Phase d'initiation** : aucun désordre n'est visible, l'élément perd d'abord sa protection, il est ensuite exposé à des agents comme de l'eau avec/sans substances chimiques qui pénètrent dans l'élément. Ces matières en atteignant une certaine concentration rendent l'élément vulnérable et le processus d'endommagement réel débute.
- **Phase de propagation** : L'élément est soumis à un processus d'endommagement (exemple : corrosion des armatures) qui conduit à une capacité portante diminuée ou à une stabilité diminuée..

Les mesures à prendre pour réparer ou maintenir en fonctionnement une structure dépendent de la position à laquelle se situe la structure sur le diagramme endommagement-temps

ci-dessus. Il est donc important d'évaluer l'état de la structure et l'idéal serait d'effectuer une surveillance suivie de celui-ci dès sa construction.

3.2.1. La nécessité d'un diagnostic

Le « diagnostic » c'est la recherche d'une pathologie à partir des symptômes. Il est demandé dans le cadre :

- d'une étude spécifique,
- de travaux de réfection ou de rénovation, de renforcement,
- d'une inspection régulière mettant en évidence des désordres,
- d'une expertise,
- ou d'une démarche préventive...

3.2.2. Objectifs du diagnostic

Les objectifs d'un diagnostic sont :

- l'identification de l'origine (par exemple pour la corrosion : carbonatation, chlorures externes ou internes, autres),
- l'évaluation de l'étendue dans l'espace, (par exemple les fissures : actives ou passive).
- la prédiction de l'évolution probable, dans le temps ou dans l'espace,
- l'estimation des conséquences sur la sécurité de l'ouvrage ou des personnes, (par exemple le tassement : stable ou non, conséquence de séisme).
- la définition des suites à donner et entre autres le principe des solutions de réparation.

3.2.3. Procédure à suivre

La procédure à suivre pour un diagnostic, s'intègre dans une démarche globale qui peut mener jusqu'à des travaux de réparation. La découverte des désordres sur une structure entraîne généralement :

- la mise en œuvre de mesures de sauvegarde si nécessaire (purges, filet de protection...),
- la réalisation d'une visite préliminaire et de certaines autres opérations dans le but d'établir un pré-diagnostic,
- la mise au point d'un programme d'investigation,
- le lancement des opérations liées au diagnostic...

L'ingénieur chargé des opérations de diagnostic doit avoir des compétences sur la l'examinassions des matériaux, les méthodes de réparation et de traitement. Dans les cas délicats, il devra s'associer avec un ingénieur spécialiste des structures (pour les problèmes d'ordre mécanique), ou un ingénieur chimiste de laboratoire (pour les problèmes liés aux gonflements du béton, etc.). ([Http://eprints2.insa-strasbourg.fr/509/](http://eprints2.insa-strasbourg.fr/509/), consulté le 15/03/2012)

3.3. Vérification de dimensionnement

Dans le but d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage, tous les éléments de la structure (poteaux, poutres et planchers) sont dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes:

-Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

-Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques. Le pré dimensionnement, de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91 et R.P.A 99 V2003. (BOUALEM et AL, 2008)

3.3.1. Poteaux

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

- **Vérification de la section du poteau d'après le R.P.A 99 V2003**

Pour un poteau de (30×30) cm² \longrightarrow $a=b=30$ avec (a, b) : dimension du poteau

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 30 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = 30 > \left(\frac{330}{20} = 16,5 \right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{30}{30} = 1 \right) < 4 \quad \text{C.V}$$

3.3.2. Les poutres

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

⊙ **Les poutres principales :** Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

⊙ **Les poutres secondaire :** Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

- **Vérification de la section de la poutre**

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec L : distance entre axe de poteaux et on choisit la plus grande portée.
h : hauteur de la poutre.

- **Poutre principale**

* Pour $L = 6,50m, h = 56cm$

$$\Rightarrow \frac{650}{15} \leq h \leq \frac{650}{10} \quad \text{C'est vérifier par le RPA}$$

$$\Rightarrow 43,33 \leq 56 \leq 65$$

* Pour $h = 56 cm$ et $b = 30 cm$

Les dimensions de la poutre doit satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20 cm \quad \Rightarrow 30 cm \geq 20 cm \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 20 cm \quad \Rightarrow 56cm \geq 20 cm \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{56}{30} < 4 \quad \Rightarrow 1,8 < 4 \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 cm \quad \Rightarrow 30cm \geq 20cm \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 20cm \quad \Rightarrow 35cm \geq 20cm \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} < 4 \quad \text{C.V}$$

Donc les conditions sont vérifier par le RPA pour une poutre de $(30 \times 65) cm^2$.

- **Poutre secondaire**

* Pour $L = 6,50 m$ et $h=35 cm$

$$\Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \quad \text{C.V}$$

$$\Rightarrow 43,33 \leq 35 \leq 65$$

* Pour $b=30 cm$ et $h=35cm$

$$b \geq 20 cm \quad \Rightarrow 30 cm \geq 20 cm \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 20 cm \quad \Rightarrow 35 cm \geq 20 cm \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{35}{30} < 4 \quad \text{C.V}$$

Donc les conditions sont vérifier par le RPA pour une poutre de $(30 \times 35) cm^2$

3.3.3. Plancher

Pour les planchers on a des planchers à corps creux, dont l'épaisseur est estimée selon les conditions admissible cité par le B.A.E.L 91 :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5} \quad \text{Avec } l : \text{ distance entre nue des chaînages et on choisit la plus grande portée } (l= 4,20 \text{ m}).$$

Donc : $h_p \geq \frac{4,20}{22,5} \Rightarrow h_p \geq 18,66 \text{ cm}$

On a : $h_p = 21 \text{ cm}$ est - à - dire * 16 cm (pour le corps creux).

* 5 cm (pour la dalle de compression).

Donc les conditions sont vérifiées par le B.A.E.L 91 pour un plancher de (16+5) cm.

3.3.4. Poutrelle

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher.

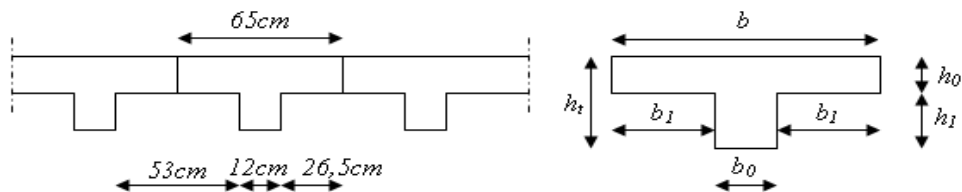


Figure 3.2 : la coupe de la poutrelle.
(BOUALEM et AL, 2008)

$b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 5 \text{ cm}, h_1 = 16 \text{ cm}, b = 65 \text{ cm}$

On a : $b = b_0 + 2 \times b_1 \Rightarrow b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$

D’après le R.P.A 99 V2003 le b1 min doit satisfaire les conditions suivantes :

$b_1 \leq \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 \leq 26,5 \text{ cm} \quad \text{C.V}$

$b_1 \leq \frac{1}{10} \Rightarrow b_1 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{C.V}$

$b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \Rightarrow b_1 \leq (30, 50) \quad \text{C.V}$

Tableau 3.1 : récapitulation du dimensionnement.

	Poteaux (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	chainage (cm ²)
RDC	30X30	30X35	30X30
Etage 1	30X30	30X56	30X30

3.4. Descente de charge

Malgré les recherches effectuées au niveau de : de l'agence locale du contrôle technique de la construction (CTC) et à partir des visites sur site et des relevés, il nous a été possible de calculer la descente de charge sur le bloc dégradé. En rappelons que notre structure est du type poteaux poutre et la contrainte du sol est mesurée au niveau du L.T.P.O est de 1.6 bars. Les efforts utilisés dans les calculs sont les efforts verticaux déduits directement de la descente de charge.

Il sera très intéressant de calculer les moments fléchissants et les efforts tranchants pour pouvoir vérifier les deux phénomènes : tassement et poinçonnements, mais dans notre cas ça n'a été pas possible car je n'ai pas pu avoir des informations sur les dimensions des semelles (pas de plans).

3.4.1. Plancher étage courant

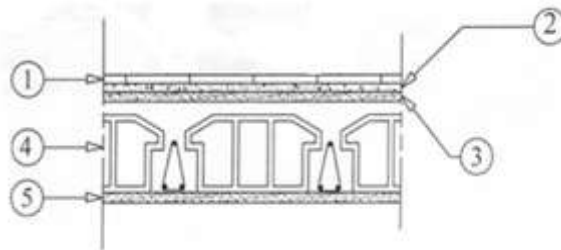


Figure 3.3 : schéma d'un plancher étage courant.
(BOUALEM et AL, 2008)

- **Charge permanentes (G)**

- 1- Carrelage (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- 2- Mortier de pose (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- 3- sable fin (e = 3cm) $\Rightarrow 0,03 \times 18 = 0,54 \text{ kN/m}^2$
- 4- plancher $\Rightarrow 2,85 \text{ KN/m}^2$
- 5- enduit en plâtre (e = 2cm) $\Rightarrow 2 \times 0,1 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,50 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation (Q)**

Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$.

Hall \Rightarrow

$$Q = 4 \text{ kN/m}^2$$

✓

Maçonnerie

✓

Murs extérieurs (doubles parois)

Enduit en mortier de ciment (e = 2cm) ext $\Rightarrow 2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Brique creuse (e = 15cm) $\Rightarrow 1,35 \text{ KN/m}^2$

Brique creuse (e = 10cm) $\Rightarrow 0,90 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (e = 2cm) \Rightarrow $0.035 \times 18 = 0,63 \text{ kN/m}^2$

$G = 2,88 \text{ kN/m}^2.$

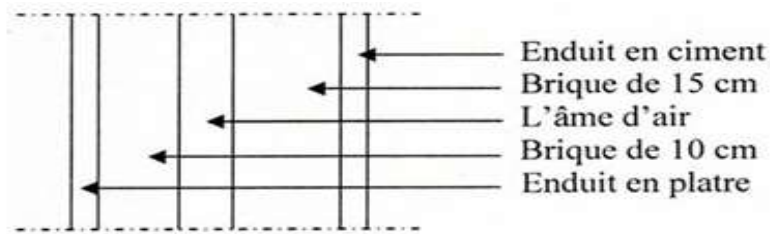


Figure 3.4 : schéma d'un mur double parois.
(BOUALEM et AL, 2008)

✓ Murs intérieurs (simples parois)

Enduit en plâtre (e = 2cm) \Rightarrow $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Brique creuse (e = 10cm) \Rightarrow $0,90 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (e = 2cm) \Rightarrow $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$G = 1,30 \text{ kN/m}^2$

3.4.2. Calcul de descente de charge du poteau central du ((R+O) + (R+1))

Les différents types de charges

$G=5.5 \text{ kN/m}^2$

$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$

$Q \text{ Hall}=4 \text{ kN/m}^2$

$Q \text{ Terrasse inaccessible} =1 \text{ kN/m}^2$

3.4.2.1. Les charges permanentes

- **Poutre principale**

$G_{pp}= 3.25 \times 0.3 \times 0.56 \times 25 = 13.65 \text{ kN}$

- **Poutre secondaire**

$G_{ps}=2.50 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 5.625 \text{ kN}$

- **G étage courant**

$G_c=6.50 \times 2.50 \times 4.50 = 73.125 \text{ kN}$

- **G_{R+0}**

$G_{R+0} = 5.50 \times 2.50 \times 4.50 = 61.875 \text{ kN}$

- **Poteau centrale du premier niveau**

$$G=0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.26=7.335 \text{ kN}$$

3.4.2.2. Les charges d'exploitations

$$\text{Hall : } Q=4 \times 1.25 \times 2.5=12.5 \text{ kN}$$

$$\text{Terrasse : } Q= 1 \times 2.50 \times 4.50=11.25 \text{ kN}$$

$$\text{Etage courant : } Q=2.5 \times 3.25 \times 2.5=20.31 \text{ kN}$$

$$G \text{ Totale} = (13.65+5.625+61.875)+(13.65+5.625+73.125) +7.335=180.885 \text{ kN}$$

$$Q \text{ Totale} = 20.31+11.25 +12.5=44.06 \text{ kN}$$

3.4.2.3. La descente de charge du poteau centrale

- ELU : $1.35G+1.5Q=1.35 (180.885) +1.5 (44.06)=310.284 \text{ kN}$

- ELS : $G+Q=180.885+44.06=224.945 \text{ kN}$

Avec

G : charge permanent

Q : charge d'exploitation

On va supposer que le dimensionnement de la semelle est de $(1,20 \times 1,20) \text{ m}^2$, et en va calcul la descente de charge du poteau centrale suivant cette valeur une construction doit être en position d'équilibre par rapport au sol.

La fondation reçoit les actions ascendantes du sol, elle transmette au sol les effets des charges permanentes et charges d'exploitations, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage

D'après le **R.P.A 99 V2003**, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\begin{aligned} & \mathbf{G + Q + E} \\ & \mathbf{0,8 G \pm E} \end{aligned}$$

Avec G : charge permanent

Q : charge d'exploitation

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et sa nature, la capacité portante du sol est de **1,6 bars**.

Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée. L'étude se fait sur les semelles les plus sollicitées.

3.5. Etude du comportement parasismique de la structure

La mauvaise qualité du béton qui entraîne une faible résistance a une influence grave sur le

comportement parasismique des éléments structurels en termes de différentes performances parasismiques recherchées.

Une étude dans ce contexte a été menée en évaluant le comportement de la structure.

Les méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Nous allons modéliser une structure existante à fin d'étudier son comportement suivant l'analyse Modal et spectrale.

3.5.1. Etude dynamique

Le séisme est un phénomène naturel, il se propage sous forme d'ondes qui à leurs tours engendrent un mouvement du sol et par conséquent des efforts verticaux et horizontaux.

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux efforts de l'action sismique sont à reformulés dans les critères ci-après relatifs à la résistance, la durabilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité de fondations.

3.5.2. Méthode de calcul

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

- Par méthode statique équivalente.
- Par méthode analyse modale spectrale.

Pour notre cas, on utilise la méthode statique équivalente qu'elle est exigée par le **R.P.A 99 V2003**, ce dernier nous impose des conditions à justifiées :

- Hauteur ≤ 17 m (sidi-Abdelli \in Zone 1 \longrightarrow faible sismicité).
- 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 le 25% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. \longrightarrow Ces conditions sont vérifiées pour notre structure.

3.5.2.1. Méthode statique équivalente

a-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]

$$V = \frac{A.d.Q.W}{R} \quad \text{Avec :}$$

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.

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)

• Facteur d'amplification moyen « d »

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

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

d : Facteur d'amplification moyen

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

Site rocheux $\rightarrow T_2 = 0,3 \text{ s}$.

T : La période fondamentale de la structure (en seconde)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (donné par le tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T en RPA 99-V2003)

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

h_n = hauteur totale du bâtiment $\rightarrow h_n = 7,54 \text{ m}$

L : dimension du bâtiment dans la direction du séisme.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

ξ : pourcentage d'amortissement critique = 6 (voir tableau 4.2 dans le RPA99 - V2003)

$\xi = 6\% \rightarrow$ (portique en béton armé avec remplissage léger)

➤ Sens longitudinal

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

$$\text{Min} \begin{cases} T = 0,05 \times (7,54)^{3/4} = 0,22 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 7,54}{\sqrt{25,5}} = 0,13 \text{ s.} \end{cases} \Rightarrow T = 0,045 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow d = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 6\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage léger)}$$

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

$$\Rightarrow d = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,22} \right)^{2/3} = 3,80$$

➤ **Sens transversal**

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

$$\text{Min } \begin{cases} T = 0,05 \times (7,54)^{3/4} = 0,22 \text{ s} \\ T = \frac{0,09 \times 7,54}{\sqrt{10,2}} = 0,21 \text{ s.} \end{cases} \quad \Rightarrow T = 0,21 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow d = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{avec : } \xi = 6\% \text{ (portique en béton armé avec remplissage léger)}$$

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

$$\Rightarrow d = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,21} \right)^{2/3} = 3,92$$

• **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 :

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

• **Facteur de qualité « Q »**

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

Avec :

Q : Facteur de qualité.

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité qui est satisfait aux conditions à vérifiées. (Voir tableau 4.4: valeurs des pénalités P_q dans le RPA99- V2003).

Conditions minimales sur les files de contreventement: critère Observé \longrightarrow $p_{q1}=0$

Redondance en plan : critère Observé \longrightarrow $p_{q2}=0$

Régularité en plan : critère Observé \longrightarrow $p_{q3}=0$

Régularité en élévation : critère Observé \longrightarrow $p_{q4}=0$

Contrôle de la qualité des matériaux : critère Non observé \longrightarrow $p_{q5} = 0,05$

Contrôle de la qualité de l'exécution : critère Non observé \longrightarrow $p_{q6} = 0,05$

Donc :

$$Q_L = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05) = 1,10 \text{ (sens longitudinal)}$$

$$Q_T = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,05) = 1,10 \text{ (sens transversal)}$$

- **Poids total de la construction « W »**

$$W_T = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

Avec :

$$\beta = 0,4$$

β : (coefficient de pondération \longrightarrow salles de classes,)

- **Plancher terrasse (Niveau : 6,73m)**

- **Charge permanente W_{G1}**

Plancher : $216 \times 4,39 = 948,24 \text{ kN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,56) \times (7,1 + 2,7) \times 10 = 411,6 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times 2,5 \times 9 \times 3 = 151,87 \text{ kN}$

Maçonnerie : $64 \times 2,88 = 184,32 \text{ kN}$

$$W_{G1} = 1696,03 \text{ kN}$$

- **Charge d'exploitation W_{Q1}**

Plancher : $W_{Q1} = 216 \times 1 = 216 \text{ kN}$

$$W_1 = W_{G1} + (\beta \times W_{Q1}) \Rightarrow W_1 = 1696,03 + (0,4 \times 216) = 1782,43 \text{ kN}$$

➤ **Plancher étage courant (Niveau : 3,26m)**

- Charge permanente W_{G2}

Plancher : $216 \times 4,39 = 948,24 \text{ kN}$

Poutre principale : $25 \times (0,3 \times 0,56) \times (7,1 + 2,7) \times 10 = 411,6 \text{ kN}$

Poutre secondaire : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times 2,5 \times 9 \times 3 = 151,87 \text{ kN}$

Poteau carré : $25 \times (0,3 \times 0,3) \times \left(\frac{3,26}{2}\right) \times 20 = 73,35 \text{ kN}$

Poteau cir : $25 \times (0,10)^2 \times 3,14 \times \left(\frac{3,26}{2}\right) \times 10 = 12,79 \text{ kN}$

Maçonnerie : $64 \times 2,8 = 179,2 \text{ kN}$

$$W_{G2} = 1777,05 \text{ kN}$$

- Charge d'exploitation W_{Q2}

Plancher : $2,5 \times 156 = 390 \text{ kN}$

Hall..... : $4 \times 60 = 240 \text{ kN}$

$$W_{Q2} = 630 \text{ kN}$$

$$W_2 = W_{G2} + \beta \times W_{Q2} \Rightarrow W_2 = 1777,05 + (0,4 \times 630)$$

$$\Rightarrow W_2 = 2029,05 \text{ kN}$$

Tableau 3.2 : récapitulation du poids de la structure.

Niveau (m)	3.26	6.73
Poids W_i (KN)	1782,43KN	2029,05KN

Détermination de la force sismique

$$W_T = \sum_{i=1}^5 W_i = 3811,48 \text{ kN}$$

$$V_l = \frac{0,1 \times 3,80 \times 1,10 \times 1782,43}{3,5} = 212,87 \text{ KN (Sens long)}$$

$$V_l = \frac{0,1 \times 3,92 \times 1,10 \times 2029,05}{3,5} = 250 \text{ KN (Sens transversal)}$$

b -Distribution verticale des efforts sismique

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 :

$$V = F_i + \sum F$$

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 0 quand $T \leq 0,7$ s

On a : $T = 0,39$ s $< 0,7 \Rightarrow$ 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

$F_t = 0 \Rightarrow$ la relation devienne :
$$F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum_{i=1}^5 W_i \times H_i}$$

Tableau 3.3 : distribution vertical des efforts au sens longitudinal.

Niveau H_i (m)	3,26	6,52
W_i (KN)	1782,43	2029,05
$W_i \times H_i$	5810,72	13226,40
$\sum W_i \times H_i$	19040,12	
V_i (KN)	212,87	
$V_i \times W_i \times H_i$	1236927,96	2815503,76
F_i (KN)	64,96	147,87

Tableau 3.4 : distribution vertical des efforts au sens transversal.

Niveau H_i (m)	3,60	6,52
W_i (KN)	1782,43	2029,05
$W_i \times H_i$	5810,72	13226,401
$\sum W_i \times H_i$	19040,12	
V_i (KN)	250	
$V_i \times W_i \times H_i$	1452680	3306600
F_i (KN)	76,29	173,66

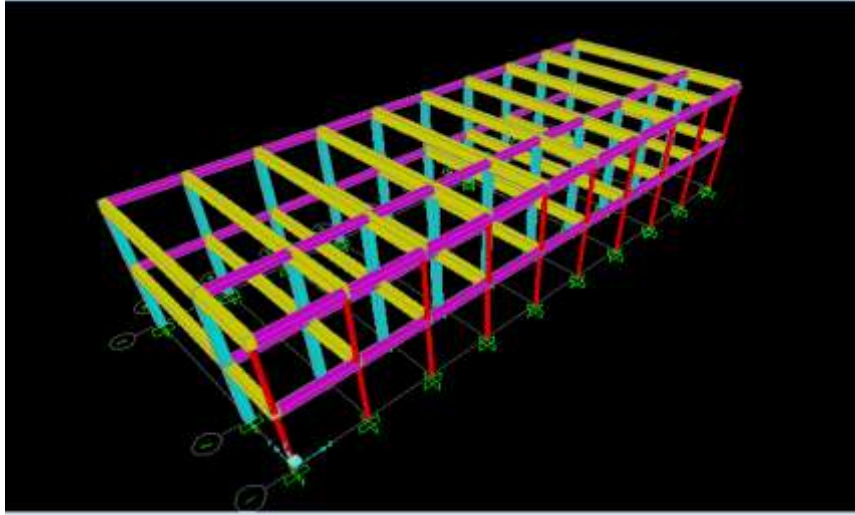


Figure 3.5 : Modélisation de la structure suivant le Logiciel sap2000.

3.5.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale

a-Généralité

La méthode utilisée pour évaluation des forces sismiques est la méthode d'analyse modale Spectrale.

b- principe de calcul

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

c- Application de la méthode dynamique modale spectrale :

❖ Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre suivant :

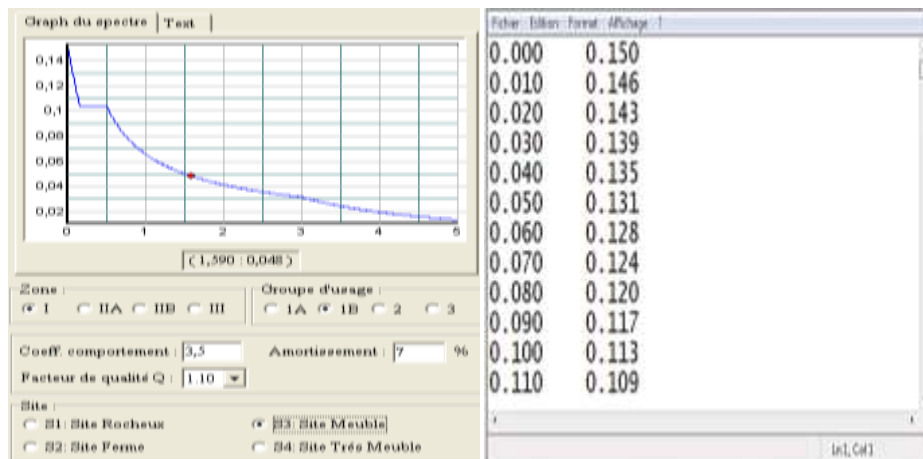


Figure 3.6 : Spectre de réponse d'accélération suivant le RPA 99 Version 2000.

Tableau 3.5 : Tableau des périodes modales et des fréquences.

Mode	Période T (sec)	Mode de vibrations
1	0.50	Translation suivant X
2	0.46	Translation suivant Y
3	0.44	Rotation suivant Z
4	0.18	Translation suivant Y +Rotation suivant Z
5	0.17	Translation suivant X +Rotation suivant Z

Remarque :

La période T(s) est le temps de vibration de la structure, si on a une structure à plusieurs étages T est grande par contre si on a une structure à un seul étage Test petite.

❖ Estimation de la période fondamentale de la structure

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie) $\longrightarrow C_T = 0,050$.

Période 1 : $T_n = 0.50$ s et $T_{\text{empirique}} = (0.050 \times 7.54)^{3/4} = 0.48$ 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%.

$$T_n \leq T_{em} + 0.3(T_{em}) \Leftrightarrow 0.50 \leq 0.62 \text{ c'est vérifié}$$

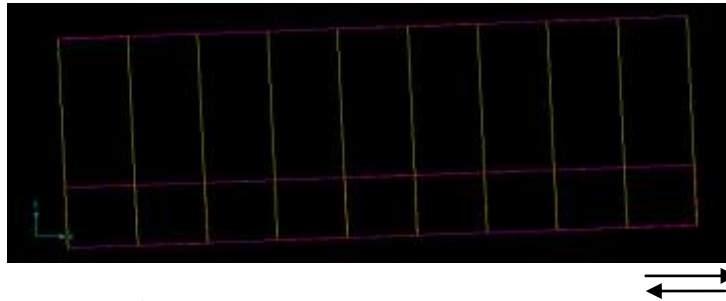


Figure 3.7 : Translation suivant (X-X)

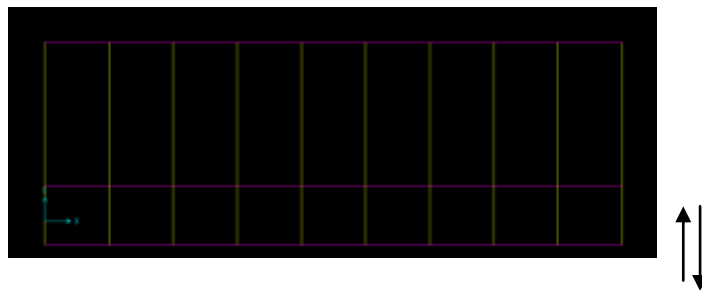


Figure 3.8 : Translation suivant (Y-Y)

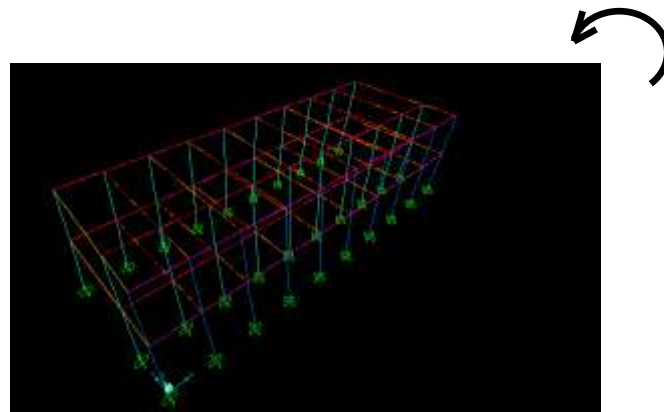


Figure 3.9 : Rotation suivant (Z-Z)

D'après la modélisation numérique et la vibration de notre structure on a trouvé que la rigidité suivant

L'axe (X-X) (translation)	}	est vérifié.
L'axe (Y-Y) (translation)		
L'axe (Z-Z) (rotation)		

❖ **Résultat après modélisation**

L'analyse des résultats obtenus par le travail entrepris a permis d'établir les conclusions suivantes :

-L'introduction des données (descente de charge, dimensions des poteaux) nous permet de s'approcher du comportement réel des structures soit en résistance ou en ductilité.

-Malgré la faible résistance à la compression du béton ($f_{c28}=17\text{MPa} \leq 25\text{MPa}$) de notre structure résiste aux différentes force sismique et a une rigidité acceptable.

-Cette analyse peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher d'étudier à nouveaux les structures qui n'ont pas respecté les normes du RPA (type de fondation, dimensions des poteaux,...etc.) et qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Tableau 3.6 : Récapitulation des efforts M et N des semelles d'après la modélisation du SAP.

	ELU		G+Q-1.2E		ELS	
	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)	M (kN.m)	N (kN)
Semelle centrale	10,98	409,97			7,87	296,36

3.6. Vérification de la résistance à la compression

Après des mesures effectuées au niveau des poteaux (10 points) on a constaté que la résistance à la compression est faible ($=17 \text{ MPa} \leq 25\text{MPa}$) (mauvaise qualité du béton).



Figure 3.10 : Mesure de la résistance du béton à la compression par le scléromètre.

3.7. Reconnaissance des sols et analyse des résultats

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier.

Elle doit ensuite donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées :

- Le prélèvement de l'échantillon en vue de leur analyse au laboratoire
- Les essais in situ proprement dits.

Sondages de reconnaissance

La mécanique des sols ne connaissant que les milieux homogènes alors que le sous-sol ne l'est pas et la géologie étant impuissantes à définir son hétérogénéité à partir des affleurements, des sondages de reconnaissances sont indispensables.

D'une manière générale, il faut profiter des sondages de reconnaissances pour obtenir le maximum de renseignements : géologie, échantillons intacts, niveau des nappes d'eau et éventuellement des essais in-situ. On constate souvent que des observations ou des mesures qui paraissent totalement inutiles au début de l'étude deviennent indispensables lors de celle-ci, c'est-à-dire quand il est trop tard cimentation.

Dans notre cas la reconnaissance des sols a été basée sur l'exécution de 2 sondages carottés (l'un à l'intérieur de l'école et l'autre à l'extérieur, voir schéma d'implantation), descendus verticalement à 8 m de profondeur pour chacun. (Voir Figure 3.7)

Le sondage n°01 a été réalisé à l'extérieur de l'école, à proximité des classes endommagées, sur le trottoir périphérique, et le n°02, à côté du bloc administratif (ce bloc a été démoli et reconstruit de nouveau).

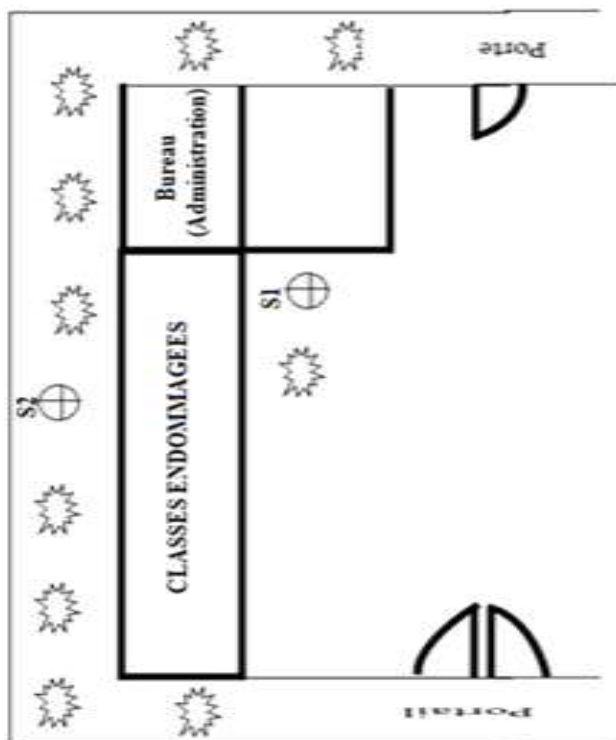


Figure 3.11 : Plan schématique d'implantation

Des échantillons de sol, à l'état intact, ont été prélevés, et soumis aux essais géotechniques tels que les essais physiques et mécaniques et chimiques.

Une seule formation géologique compose les sols en place, représentée par des marnes bicolores (jaunâtres à verdâtres), tendres à pâteuses, de consistances moyennement raide, présentant un niveau sableux (fine passée), vers 1,20/1,50 m (sondage n°01) et 6,50/6,70 m (sondage n°02). Un remblai de 20 à 30 cm d'épaisseur recouvre l'assiette du projet.

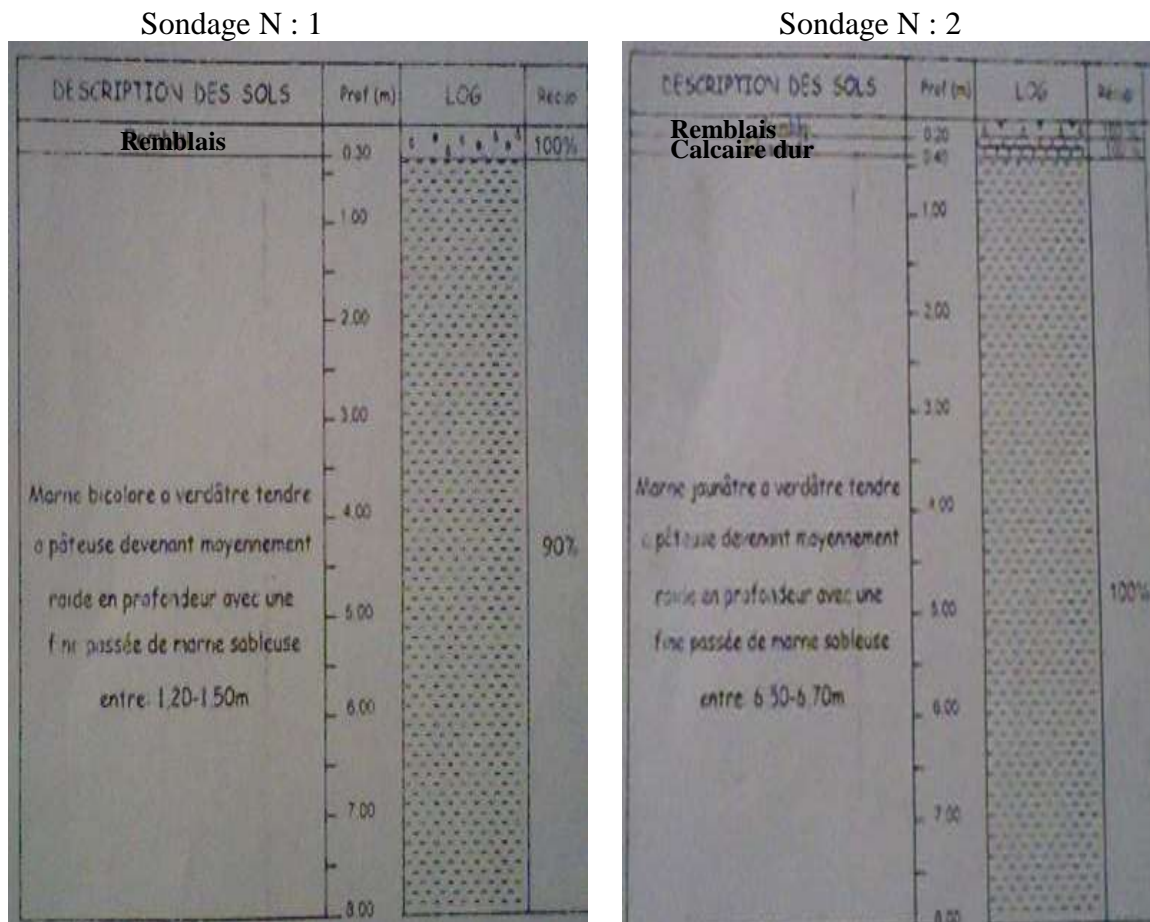


Figure 3.12 : Coupe géotechnique des 2 sondages.

(Rapports géotechnique, L.T.P.O 2002)

3.8. Essais géotechniques

La Géotechnique dont le but n'est que de permettre la réalisation de fondations satisfaisantes.

3.8. 1. Programmation des essais géotechniques

Sur des échantillons à l'état intact (c'est -à- dire protégés à la paraffine dès leur extraction des trous de forage), des essais physico-mécaniques ont été programmés au niveau de LTPO et grâce à ces essais on a pu obtenir les résultats suivants :

3.8.1.1. Essai physiques

a. Granulométrie

Les résultats de l'analyse granulométrique indiquent qu'il s'agit d'un sol à texture argileuse à limoneuse, légèrement sableuse ; la proportion graveleuse est très faible à nulle.

b. Limites d'Atterberg

Des mesures en été réalisées sur 8 échantillons et d'après les essais effectués au laboratoire (L.T.P.O) on a pu donner les résultats suivants :

- La plasticité élevée à forte (IP=36%, WL=65%)
- Selon le diagramme du Casagrande, ce sol est à classer dans la catégorie des argiles minérales de forte plasticité.

3.8.1.2. Essai mécaniques

Les essais mécaniques sont utilisés pour la détermination de la résistance du béton à partir d'éprouvettes. Ceux-ci peuvent être élaborés spécifiquement (éprouvettes) ou extraits de structures, c'est-à-dire, à partir de carottage (i.e. opération qui consiste à découper une éprouvette dans une partie de l'ouvrage.) , dans notre cas on n'a pas pu faire ces essais à cause du manque de matériel et aussi on n'a pas pu réaliser ces essais au niveau de notre bloc choisi par exemple le carottage.

a. Compressibilité à l'oedomètre

Le sol marneux se trouve à l'état sur consolidé (Pression de consolidation (P_c) > Poids terres (P_o)). avec P_c : la contrainte maximale qui a subie le sol durant toute son histoire.

- La compressibilité est élevée à très élevée ($C_c=0,45$).
- Le potentiel de gonflement est élevé à fort ($C_g=0,11$ et $P_c = 1,6$).

b. Pression de gonflement

Elle est mesurée par la méthode du C E B T P (gonflement libre), la marne développe des pressions de gonflement (σ_g) de 0,63 et 0,78 Kg/cm².

c. Activité de l'argile (AC)

Argile : Selon la définition du Dictionnaire de géologie (A. Foucault, JF Raoult), le terme argile désigne à la fois le minéral (= minéral argileux) et une roche (meuble ou consolidée) composée pour l'essentiel de ces minéraux. La fraction argileuse est, par convention, constituée des éléments dont la taille est inférieure à 2 μm .

L'activité de l'argile (AC) est déterminée à partir de la relation de Kempton :

$$AC = \frac{IP}{\text{Teneur en argile}}$$

Tout calcul fait, $AC = 0,70$ à $01,06$; il s'agit là d'une activité jugée normale. Le minérale auquel est associé cette activité appartient à la famille des « illites », qui ont comme caractéristique de présenter des propriétés colloïdales assez accusées, en donnant à des gonflements caractéristiques en présence d'eau.

d. Effet des argiles gonflantes

Les conséquences des variations de volume de sol, par suite de modifications de l'état d'humidité sont d'autant plus graves que les contraintes totales normales sont faibles. Ainsi, les bâtiments légers, « fondés superficiellement » sont beaucoup plus sensibles que les constructions lourdes à l'action des argiles gonflantes.

Par ailleurs, les phénomènes de tassements classiques finissent toujours par se stabiliser, au bout d'un temps, plus au moins long, il n'en est pas de même dans le cas des modifications de volume dues à des variations saisonnières d'humidité : les mouvements alternatifs de soulèvement (gonflement) et tassement (retrait) qu'elles entraînent, ne se stabilisent qu'à long terme.

3.8.1.3. Essai chimiques

L'analyse chimique (faite par le L.T.P.O) a pour objet de nous donner la composition chimique et le degré d'agressivité vis-à-vis du béton de notre échantillon. Vu la nature du sol en place et le contexte géologique et la bibliographie des projets voisins on a procédé aux essais suivant :

Des essais chimiques du sol ont été réalisés sur un échantillon prélevé au niveau du sondage N : 1 et 2 à une profondeur allant de 1.20 à 6.00 mètre, cette analyse a pour but de détecter la composition de cette argile.

Les résultats obtenus montrent que l'échantillon analysé, est essentiellement composé d'une marne bicolore (jaunâtre à verdâtre) tendre pâteuse, de consistance molle à moyennement raide présentant des niveaux sableux (fines passées) Nous remarquons également dans cet échantillon de sol, une apparition visible de calcaire ($CaCO_3$) au niveau de sondage 2 à l'extérieur du Cem accolé des classe endommagé (voir schéma d'implantation) entre la profondeur de 0.20 mètre et 0.40 mètre. L'essai du $CaCO_3$ a pour but de prévoir l'importance du tassement et son influence.

3.9. Vérification du gonflement

Pour reconnaître un sol gonflant, il faut savoir que tous les sols très gonflants ont un très grand indice de plasticité I_p mais la réciproque n'est pas vraie.

En dehors des sols normalement consolidés qui ont subi des retraites et qui s'hydratent par la suite, la plupart des sols gonflants présentent deux caractéristiques :

- ✓ Une forte surconsolidation : $0.1 < \sigma_g < 0.8$ Mpa.
- ✓ Un indice de gonflement élevé : $0.04 < C_g < 0.25$.

D'après les résultats des essais, le sol considéré a un potentiel de gonflement élevé à fort. ainsi que Le potentiel de gonflement-retrait est fort à très fort même, ce qui confirme le constat visuel. (voir Figure 3.8)



Figure 3.13 : Soulèvement du bloc à droite par rapport à l'autre bloc acoté.

3.10. Vérification du tassement des fondations

Tout terrain soumis à des charges provoqués soit par les constructions réalisées soit simplement par les aménagements extérieurs (par exemple : remblais pour parkings, aires de circulation ou zone de verdure), qui subit des tassements soit différentiel ou uniforme.

Ceux--ci résultent essentiellement de l'expulsion de l'eau contenue dans les vides existants entre les particules constituant le squelette du terrain et dans une moindre mesure, du **réarrangement** des particules les unes par rapport aux autres.

Naturellement, ces tassement doivent être prévus par les constructeurs afin que toutes les dispositions soient prises pour faire face à leur conséquences inacceptables et qui peut engendré des vies en danger.

3.10.1. Calcul du tassement

A travers les essais effectués au laboratoire L.T.P.O (limite d'Aterberg, l'essai oedométrique) nous avons pu donner les résultats qui suivent:

- L'indice de plasticité des marnes : $IP = 36\%$, $WL = 63\% \rightarrow$ sol a une plasticité élevée.
 $Cc=0,009$ ($WL-13$) = $0,009$ ($63-13$) = 0.45
- Pression de consolidation : $Pc = 1,6$ kPa > $Po = (0,74 \sim 1,3)$ kPa
- Coefficient de tassement : $Ct = 0.26$.
- Coefficient de gonflement : $Cg = \frac{Cc}{4} = \frac{0,45}{4} = 0.11$.

Le sol d'assise est du type surconsolidé avec $pc=1,6$ kPa ($\sigma_c > \sigma_0$), pour cela la formule de Terzaghi s'écrit de la manière suivante :

$$\Delta hc = \frac{cg}{1+e_0} h \text{Log} \left(\frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} \right) \quad \text{et} \quad Cg=0.11 \text{ (coefficient de gonflement du sol)}$$

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

e_0 : indice des vides initial d'un échantillon pris sur une couche intacte du sol.

Cg : indice de gonflement déterminé à partir d'un essai oedométrique.

$\sigma_0 : \gamma \cdot Z$: contrainte initiale du sol en [kPa].

$\Delta\sigma : CqK$ (m,n) : contrainte vertical qui est déterminer à partir de formule de « BOUSSINSQ »

K : facteur d'influence donné 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 en [m].

Les résultats de calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.7 : Résultats de tassement.

H (m)	couches	K	$\Delta\sigma = Ckq$ (bars)	σ_0 (bars)	e_0	$\Delta\sigma_i$ (bars)	h_i (cm)	$\sigma_i = \sigma_0 + \Delta\sigma_i$ (bars)	Δh_i (cm)
3,5	3,00/4,00	0.18	1,15	0,714	0,622	1,156	100	1,8	11,60
4,5	4,00/5,00	0.05	0,32	0,918	0,608	0,322	100	1,24	0,89
5,5	5,00/6,00	0.02	0,13	1,122	0,596	0,128	100	1,25	0,32
6,5	6,00/7,00	0.01	0,06	1,326	0,589	0,064	100	1,39	0,14

$$\Sigma \Delta h_i = 12,95 \text{ cm.}$$

3.10.2. Interprétation des résultats

Après avoir fait le calcul du tassement de la semelle du poteau centrale de notre bloc choisi nous avons pu ressortir un certain nombre de conclusions qui sont les suivantes :

Concernant notre bloc nous avons remarqué que la valeur du tassement est grande, elle est de 12.95 cm et c'est un tassement uniforme (car on a calculé que pour une semelle (semelle centrale)).

3.11. Vérification du poinçonnement sous les fondations

La fondation a un rôle d'assurer la stabilité de l'ouvrage en interaction avec le sol, leur finalité est la transmission des charges et surcharges de la structure au sol. Une fondation bien dimensionnée doit répondre à ces deux conditions :

- Tassement sur la contrainte de service $q_{ref} < q_{adm}$, il s'agit donc d'assurer que le tassement est acceptable et compatible avec le comportement de l'ouvrage (problème de déformation élastique).
- Sécurité vis-à-vis de la rupture, le problème consiste à déterminer la capacité portante q_L , ou contrainte de rupture il se traite quand l'équilibre de plasticité est atteint.

La charge de poinçonnement d'un sol très mou ne peut être évalué par le calcul, car elle est atteinte en réalité que lorsque l'état plastique s'étend dans tout le terrain, selon la semelle de fondation, de grande déplacement des sols d'assise accompagné de l'enfoncement brusque apparaisse.

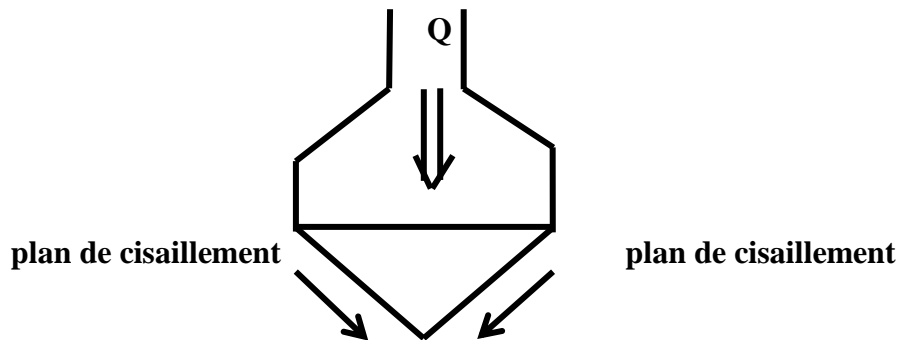


Figure 3.14 : Poinçonnement au niveau de la fondation.
(ALLAL Mohamed Amine. Cour 2011)

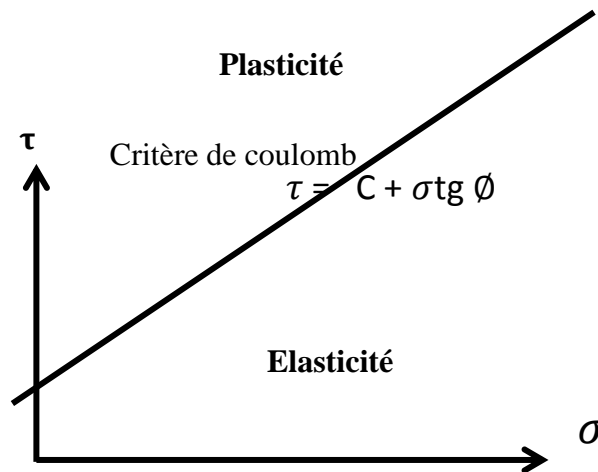


Figure 3.15 : Etat des terres en déplacement.
(ALLAL Mohamed Amine. Cour2011)

3.11.1. Calcul de poinçonnement pour une semelle de (1,20x1,20)

Pour une semelle isolée de longueur L et de largeur B, Terzaghi propose

$$q_L = \frac{1}{2} \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) (\gamma \cdot B \cdot N_\gamma) + \gamma \cdot D N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C \cdot N_c$$

Avec :

q_L : charge limitée en [kPa].

B : la largeur de semelle en [m].

L : longueur de la semelle en [m].

γ : poids volumique du sol sous la base de la semelle en [kPa].

N_γ : facteur de surface.

N_q : facteur de profondeur.

N_c : facteur de cohésion.

Les calculs des caractéristiques géotechniques fait appel à l'utilisation de fonction de portance N_γ , N_q , N_c (dont les valeurs sont données dans les tableaux pris du le cahier de la SOCOTEC et qui se trouvent dans les différents livres de mécanique des sols en fonction de l'angle de frottement ϕ).

D : ancrage de la semelle en [m].

C : cohésion du sol d'assise en [kPa].

$$q_L = \frac{1}{2} \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) (\gamma \cdot B \cdot N_\gamma) + \gamma \cdot D N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C \cdot N_c$$

Dans notre cas nous avons supposé une valeur d'une semelle de (1,20x1,20) m² car nous n'avons pas les dimensions des semelles avec :

$N_\gamma=1$ et $N_q=2,49$ et $N_c=8,45$ pour $\phi=10^\circ$

$\gamma=20,7$ kN/m³ et $D=1,5$ m et $B=1,20$ m et $C=26$ kN/m² et $q_L=350,89$ kPa

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_L - q_0}{F}$$

Avec : q_{adm} : contrainte admissible en [kPa]

$q_0 = \gamma \cdot D$ en [kPa]

F : coefficient de sécurité qui est égale en générale à 3.

$$q_{adm} = 20,7 \cdot 1,5 + \frac{350,89 - 20,7 \cdot 1,5}{3} = 137,66 \text{ kPa}$$

$$q_{ref} = \frac{Q}{BL} \leq q_{adm} \quad \text{ou} \quad q_{ref} = \frac{N}{S}$$

Avec :

q_{ref} : contrainte de référence pour une charge verticale centrée ou le diagramme sous la fondation carrée du poteau centrale, elle est en [kPa].

N : charge sur la semelle du poteau centrale, en a pris cette valeur par le logiciel SAP après descente de charge et modélisation de la structure.

$$q_{ref} = \frac{N}{S} = \frac{409,97}{(1,2)^2} = 284,70 \text{ kPa}$$

Il faut que $q_{ref} \leq q_{adm}$, mais dans notre cas $q_{ref} \geq q_{adm}$ c'est pas vérifier.

3.11.2. Calcul de poinçonnement pour une semelle de (2,00x2,00) m²

Dans notre cas nous avons supposé une valeur d'une semelle de (2,00x2,00) m² avec :

$$q_L = \frac{1}{2} \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) (\gamma \cdot B \cdot N_\gamma) + \gamma \cdot D N_q + \left(1 + 0,2 \frac{B}{L}\right) C \cdot N_c$$

$N_\gamma = 1$ et $N_q = 2,49$ et $N_c = 8,45$ pour $\phi = 10^\circ$

$\gamma = 20,7 \text{ kN/m}^3$ et $D = 1,5 \text{ m}$ et $B = 1 \text{ m}$ et $C = 26 \text{ kPa}$ et $q_L = 357,5145 \text{ kPa}$

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_L - q_0}{F}$$

Avec : q_{adm} : contrainte admissible en [kPa].

$q_0 = \gamma \cdot D$ en [kPa].

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

$$q_{adm} = 20,7 \cdot 1,5 + \frac{357,5145 - 20,7 \cdot 1,5}{3} = 139,8715 \text{ kPa}$$

$$q_{ref} = \frac{Q}{BL} \leq q_{adm} \quad \text{ou} \quad q_{ref} = \frac{N}{S}$$

Avec : q_{ref} : contrainte de référence pour une charge verticale centrée ou le diagramme sous la fondation carrée du poteau centrale, elle est en [kPa].

N : charge sur la semelle du poteau centrale, en a pris cette valeur par le logiciel SAP après descente de charge et modélisation de la structure.

$$q_{ref} = \frac{N}{S} = \frac{409,97}{(2)^2} = 102,4925 \text{ kPa}$$

$q_{ref} \leq q_{adm}$ donc c'est vérifier pour une semelle de (2,00x2,00) m².

3.11.3. Interprétation des résultats

Après avoir fait le calcul du poinçonnement de la semelle du poteau central de notre bloc choisi nous avons tiré les constatations suivantes :

- la semelle du bloc a déplacé ce qui confirme le constat visuel : le bloc a bougé par rapport aux autres blocs qui ne présentent pas de risque de poinçonnement.
- Pour un bon dimensionnement de la semelle, elle doit être de (2,00 x 2,00) m² pour ne pas avoir un risque de poinçonnement.

3.12. Origines des désordres (La recherche des causes des désordres)

Les origines des désordres constatés se traduisent par différentes manifestations, à savoir :

3.12.1. Manque de drainage (Absence de trottoirs périphériques)

Au niveau de notre bloc on a remarqué qu'il n'y a pas de trottoirs périphériques ce qui fait que les eaux de pluies influent négativement sur l'infrastructure du bloc et cause des dégâts importants sur la structure (humidité, gonflement du sol pendant les périodes de pluies).



Figure 3.16 : Absence de trottoirs périphérique à l'extérieur du Cem.

3.12.2. Présence d'arbres tout au tour du bloc

Dans certains cas, il est possible de supprimer à moindre frais la cause principale des désordres en arrachant les arbres qui sont trop proches et procéder au rebouchage des fissures (avec un enduit souple) une fois que l'état hydrique du sol a retrouvé son équilibre.



Figure 3.17: Présence d'arbres tout au tour du Cem.

3.12.3. Les fissures

Ces fissures nettes et visibles entre plusieurs parties d'ouvrages de rigidités et de fonctionnement différents et surtout au niveau des jonctions .Elles peuvent être dus soit aux effets de retrait et/ soit au disfonctionnement des ouvrages ,comme elles peuvent être passives (mortes) , stabilisées(variation limités dans le temps)ou actives (la variation évolue avec le temps).

Les autres fissures sont des fissures dites « anormales » et peuvent être provoquées par :

- Les effets de changement de température.
- Les tassements du sol de fondation.
- Il est aussi fondamental de savoir identifier avant construction la présence éventuelle d'argile gonflante, afin de prendre en compte ce paramètre lors de la mise en œuvre du projet. Dans certains cas, la poussée latérale du remblai peut provoquer des fissures aux murs de fondations à cause de gonflement de sol dans les saisons de pluies.

3.12.4. Les infiltrations d'eau

Elle favorisant ainsi la circulation d'eau dans l'ensemble de l'ouvrage entraînant l'altération de parement ou de joint, des décollements et des déversements, ces infiltration sont causé principalement par l'ouverture du joint.



Figure 3.18 : Les infiltrations d'eau au niveau des ouvertures des joints.

3.12.5. Corrosion des armatures

Dans un premier temps, il faut déterminer l'origine de la corrosion des armatures, qui est le désordre le plus important observé sur la structure. Comme celle-ci (le Cem Houari Boumediene) ne se trouve pas en milieu marin, on peut raisonnablement penser que c'est le phénomène de carbonatation qui est à l'origine de la dépassivation des armatures et non une attaque des chlorures. Une analyse chimique effectuée sur un prélèvement de béton permet de valider qu'il n'y a pas de chlorures présents dans le béton.

3.12.6. Les éclatements de briques et de mortier

Ils sont du soit à l'insuffisance ou au manque de résistance mécanique du matériau ($f_{c28}=17\text{MPa}$), soit à la gélivité de briques (porosité , fissures...).

3.12.7. Les désordres consécutifs au vieillissement ou à l'évolution normale de l'ouvrage

Elle se manifeste par le vieillissement propre des matériaux (brique, métal...) , l'insuffisance ou l'absence d'entretien est à l'origine de beaucoup de désordres ce qui a porté préjudice à la pérennité de l'ouvrage.

3.12.8. L'humidité

L'humidité permanente dans un bâtiment est une source d'ennuis perpétuels. L'eau des pluies est retenue dans les murs, elle provoque des dégâts : les peintures se craquèlent, ces bâtiments sont empreints d'une odeur de moisi qui exhale en permanence. De plus, de nombreuses personnes se sentent indisposées. Donc l'eau est la source principale de problème d'humidité et qui a pénétrer par l'ouverture du joint.



Figure 3.19 : Présence d'humidité à l'intérieure des classe par l'eau de pluies.

Comment l'eau est-elle présente dans les murs ?

Les dégâts dû à l'humidité proviennent de différents types d'eau :

✓ Les eaux d'infiltration

- Le deuxième type d'eau d'infiltration est plus complexe, car il est lent. Il s'agit du passage d'un liquide à travers les interstices d'un corps. Il fait appel, par exemple, à l'infiltration des eaux de pluies qui diffusent dans le sol, puis dans les murs.

✓ L'eau de la remontée capillaire

C'est l'ensemble des phénomènes relatifs au comportement des liquides dans des tubes très fins. Le phénomène de la remontée capillaire est renforcé par les phénomènes d'électro-osmose et d'électro-filtration qui jouent un rôle primordial. Ils trouvent leur origine physique à l'échelle nanométrique. C'est à l'interface des particules d'argile (particules $< 2 \text{ nm}$), où se forment des couches ioniques, que ces phénomènes se généralisent :

▪ L'eau véhiculée par l'électro-osmose

Une différence de potentiel électrique provoque un déplacement du liquide interstitiel de l'anode vers la cathode en raison de la non uniformité de la distribution des cations (ion +) et des anions (ion-) au voisinage de la particule chargée, c'est l'électro-osmose.

▪ L'eau véhiculée par l'électro-filtration

Réciproquement, l'application d'un gradient de potentiel hydrique fait que l'eau entraîne, dans sa circulation des particules chargées, ce qui donne naissance à un courant électrique. Il s'agit de l'électro-filtration.

([www.detomasi.ch/électro-osmose_batiment #htm](http://www.detomasi.ch/électro-osmose_batiment.htm) consulté le 15/03/2012).

3.12.9. Causes d'endommagement du béton

Plusieurs facteurs peuvent jouer un rôle important dans les différents processus de dégradation du béton. Dans de nombreux cas, les dégâts résultent de la combinaison de divers mécanismes. Les causes les plus fréquentes de dégâts et de détériorations du béton sont :

- la corrosion provoque des fissures ou éclatement du béton.
- Mouvement du sol par tassement ou gonflement du sol provoque des fissures.
- Changement de température (période de chaud en été et période de froids en hiver) provoque des fissures ou éclatement du béton.

3.12.10. D'autres causes liées au sol

Les causes de ces problèmes sont principalement liées à l'existence de fondations hétérogènes (bloc administratif accolé de notre bloc dégradé qui n'existe que depuis 2002 avec un système de fondation semi-profondes, sur faux-puits.), non calculées dans leur globalité, sous une même structure, des études géotechniques insuffisantes ou mal menées, la construction, à des époques différentes, alors qu'ils sont en disproportion de masse, de volume, la méconnaissance des caractéristiques du sol (force portante du terrain), voire du sous-sol en profondeur (bulbe de pression), enfin, et le sujet est loin d'être exhaustif, le non-respect des règles de calculs existantes à l'époque de la conception (c'est le cas de notre bloc qui est le plus dégradé).

– les tassements d'ensemble, avec ou sans faux-aplomb, différentiels, et ceux résultant de remblaiements ;

Le phénomène de retrait-gonflement des argiles

Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches) qui peuvent avoir des conséquences importantes sur les bâtiments n'ayant pas pris en compte cet aléa dans leur conception.

3.13. Conclusion

Dans ce chapitre on a identifier les causes des désordres observés au niveau du l'école fondamentale Houari Boumediene à Sidi-Abdelli , on se basant sur des rapports géotechniques ,des rapports d'expertise, des relevé, les résultats de la modélisation aussi des mesures au scléromètre et l'application des plaques témoins .Ces causes sont multiples on cite les plus importants :

- Absence de trottoirs périphérique.
- Présence d'arbres tout au tour du l'école.
- Insuffisance du système du drainage.
- L'effet du seime (de Ain -Témouchent 1999) qui a causé l'effondrement des classes a coté de notre bloc.
- L'ouverture du joint qui a été la source d'humidité et la détérioration des peintures
- La nature du sol qui sont des sols composés d'une marne et caractérisée par : une plasticité élevée à très forte une compressibilité partiel a élevée et un potentiel de gonflement-retrait élevé à fort , la classant dans la catégorie des sols gonflants dont les conséquences des variations saisonnières de l'état d'humidité et des mouvements alternatives qui s'ensuivent (soulèvement par gonflement) et (tassement par effet de retrait) ,entraîne généralement des désordres multiples aux structures légères fondées superficiellement.

Il faut avoir une vision stratégique globale à moyen, toutefois on doit être toujours attentif au contexte global (nature du sol, les structures accoté).

Il faut Hiérarchiser les problèmes (nature du sol, type de fondation, voir a proximité de l'école (présence d'arbre, manque de trottoir), vérification dimensionnement des éléments de la construction).

Les phases d'observation, d'analyse et de diagnostic font généralement apparaître des problèmes de types divers et d'échelles variées. Certains ont une ampleur limitée et ne demandent que des réponses ponctuelles (comme le traitement des fissures), ne nécessitant que des moyens réduits. D'autres problèmes par contre sont beaucoup plus complexes, par exemple lorsqu'il s'agit de problème de fondation, qui nécessite des réponses globales et des moyens importants (reprise en sous œuvre),donc les moyens mis-en œuvre, varieront en fonction de l'ampleur des problèmes constatés.

Chapitre 4 :

Réflexion et propositions d'interventions

4.1.Introduction

Le béton armé est un matériau de base de structures largement utilisé depuis plus d'un siècle. Il peut se dégrader sous l'influence de 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.

Au cours du travail de PFE, j'ai été amenée à réaliser de nombreux diagnostics sur notre structures en béton armé. Ce rapport a pour but de présenter le déroulement d'un diagnostic ainsi que les moyens techniques à notre disposition pour caractériser les désordres. Cette étape est capitale pour préconiser des réparations adaptées et durables. L'objet du PFE a également été l'occasion d'analyser une technique d'investigation plus en détails .

Il faut se poser la question suivant :comment faire face aux différents pathologies ? les désordres étant dus à des tassements différentielles et à des poinçonnements localisés ,aussi une inadaptation de système de fondation aux type de sol (sol gonflant) et absence de drainage Le sinistre aurait pu être évité si l'on avait pris les précautions nécessaire pour supprimer ou réduire les désordres.Lorsque les terrains sont compressibles ,il faut évaluer les tassement (absolu ou différentiel) inévitables, et tenir compte de leur influence sur la structure .L'amélioration de la stabilité s'obtient soit par le renforcement du système de fondation soit par drainage. Ce dernier chapitre est consacré à l'étude de la finalité d'un diagnostic, à savoir d'une part la détermination de la capacité portante de la structure et d'autre part la détermination des travaux de réparation / renforcement si les dégâts affectant la structure le nécessite.

La définition des principes de réparation nécessite la réalisation préalable d'un bon diagnostic. Les réparations à mettre en œuvre dépendent de l'origine des désordres. Une fissure ayant pour origine la corrosion des armatures doit être traitée différemment d'une fissure de flexion par exemple.

« Toute réparation sans un diagnostic préalable ou issue d'un diagnostic erroné est vouée à l'échec »

En effet,si l'origine des désordres n'est pas traitée, ceux-ci réapparaîtront rapidement après la réparation et la structure n'est pas assainie.

Il est nécessaire d'effectuer des diagnostics sur les structures pour donner des indications concernant les principes de confortement de l'ouvrage, lorsque les travaux de réparations s'appuyant sur le diagnostic.

4.2. Les techniques de réhabilitation

4.2.1. Réflexion au niveau des Fondation

La semelle de fondation est l'élément d'appui d'une construction qui transmet au sol les charges de la structure. Elle est dimensionnée et réalisée, d'une part en tenant compte de la nature du sol et de la configuration du terrain (horizontale ou en pente), d'autre part de l'importance du bâtiment : hauteur, activité, type de construction qui vont déterminer son poids. Généralement constituées en pierre relativement dure de grande ou de petites dimensions avec ou sans liants de chaux, de terre, de ciment ou même d'un mélange.

La présence de désordres au niveau de la superstructure qui sont marqué généralement par des fissures et des lézardes au niveau des murs porteurs et des poteaux (en général à 45° en élévation), nous a orienté vers la nécessité de passé aux fondations .D'après les ingénieurs du C.T.C.O le type de fondation utiliser pour notre établissement est du type semelle isolé, (inadaptation du système de fondation), pour cela nous avons proposé les solutions suivants :

4.2.1.1. Interventions dans les fondations

La décision quant au type d'intervention à entreprendre quand un bâtiment fait l'objet de problèmes découlant d'instabilisation du sol(tassement, gonflement) requiert une connaissance du type ainsi que des caractéristiques des fondations du bâtiment, et une autre d'information sur les caractéristiques géotechniques du terrain jusqu'à une profondeur suffisante. Ce n'est qu'après avoir obtenu l'ensemble de ces données et après cette phase d'analyse que doit être envisagé le type d'intervention à entreprendre.

Choisir une méthode pour consolider et traiter les fondations d'un bâtiment vieux ou traditionnel dépend de la connaissance des raisons d'origine de la dégradation : changement du niveau de l'eau, tassement ou gonflement des sols. Nous considérons que le traitement des fondations doit suivre les recommandations indiquées ci-dessous :

- Réalisation d'études géotechniques pour le sol des fondations, inspection et diagnostic des fondations, et connaissance de la situation ainsi que de l'état du moment. Le choix de la méthode ou du renforcement dépend du rapport des experts géotechniques et de leurs recommandations ;
- Le renforcement des fondations souterraines ne doit pas nécessairement conserver le même type de construction que la partie supérieure de la structure.

Lorsque les fondations du bâtiment sont de type superficiel, ce qui constitue le cas le plus fréquent, le système le plus habituel de reprise est celui qui consiste à placer en-dessous un support un peu plus large compacté à la partie solide des fondations préexistantes. Il faut définir dans chaque cas, en fonction des caractéristiques du terrain, la fondation à renforcer, la profondeur et la largeur du nouveau support, mais pour notre cas nous n'avons pas d'information sur le type ou les dimensions des fondations malgré ca nous avons supposé que c'est des semelles isolées d'après les ingénieurs du C.T.C.O, car dans les années 80 il n'avait pas de contrôle technique des constructions.

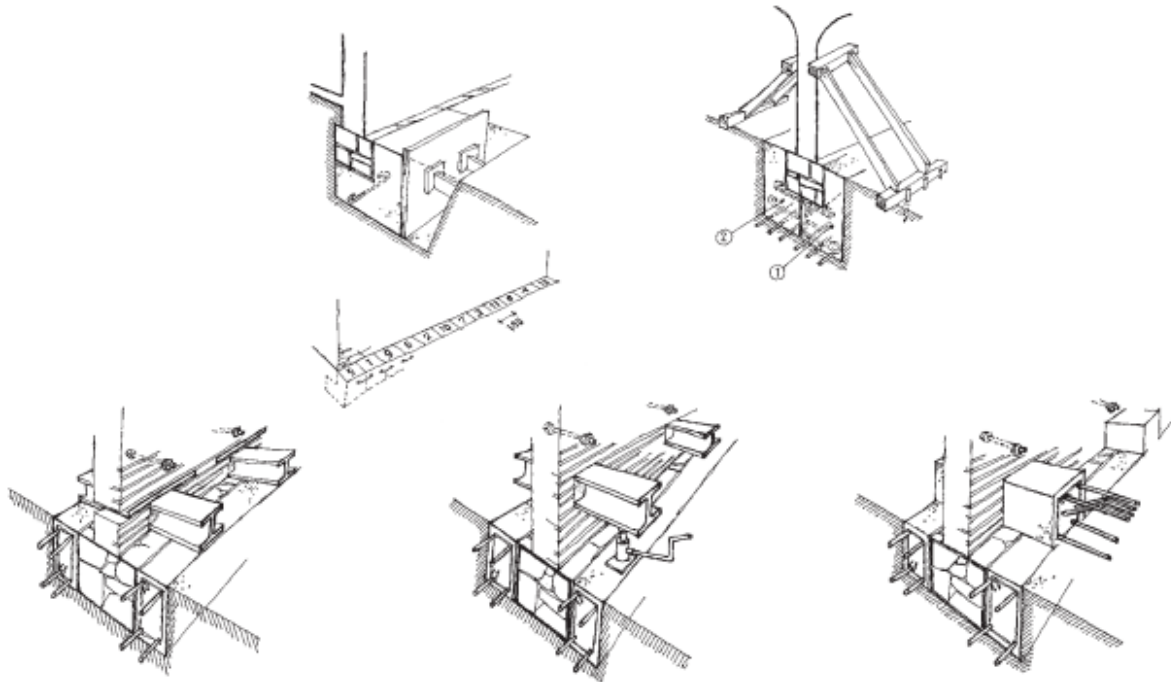


Figure 4.1 : Interventions dans les fondations

([Http://www.rehabimed.net/Publicacions/Metode_Rehabimed/II.%20Rehabilitacio_Ledifici/FR/2e%20partie.%20Outil8.pdf](http://www.rehabimed.net/Publicacions/Metode_Rehabimed/II.%20Rehabilitacio_Ledifici/FR/2e%20partie.%20Outil8.pdf)).

Actuellement, il est de plus en plus fréquent d'utiliser des micropieux disposés certains verticalement et d'autres inclinés, qui englobent un plus grand volume de terrain afin d'absorber les efforts à la base des fondations, utilisant celles-ci comme un ensemble général.

4.2.1.2. Renforcement des fondations préexistantes

Un certain nombre de technique sont mises en œuvre lorsque les fondations de l'ouvrage ne sont plus en mesure de reprendre l'ensemble des charges qui lui sont appliquées. Le reprises en sous-œuvre, opérations courantes d'un chantier de réhabilitation.

L'une des méthodes consiste à consolider et étayer les fondations existantes en leur ajoutant une masse supplémentaire, en fixant la nouvelle masse aux vieilles fondations au moyen de tenseurs d'acier, de boulons d'ancrage et d'autres types de lien, et en les attachant ensemble afin de créer un système de fondation tel que l'ensemble ne pourra plus se déplacer latéralement pour renforcer les fondations.

consiste à intervenir sur une structure porteuse existante (en sous-œuvre). Son but est de créer une nouvelle transmission de charge (d'où la notion de reprise) en mettant en œuvre un élément structurel nouveau.

Par exemple, il peut s'agir d'une suppression de poteaux existants et d'un report des charges sur d'autres éléments verticaux existants par l'intermédiaire d'une poutre. En a proposer dans la reprise en sous-œuvre les techniques suivant :

a-Reprises-en sous-œuvre de la semelle

Après l'évaluation de la charge transmise au sol par les fondations, on pourra définir la dimension convenable de la semelle pour assurer la stabilité du mur. Dans le cas d'un bon sol (Brenda, P 1993), il suffit d'élargir les semelles afin d'augmenter la surface de répartition de la charge au sol. Ce procédé consiste à:

- Fouiller le sol des deux côtés du mur jusqu'au niveau de la fondation ;
- Creuser au-dessous de la semelle existante sur la moitié de sa largeur. Procéder par tranches de longueur qui ne dépassent pas deux mètres chacune ;
- Couler une semelle en béton armé dont les dimensions et le ferrailage dépendent de la charge qu'elle va supporter ;
- Garder des aciers en attente pour la continuité du ferrailage dans la nouvelle semelle, du côté opposé ;
- Creuser du côté opposé de la première intervention, sur la même hauteur et les mêmes longueurs et largeurs ;
- Nettoyer les aciers en attente, compléter le ferrailage et couler la deuxième partie de la semelle ;
- Continuer dans le même principe l'élargissement de la semelle.

([Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012)

b. Sous fondations par des micropieux

Cette technique est utilisée dans le cas de sol fragile (Chaning, S 1993). Elle consiste à implanter des micropieux qui descendent profondément vers le bon sol au-dessous des semelles existantes. Cette solution nécessite des sondages préalables afin de reconnaître le sous-sol et le niveau du bon sol. Ainsi, elle nécessite la technicité et la main d'œuvre spécialisée dans ce type de travaux pour éviter les problèmes imprévus.

Les micropieux sont des pieux de petit diamètre (15 à 20 cm), forés par rotation pour éviter toute vibration ou choc au-dessous des semelles existantes. Ces pieux sont armés d'un ferrailage tendu formant du béton compact précontraint, afin de supporter des charges élevées malgré leur petit diamètre. Ils seront intégrés à l'intérieur de la maçonnerie de la fondation afin d'assurer une parfaite liaison.

([Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012)

c. Mise en place de tirants d'ancrages

Utiliser pour rétablir la stabilité des fondations aux glissements, renversements et aux tassements par la mobilisation d'un volume de terrain ou de rocher. Les tirants et boulons d'ancrage sont des éléments constitutifs sollicités en traction (Chaning, S 1993). Ils sont d'une longueur supérieure à celle des boulons d'ancrage, leur système d'armature peut être constitué d'une barre unique, d'un faisceau de barre, d'un ensemble de fils ou de torons parallèles. Ils sont mis en précontraint par l'application d'un effort de traction qui est au moins égale à l'effort qui leur sera transmis au moment

de leur mise en service. ([Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012).

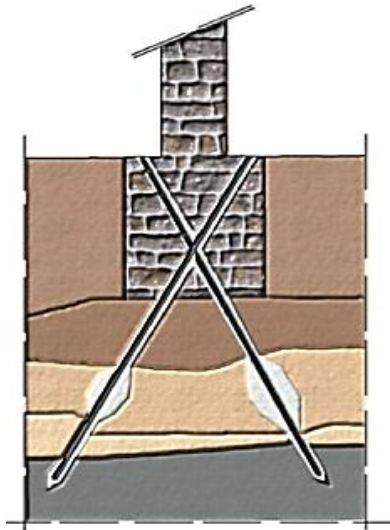


Figure 4.2 : Reprise par micro-pieu.

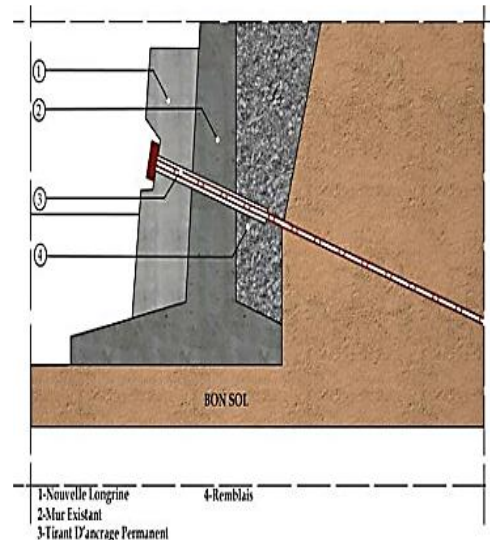


Figure 4.3 : Tirant d'ancrage.

([Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012).

d. Traitement des sols par injection

La technique (Chaning S. 1993) consiste à introduire, sous pression dans le sol à partir de forages répartis selon des mailles primaires et secondaires, un mortier (à base de ciment ou autres liants) à angle de frottement élevé afin d'augmenter le niveau de contrainte jusqu'à atteindre le niveau de consistance recherché, et réduire les déformabilités du terrain sous les charges existantes ou supplémentaires appliqués. Ce procédé permet aussi l'étanchement des terrains afin de réduire les débits d'infiltration au travers des terrains, et réduire les risques d'érosion des parties fines ou soluble du sol. ([Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf](http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012)

Remarque

Les 4 solutions d'intervention restent toujours des propositions pour intervenir en sous-œuvre, car dans notre pays les projets de réhabilitation mener jusqu'à présent restent très limité (comme le lycée Benzerdjeb), vue l'absence de spécialiste dans le domaine et les outils qui permettent de bien mener les interventions sur site.

4.2.2. 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. ([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

Création de
trottoir
périmétrique de
largeur de 1.50 m

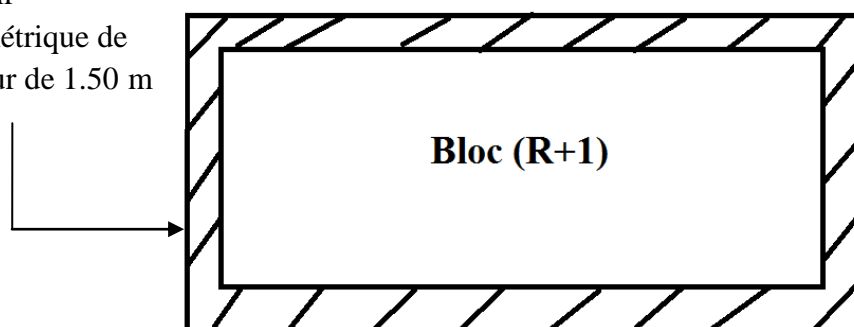


Figure 4.4 : Schéma de principe de réalisation d'une ceinture étanche autour du bâtiment.

4.2.3. 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.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

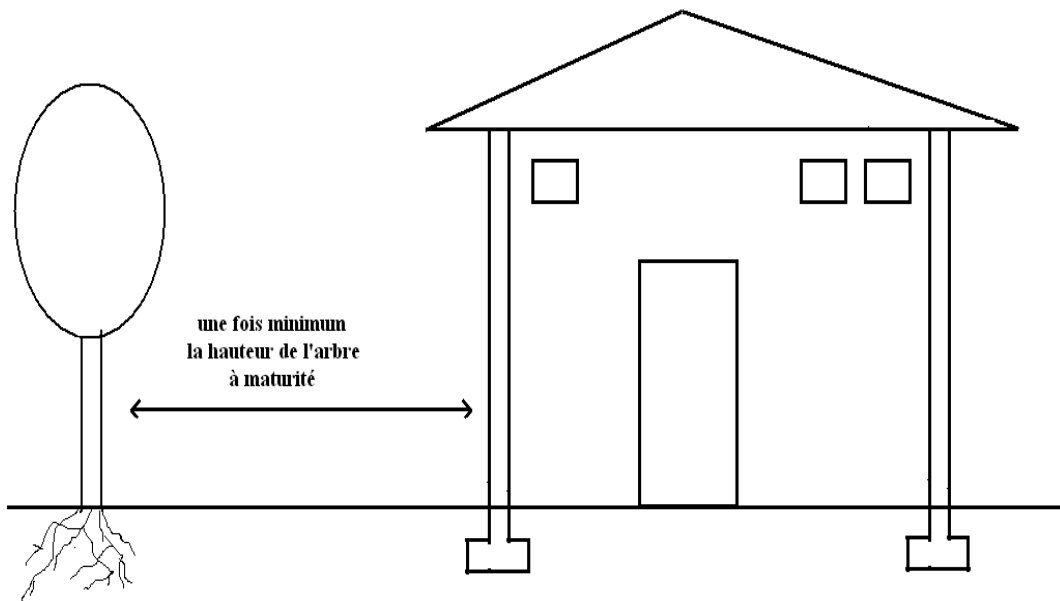


Figure 4.5 : Schéma de principe d'éloignement de la végétation du bâti.

4.2.4. Création d'un écran anti-racines

Pour notre cas il ya beaucoup des arbres tout au tour du l'école Houari Boumediene et pour ne pas gêner la stabilisation de la structure par l'arrachement des arbres et les faire 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. ([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

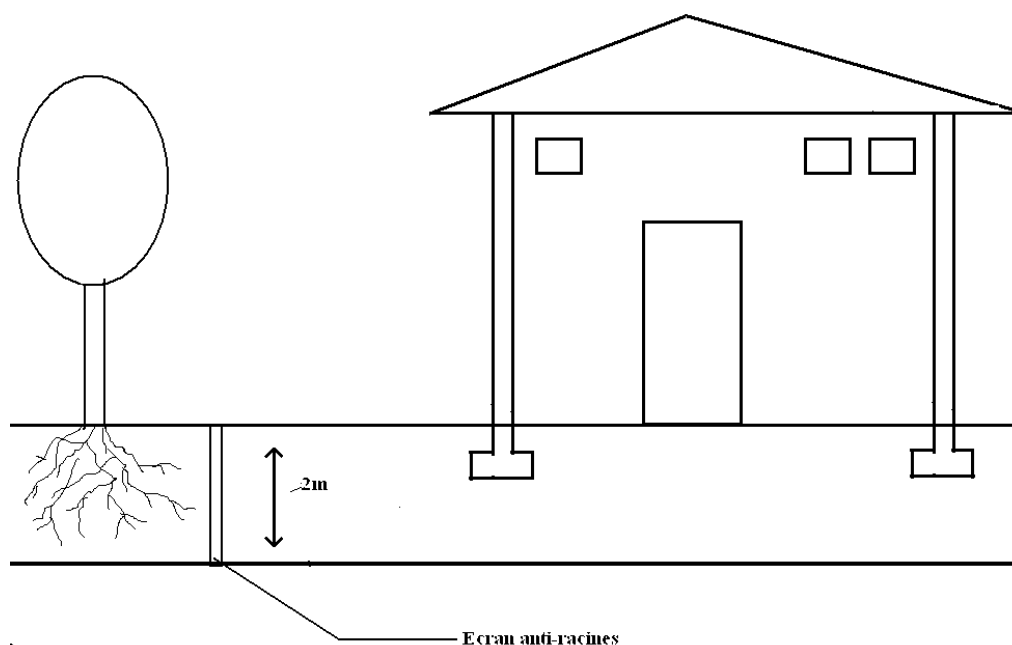


Figure 4.6 : Schéma de principe de création d'un écran anti-racines.

4.2.5. Drainage du site

4.2.5.1. L'importance d'utilisation d'un drainage

Il est nécessaire d'étudier avec soin le drainage du massif, l'imperméabilisation éventuelle des surfaces horizontales et la protection de l'infrastructure de l'école par des trottoirs périphériques, le but du drainage est essentiellement de diminuer les pressions interstitielles, en outre, la mise en place doit être précédée d'une étude hydraulique, laquelle permet le choix du meilleur système de drainage, ainsi que l'estimation de l'effet attendu sur la stabilité.

Un bon drainage est important pour éviter l'infiltration de l'eau dans un bâtiment, ou même l'inondation. Lorsque l'eau s'accumule autour d'un bâtiment, elle coule le long des fondations et risque de pénétrer par les fissures des murs ou de la dalle du sous-sol. Elle peut aussi faire remonter les eaux d'égouts par le drain du sous-sol et soulever les fondations. Le Laboratoire des Travaux Public de l'ouest a préconisé une solution impérative et urgente pour remédier aux problèmes qui affectent l'établissement

En utilisant de simples techniques de drainage aménagement paysager et canalisations d'évacuation convenables– le propriétaire d'un bâtiment peut considérablement réduire le risque d'inondation ou d'infiltration. Gouttières et tuyaux de descente sont essentiels pour

réduire les dommages causés par l'eau à un bâtiment. Cependant, le seul fait d'éloigner l'eau de l'immeuble ne signifie pas qu'il n'y aura pas de problèmes à un niveau inférieur comme

les fondations. En cas de pluie moyenne, beaucoup de litres d'eau peuvent être entraînés par les gouttières à la base des fondations. Des tuiles de drainage situées à la base des fondations récupèrent cette eau dans le sol et l'entraînent vers une conduite d'égouts. ([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

4.2.5.2. Réalisation d'un dispositif de drainage

Les apports d'eau provenant des terrains environnants (eaux de ruissellement superficiel ou circulations souterraines), contribuent au phénomène en accroissant les variations localisées d'humidité. La collecte et l'évacuation de ces apports permettent de minimiser les mouvements différentiels du sous-sol.

Le dispositif consiste en un réseau de drains (ou tranchées drainantes) ceinturant la construction ou, dans les terrains en pente, disposés en amont de celle-ci. Les volumes collectés sont dirigés aussi loin que possible de l'habitation. ([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

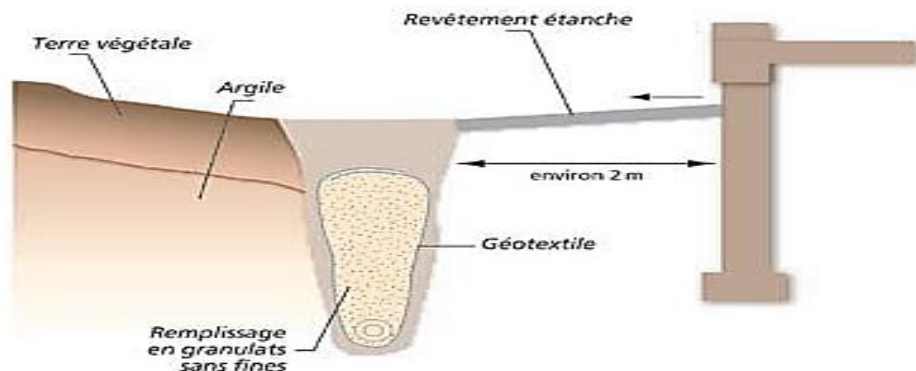


Figure 4.7: Schéma de principe de réalisation d'un dispositif de drainage.

([Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html](http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-desordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012).

4.2.6. Traitement des armatures corrodées

Au niveau de notre bloc, la corrosion a commencé dans l'ouverture du joint de rupture ou en a remarqué des infiltrations d'eau (eau de pluies) qui ont détaché le mortier et causé cette corrosion, pour réparer cette corrosion, il faut un traitement des armatures.



Figure 4.8 : Armatures corrodées au niveau de l'ouverture du joint de dilatation.

Tous les aciers doivent être traités et passivés sur la longueur totale des aciers corrodés et une zone de sécurité de 50 cm de part et d'autre, avec :

- Repiquage du béton au droit des armatures par burinage avec dégagement des aciers dans leur totalité lors de la présence de rouille.
 - Sablage pour élimination de la rouille sur les armatures sur toutes les faces
- La longueur ainsi définie doit être dégagée sur toute la périphérie : dégagement de 2 cm derrière l'armature.
- Dépoussiérage des structures avec saturation d'eau du support pour une bonne adhérence
 - Passivation efficace des armatures (y compris la face cachée) Les fissures dues à la corrosion doivent être traitées identiquement, à savoir dégagement du béton jusqu'à l'armature et traitement des armatures corrodées.

4.2.7. Technique de réparation d'une carbonatation

Au niveau de notre bloc la carbonatation est localisée au niveau de l'ouverture du joint de dilatation, après avoir élaboré un diagnostic adéquat la réparation peut débuter. Le pourtour de la surface à réparer devra comporter des arêtes franches (meule) pour la propreté de la réparation.

Les zones de béton dégradées doivent être enlevées pour retrouver la surface saine du béton. Des marteaux piqueurs et/ou l'hydro démolition sont habituellement employés. ([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf), consulté le 15/03/2012)

4.2.7.1. Le traitement des armatures

Après l'enlèvement des parties friables et le dégagement des armatures, les opérations de brossage et de grattage pour éliminer la rouille peuvent s'opérer. Un inhibiteur de rouille est possible et peut être appliqué.

En cas de diminution sensible de la section des aciers, il y aura lieu de renforcer ou de remplacer. L'épaisseur de recouvrement minimale des armatures devra être respectée dans tous les cas car celle-ci est un facteur important pour sa protection. ([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf), consulté le 15/03/2012)

4.2.7.2. La réparation du béton

Après le traitement des armatures nous pouvons appliquer le béton de réparation. Le type de béton nécessaire est choisi soigneusement en fonction du caractère de réparation désirée.

Le produit de réparation choisi sera appliqué une fois les surfaces bien nettoyées. Une application du mortier par couches successives de 5 à 50 mm maximum doit être réalisée. On le comprime fortement à l'aide d'une truelle. Il est important de bien damer le mortier autour des barres de l'armature afin d'éviter des inclusions d'air.

([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf), consulté le 15/03/2012)

4.2.7.3. La finition

Cette finition offre la possibilité d'appliquer une peinture définitive avec propriété de protection du béton contre la carbonatation et/ou talochage traditionnel des parties réparées.

La qualité finale et la pérennité des travaux de réparation sont conditionnées par le soin apporté à la réparation des supports ainsi qu'à la qualité de mise en œuvre des produits.

D'une manière générale, il est indispensable de se reporter à la réglementation et aux normes en vigueur, ainsi qu'aux spécifications techniques contenues dans les fiches techniques.

Afin de maintenir le coût des réparations à un niveau avantageux face à la reconstruction, certaines décisions, voir certains risques doivent être pris dans le choix de la stratégie de réparation et au cours des phases de réhabilitation.

([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf), consulté le 15/03/2012).

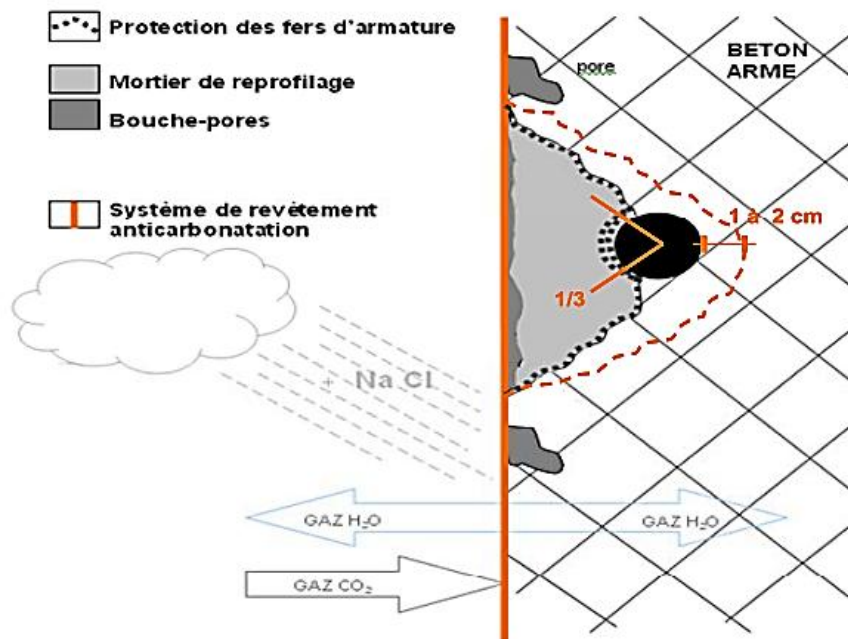


Figure 4.9 : Phase d'une réparation locale.

([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf), consulté le 15/03/2012).

4.2.8. 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).

Pour choisir les techniques de réparation s'appliquant à un cas particulier, il est nécessaire d'utiliser les informations recueillies pendant la visite le type de fissure (profond ou superficiel) et l'activité de celles-ci (actives ou stables). Pour notre cas nous avons fait des plaques témoins (en plâtre) au niveau des murs et des poteaux, de 03/04/2012 jusqu'à 15/07/2012, nous avons remarqué qu'ils n'y a aucune évolution des fissures pour cela nous avons proposé les techniques suivant :

4.2.8.1. Remplacement de la partie endommagée

Après des visites sur sites nous avons constaté plusieurs types de fissures : fissures profonds de 10 mm au niveau des murs intérieurs et extérieurs et aussi les poteaux circulaires, suivant l'échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé, le degré d'endommagement est de type très fort pour cela en a choisi la technique de remplacement physique de la partie endommagée.



Figure 4.10 : Les différentes fissures dans le bloc.

Il s'agit de remplacer le matériau de la partie fissurée ou menacée par la dégradation et de reconstruire avec le même matériau ou d'autres dont la résistance et la déformabilité seront similaires. Dans les murs en brique, l'usage veut que l'on reprenne le même matériau (béton, brique) l'objectif de l'intervention ne peut que prétendre restaurer la capacité portante initiale de l'élément endommagé. Aussi au niveau de l'ouverture du joint qui est la source d'humidité à l'intérieur des classe par l'eau des pluies, il faut fermé cette ouverture par des morceau de brique et du mortier du ciment.

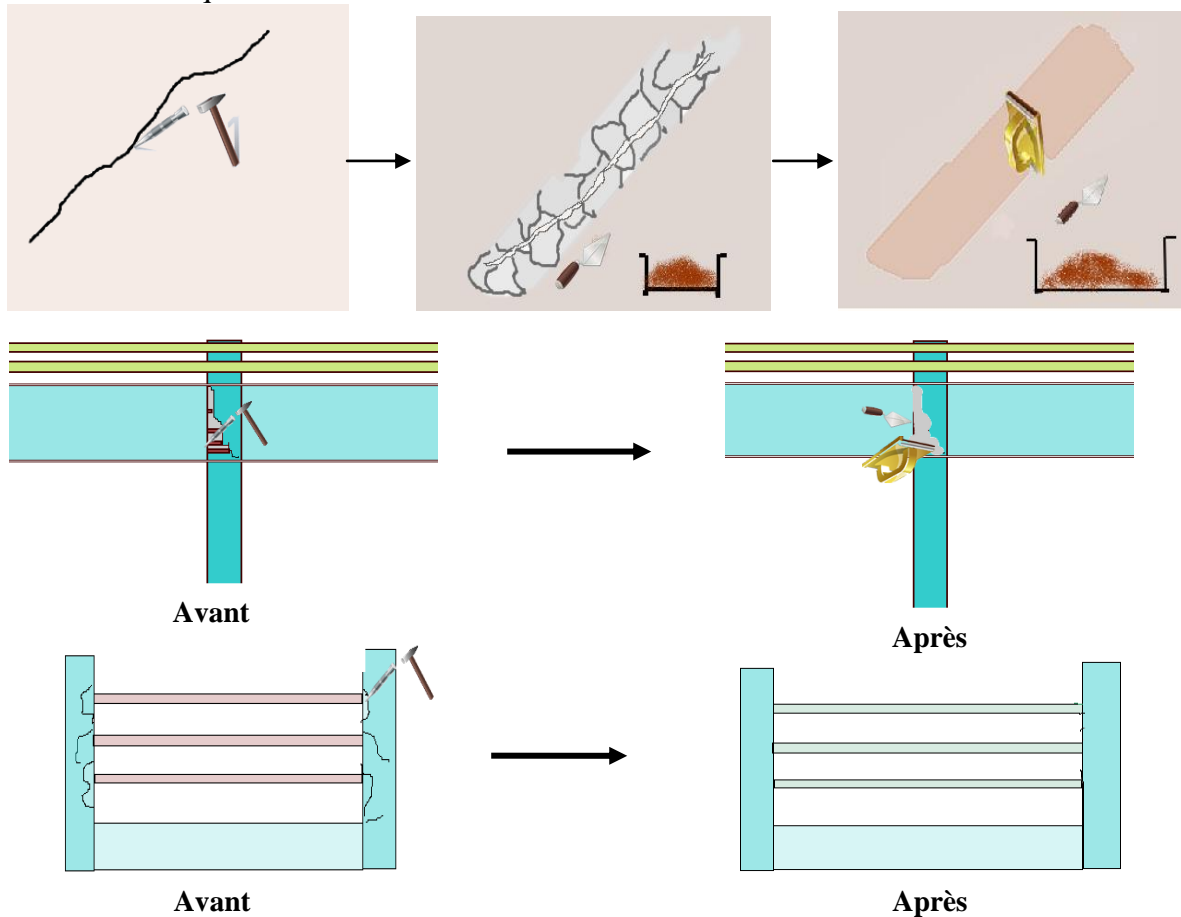


Figure 4.11 : Colmatage des fissures par du mortier du ciment

4.2.8.2. Reprise de fissures

La méthode consiste à intercaler entre les lèvres de la fissure du mur des éléments plus résistants et plus rigides en guise de sutures, tels que des agrafes métalliques, des morceaux de brique, etc. Il s'agit de retrouver la continuité perdue du mur endommagé, de sorte que les tensions puissent être de nouveau transmises et distribuées de manière homogène dans la partie lézardée (plus de 10 mm). Pour que cette méthode soit efficace, il faut que la fissure soit passive comme nous venons de l'expliquer, c'est-à-dire que la cause de son apparition n'agisse plus sur la partie à réparer (lorsque le tassement se stabilise).

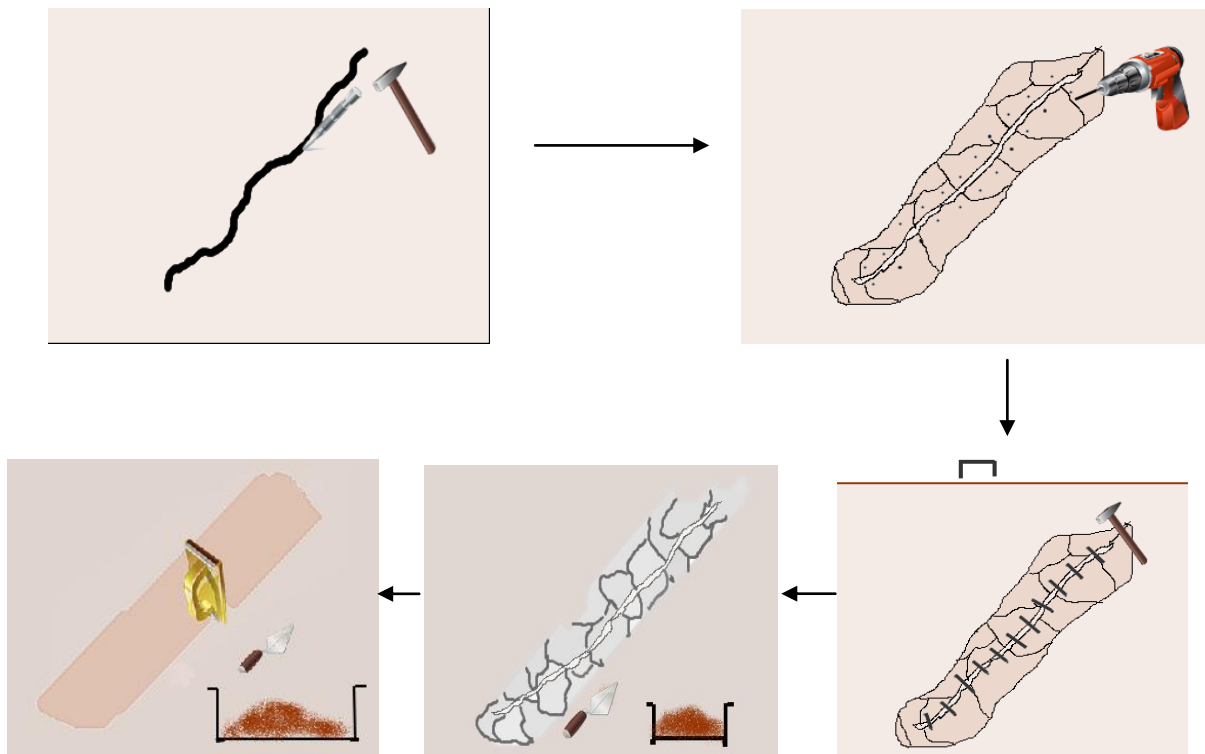


Figure 4.12 : Reprise des fissures par des agrafes.

4.2.8.3. Injections

❖ Les fissures dont l'épaisseur est comprise entre 0.3 et 3 mm peuvent être réparées par injection de mortier de ciment très fluide.

Les différentes étapes de l'injection sont les suivantes :

- Enlever la couche d'enduit dans les zones endommagées et nettoyer les fissures au jet d'eau ou à l'air comprimé.
- Percer des trous sur l'axe de la fissure, distants de 30 à 60 cm suivant l'importance de la fissure.

- Introduire les injections sur une profondeur de 5 cm environ dans les trous et les sceller avec du mortier du ciment.
- Colmater la fissure avec mortier sur toute sa longueur.
- Injecter le mortier fluide ou le lait de ciment avec une pression de 30 bars.

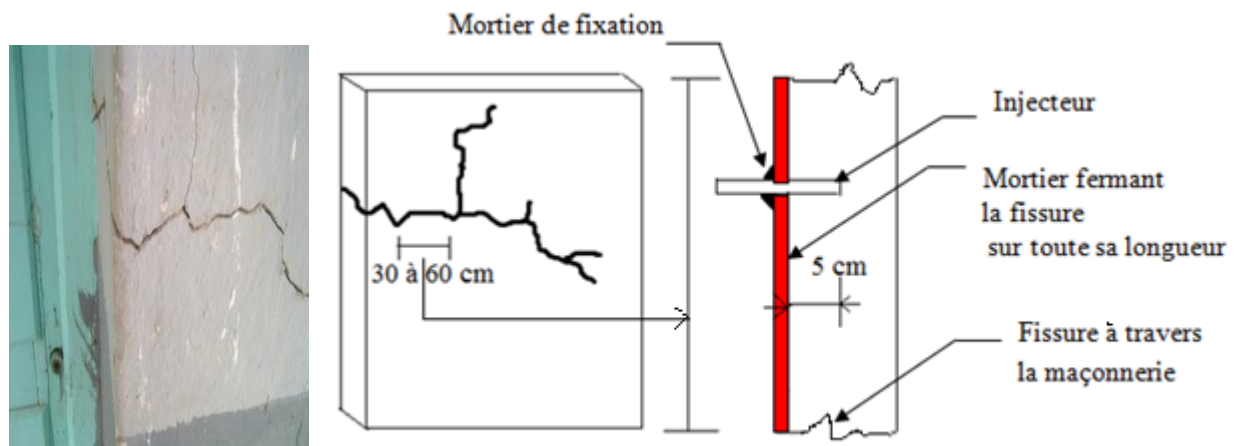


Figure 4.13 : Réparation de fissure sur un mur par injection.

❖ Si la fissure dépasse 3 mm de large, elle peut être injectée avec un mortier de ciment. Cependant, si la largeur dépasse 10 mm et si les briques sont endommagées le long de cette fissure, l'injection n'est plus efficace. Dans ce cas si la fissure est approximativement verticale, la méthode de réparation consiste à dégager les briques sur une largeur de 15 à 20cm de part et d'autre de la fissure et de les remplacer par en utilisant un mortier très riche en ciment,

Remarque : Après la réparation des fissures et des armatures on va traiter les façades et aussi l'intérieur des classes par l'application d'enduit et des opérations de peinture afin de donné le coté esthétique aussi une importance dans notre intervention au niveau de notre bloc.

4.3. Conclusion

Notre étude nous laisse penser que cette structure va continuer à se dégrader si on n'a pas pris des décisions face aux différents problèmes.

Pour remédier aux problèmes découverts au niveau de notre bloc endommagé plusieurs solutions sont proposées :

-Le système de drainage et leur implantation est nécessaire pour éviter l'influence des eaux des pluies sur les sols d'assises de l'école(sol gonflant), Les variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux produisent des gonflements (période humide) et des tassements (périodes sèches) qui peuvent avoir des conséquences importantes sur les bâtiments.

-Les dimensions de la semelle sont petites (supposé de $(1,20 \times 1,20)$ m²) alors que les charges au dessus de celle-ci est grande qui ont causé du poinçonnement et du tassement, pour cela nous avons procédé au renforcement des fondations préexistantes par : des reprises en sous œuvre sous fondations, des micropieux, des tirants d'ancrages et traitement des sols par injection .Leurs mise en œuvre peut être facile si les travaux sont exécutés convenablement et suivant les normes de réalisation ,mais dans notre pays les entreprises spécialisés en ce domaine sont limités en ce domaine et l'application de ces techniques est très couteux.

-Il faut aussi éloigner les arbres tout autour du Cem pour éviter la pénétration des racines au-dessous de la structure.

-Aussi pour la carbonatation et la corrosion des solutions sont proposées afin de réparer les armatures corrodées.

En conclusion pour un bon plan d'intervention il faut établir un bon diagnostic pour bien mener les opérations de réhabilitation.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

En guise de conclusion, notre étude consistait à rechercher les causes des désordres constatés ainsi que leurs origines dans un cas spécifique l'école « Houari Boumediene » à Sidi-Abdelli, on se base sur les informations des rapports géotechniques et d'expertises, l'historique et des visites sur site. 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 poinçonnement, et tassement. Ainsi que la principale cause des sinistres était due à l'eau des pluies.

L'expertise doit suivre un ordre logique :

Recueil des données de base concernant le site de l'ouvrage (Géologie, hydrogéologie, climatologie).

- Expertise technique (Analyse, diagnostic, recherche des causes).
- Réflexions sur les éventuelles solutions (propositions des solutions avec leurs études).

La réalisation d'un projet de ce type demande à l'origine une réflexion et une formalisation de la stratégie de réalisation depuis la définition des objectifs jusqu'à la mise en exploitation.

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.

Donc le but de l'expertise est d'abord d'évaluer le niveau atteint des pathologies, d'identifier les causes des désordres et ensuite de donner une (ou des) solution(s) pour arrêter l'évolution des désordres 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 à la pathologie de cet ouvrage. Au cours du travail de PFE, j'ai été amenée à réaliser de nombreux diagnostics sur notre structure en béton armé.

Les principaux résultats de ce travail font ressortir les conclusions suivantes :

- Absence d'étude géotechnique rigoureuse et d'absence de phase de maturation du projet.
- L'inadaptation probable entre la nature du sol et le système de fondation.
- Insuffisance du système de drainage
- une mauvaise qualité de matériaux pour l'exécution du projet.

L'expertise n'est possible que grâce à une somme considérable de travail en équipe qui doit être pluridisciplinaire. Il doit y avoir aussi une collaboration du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et des entreprises de réalisation

Beaucoup d'ennuis de mécanique des sols et de fondations peuvent être évités, ou limités dans une très 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 que renouveler aux constructeurs nos recommandations habituelles :

- ✓ Etudier convenablement des sites, tant au point de vue géologique et géotechnique grâce à des reconnaissances in situ appropriées (nature du sol, leur caractéristique, force portante du sol)
- ✓ 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.

On n'a pas le droit de se tromper dans l'expertise d'un sinistre, ni de prescrire des remèdes inopportuns. Cette étude nous a été très fructueuse dans la mesure où elle nous a permis d'approfondir nos connaissances dans le domaine de la réhabilitation et 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 et l'art de l'ingénieur et aussi le point de départ dans la réalisation de chaque ouvrage. Le patrimoine de la période coloniale du 19^{ème} 20^{ème} siècle mérite d'être préservé, celui-ci peut être atteint à travers des opérations de réhabilitation qui ne doivent pas être de simples remises en état d'un bâti mais de la prise en charge de ses occupants afin de leur procurer un confort et un bien être. La réussite d'une opération de réhabilitation nécessite l'articulation entre les aspects techniques et sociaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ALLAL Mohamed Amine (2007), *Cours de géotechnique*.

BOUKLI HACENE. A-S. & Y. BADAOU I (1996), Projet de Fin d'Etudes *Spécialité Génie Civil*, « Expertise d'un cas pathologique: Lycée Malek Ibn-Nabi de Sidi-Abdelli ».

CAMBEFORT H. (1971), « *Introduction a la géotechnique* », Ed EYROLLES (Paris).

Laboratoire Eau et ouvrage dans leur Environnement Avec la Collaboration du Département de génie civil (2005), « *JESGM 2eme journée d'études sur les sols gonflants* ».

MOUROUX. & P P.MARGRON. & J.C.PINTE (1988), *Manuels et méthodes n : 14« La construction économique sur sols gonflants* », Ed BRGM (Bureau de recherches géologiques et minières).

BOUALEM I & AICHOUNE.M, (2008), Projet de Fin d'Etudes *Spécialité Génie Civil* « *ETUDE D'UN BATIMENT A USAGED'HABITATION (R+4) A TLEMCEM* » .

Rapport du sol de l'école fondamentale Houari Boumediene à Sidi-Abdelli du Laboratoire des Travaux Public Ouest.

Rapport d'expertise de l'école fondamentale Houari Boumediene à Sidi-Abdelli du Contrôle Technique des Construction Ouest.

B.A.E.L 91

R.P.A 99 V2003.

Webographie :

Association des consommateurs pour la qualité dans la construction(ACQC).
([Http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf](http://www.consommateur.qc.ca/acqc/GuiPyrite_ACQC.pdf)) , consulté le 15/03/2012.

BROQUET Raphaël (2007), Rapport technique / domaine du génie civil et bâtiment
« *Réparation du béton due à la carbonatation* »
([Http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf](http://www.techni.ch/technifin/haupt/batiment/sujet_0007/pdf/reparation_beton_2007.pdf))
consulté le 15/03/2012.

Dahli1A. M. & SOUKANE. S, « *La Réhabilitation du patrimoine colonial 19ème 20ème dans le contexte du développement durable* »
([Http://www.ummt0.dz/IMG/pdf/communication_rouen_soukane.pdf](http://www.ummt0.dz/IMG/pdf/communication_rouen_soukane.pdf)) , consulté le 13/03/2012.

DAHLIA Mohamed. & SOUKANE Samira, Département d'architecture, « *Les grands axes d'un guide technique de réhabilitation de l'habitat du 19ème et 20ème siècle.* » (Http://www.umc.edu.dz/vf/images/patrimoine/axe2/SOUKANE-ARTICLE.pdf), consulté le 15/03/2012.

Michel LOR, « *Pathologie, diagnostic, prévention et maintenance des structures* » L'expertise technique et scientifique de référence, ce dossier fait partie de la base documentaire dans le thème maintenance et dans l'univers Génie industriel, document délivré le 06/03/2012 (Http://www.sndl-certist.dz), consulté le 15/03/2012.

Pas d'auteur, « *Le retrait-gonflement des argiles, Comment prévenir les désordres dans l'habitat individuel, Prévention Risques naturels majeurs* » (Http://catalogue.prim.net/44_le-retrait-gonflement-des-argiles---comment-prevenir-les-désordres-dans-l-habitat-individuel-.html), consulté le 13/04/2012.

Pas d'auteur, « *L'assèchement d'un bâtiment - L'électro-osmose passive* » (www.detomasi.ch/ électro-osmose_batiment #htm) consulté le 15/03/2012.

Pas d'auteur, *Outil 8 Les techniques de réhabilitation : renforcer les structures* (http://www.rehabimed.net/Publicacions/Metode_Rehabimed/II.%20Rehabilitacio_Ledifici/FR/2e%20partie.%20Outil8.pdf), consulté le 15/05/2012.

Tania Croston (2006), thèse pour obtenir le titre de docteur spécialité : mécanique « *Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparée par matériaux composites* » (approche probabiliste) (Http://pastel.archives-ouvertes.fr/docs/00/50/05/51/PDF/These_Croston.pdf), consulté le 15/03/2012.

Valentine RINCKER (2009) Projet de Fin d'Etudes Spécialité Génie Civil « *Diagnostic de structures existantes du relevé visuel au confortement des ouvrages en passant par les moyens d'investigations des structures en béton* ». (Http://eprints2.insa-strasbourg.fr/509/), consulté le 15/03/2012.

REHABILITATION DE L'ECOLE HOUARI BOUMEDIENNE DE SIDI-ABDELLI

GHOUBALI Feyza (septembre, 2012)

RESUME :

Mon projet concerne l'étude de réhabilitation du Cem « Houari Boumediene » situé à Sidi-Abdelli. Il s'agit d'abord d'établir un diagnostic détaillé on se basant sur des visites de site, rapports géotechniques et des rapports d'expertises.

Afin d'illustrer les détails de la construction qui ont présenté certaines pathologies, j'ai réalisé des relevés (métrique, architecturale et pathologique).

Par la suite on s'est attelé à rassembler les facteurs d'influence sur la dégradation du Cem. L'étude a été complété par plusieurs mesures in-situ (plaques témoins, mesures sclérométriques.).

Enfin, on a proposé une méthodologie de réhabilitation qui peut en compte les résultats de l'étude réalisé ainsi que les contraintes de terrain.

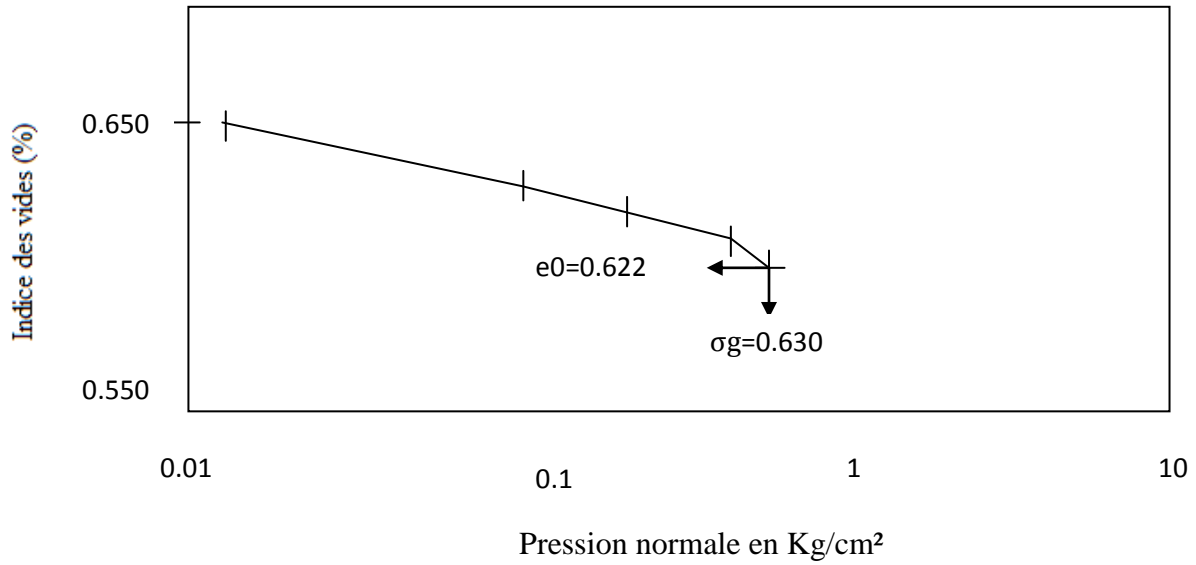
Mots clés : diagnostic, pathologie, fondation, sols gonflants, réhabilitation.

ANNEX

G1 : Détermination de la pression de Gonflement

Echantillon N : 1

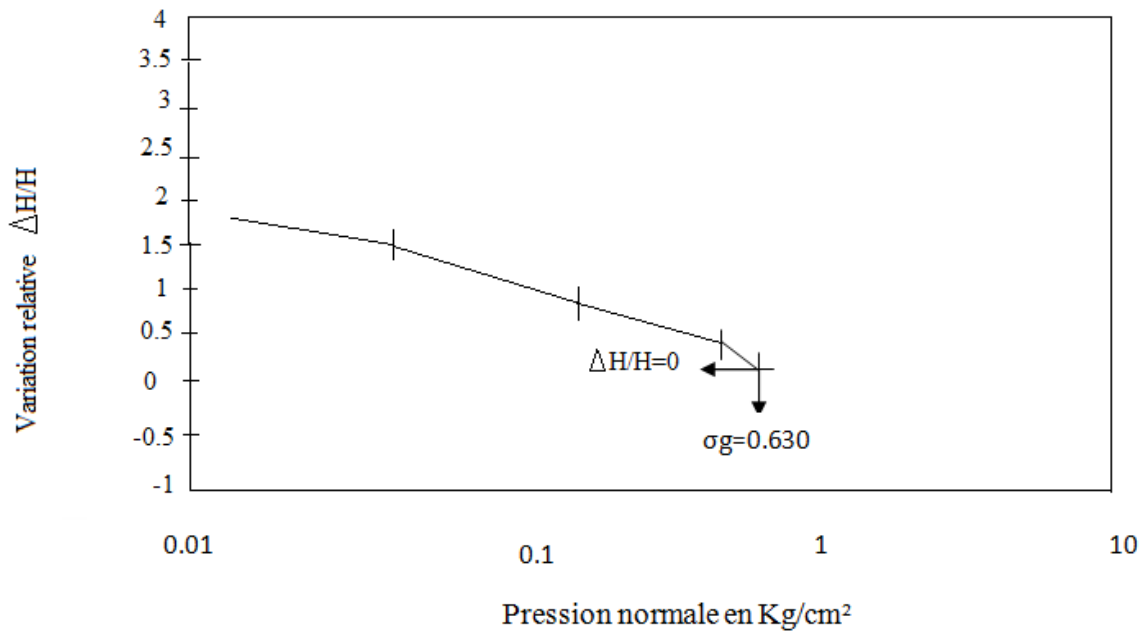
Par la méthode du CEBTP (gonflement libre)



G2 : Détermination de la pression de Gonflement

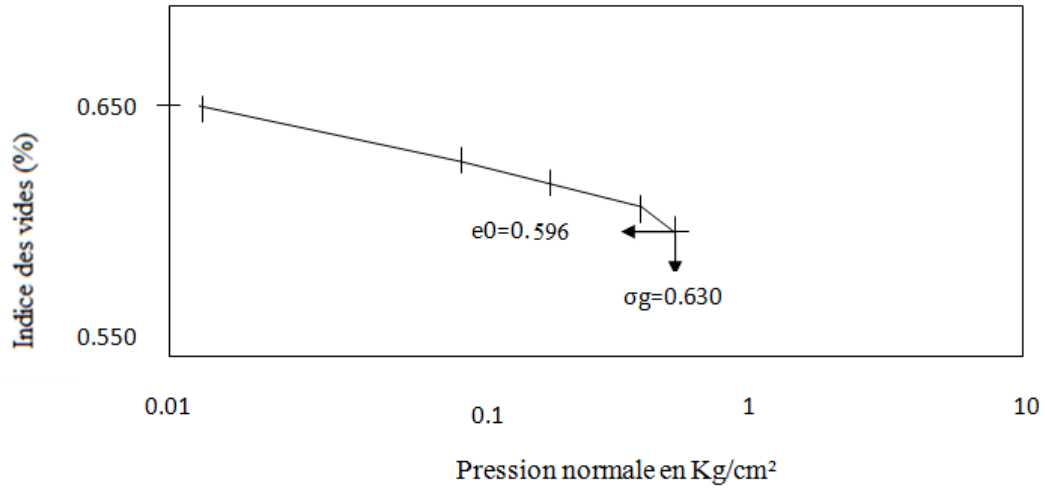
Echantillon N : 2

Par la méthode du CEBTP (gonflement libre)



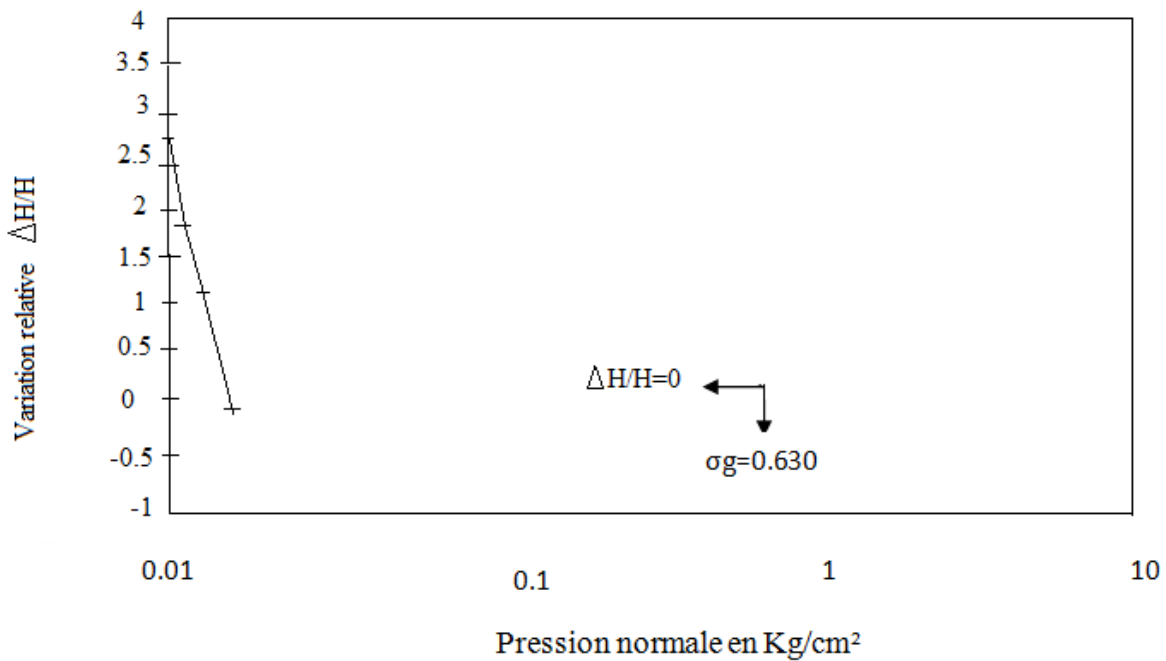
G1 : Détermination de la pression de Gonflement
Par la méthode du CEBTP (gonflement libre)

Echantillon N : 1



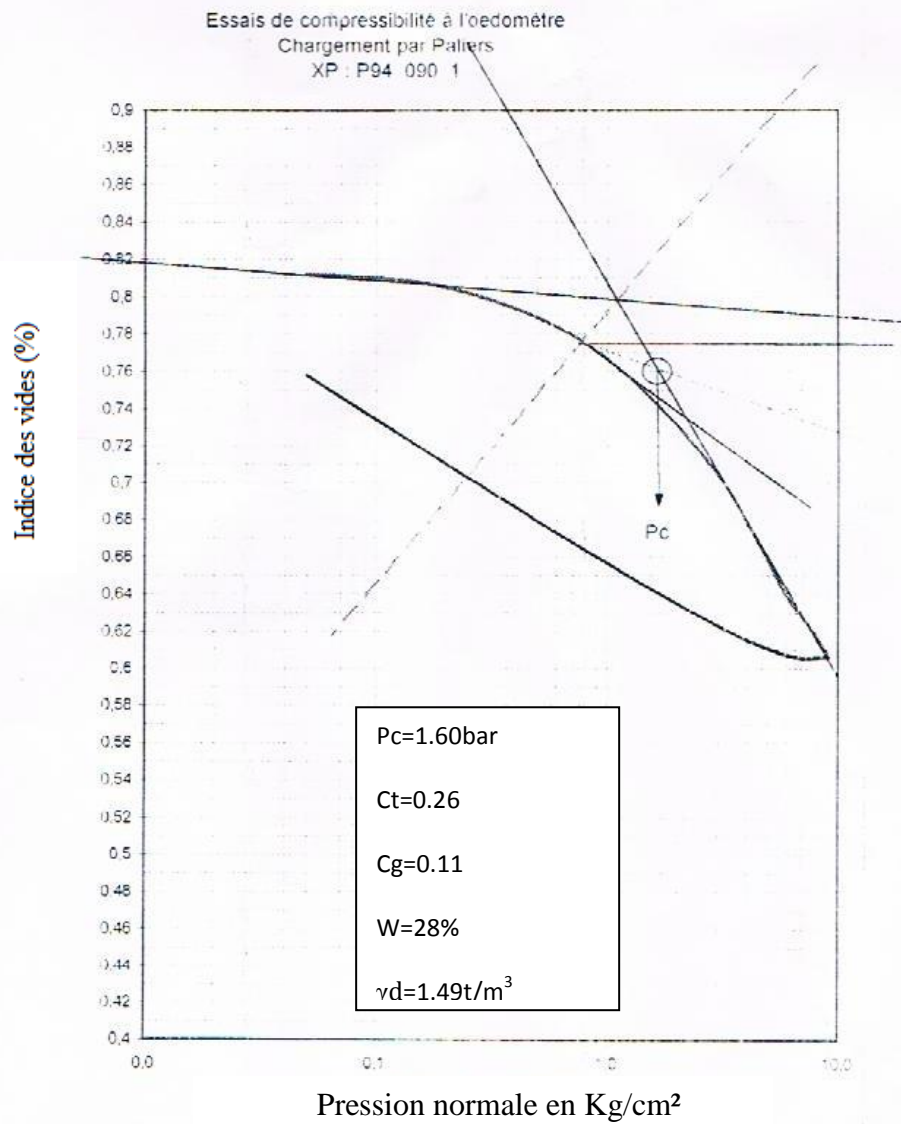
G2 : Détermination de la pression de Gonflement
Par la méthode du CEBTP (gonflement libre)

Echantillon N : 2



Nature : Marne au calcaire

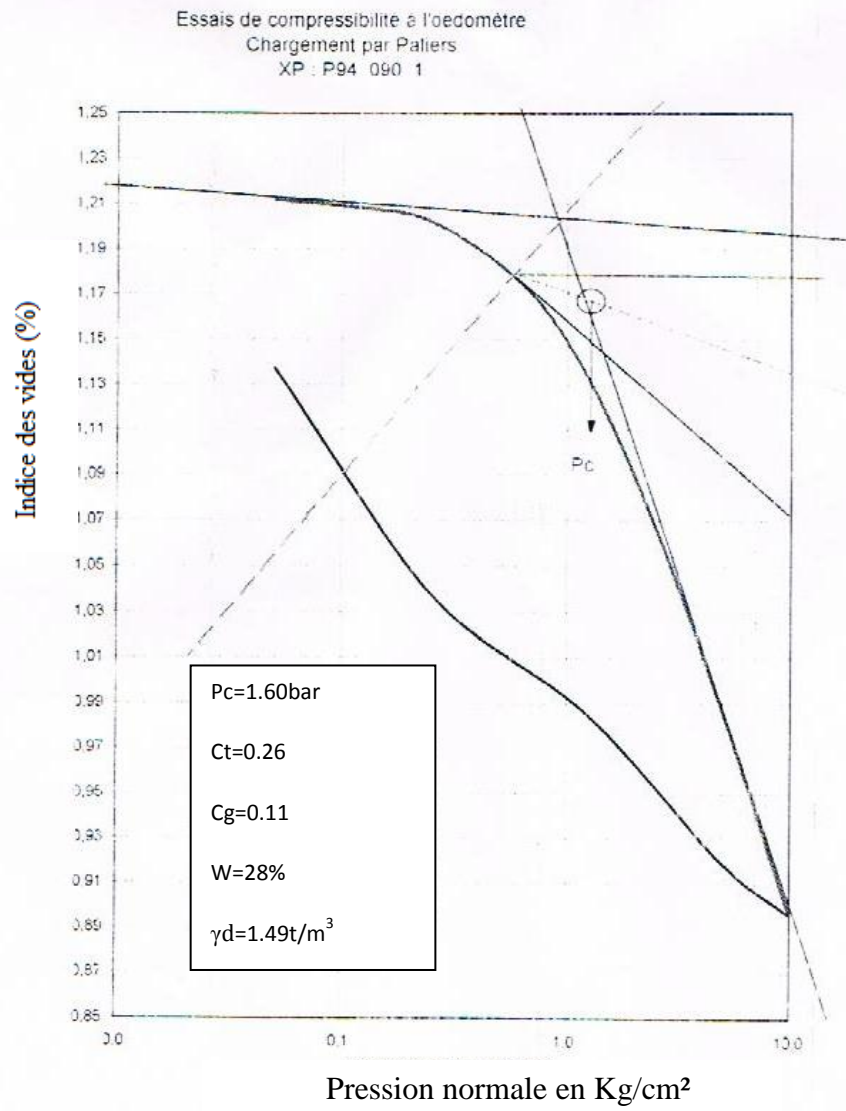
Essai effectué du 19/07/02 au 19/08/02
Echantillon 1 Prof. 4,00 - 4,30m



Nature : **Marne au calcaire**

Essai effectué du 09/07/02 au 27/07/02

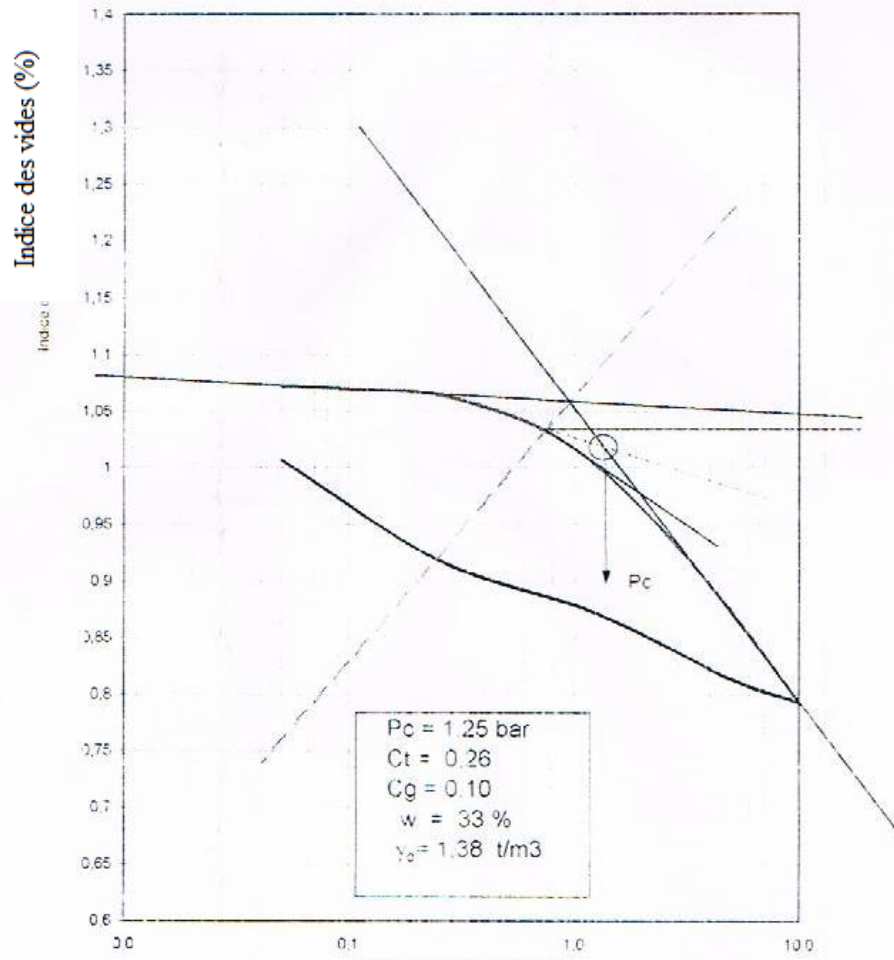
Echantillon 1 Prof. 2.80 - 3.00m



Nature : Marne au calcaire

Essai effectué du 09/07/02 au 23/07/02
Echantillon 1 Prof. 3,00 - 3,30m

Essais de compressibilité à l'oedomètre
Chargement par Paliers
XP : P94 090 1

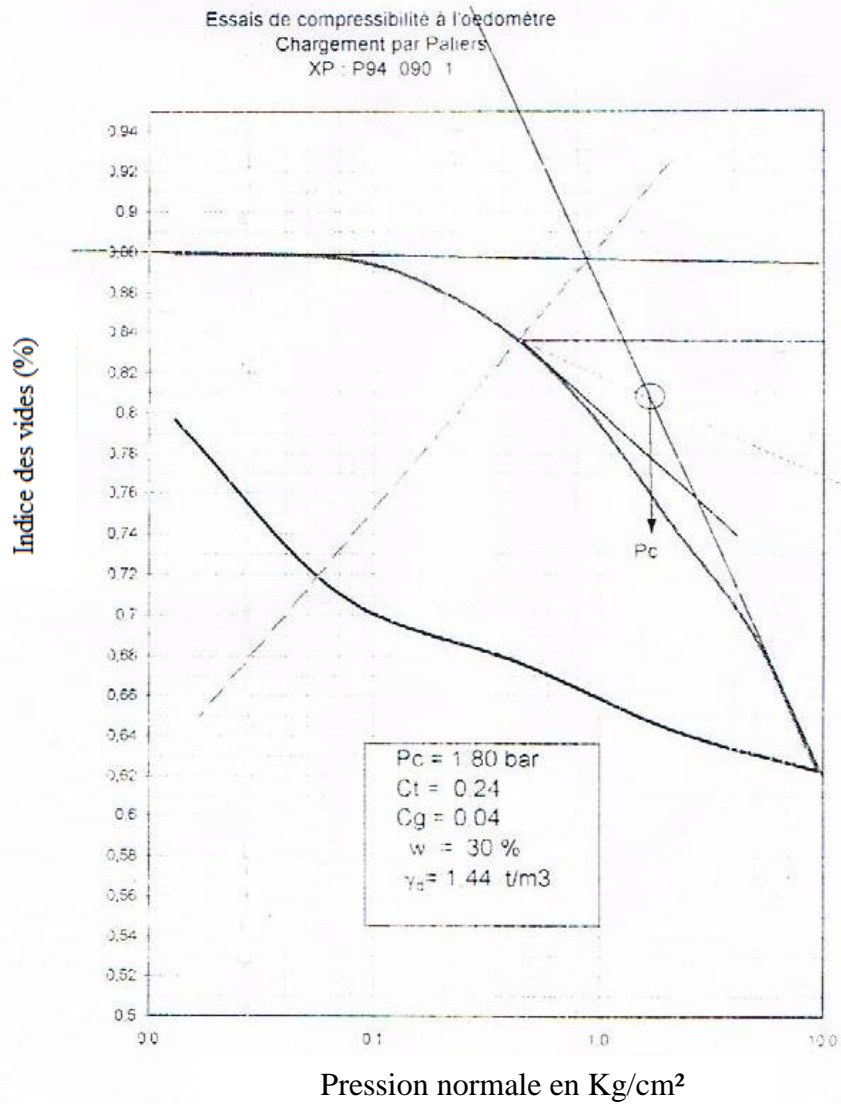


Pression normale en Kg/cm²

Nature : Marne au calcaire

Essai effectué du 16/07/02 au 07/08/02

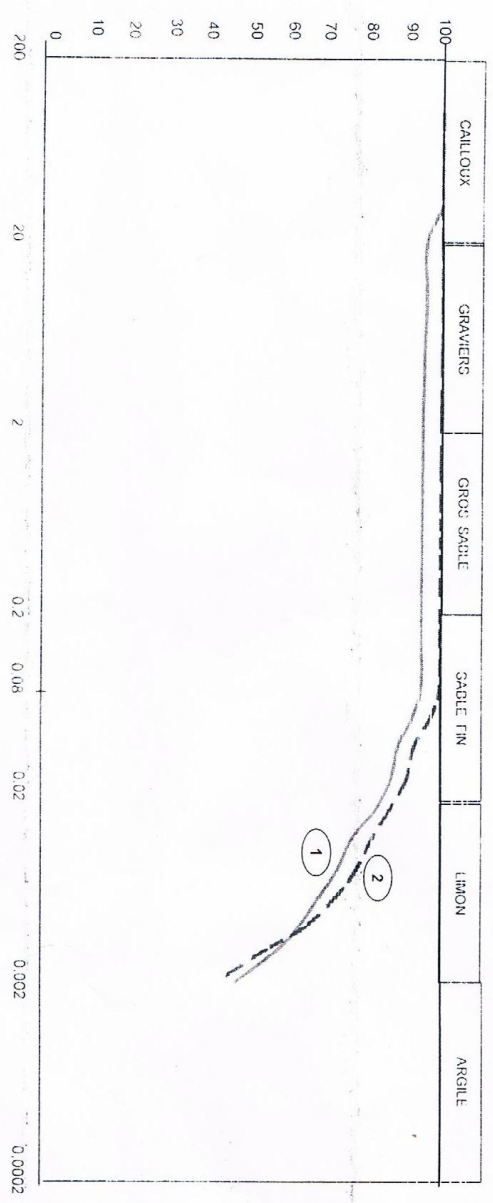
Echantillon 1 Prof. 1.15 - 1.30m



L.T.P.O.
 UNITE DE TLEMCCEN
 Dpt Technique
 Sce Geotechnique

CLIENT :	D Education-Tlemccen	Date	22-07-02
PROJET :	Expertise E.F Houari Boumedienne	ECH I S: 02 Prof: 4,00-4,30m	Feuille 03/9
Designation des echantillons	{ (1) { (2)	ECH I S: 02 Prof: 5,70-6,00m	
S 6 et 57 - ANALYSE GRANULOMETRIQUE			

Pourcentage des Tamisats Cumulés



Echantillon N° 01	Tamisai a 2 mm	95%	Tamisai a 90 microns	95%	Limites d'Atterberg			Argile (%)	Limon (%)	CACO3 (%)	V. Du Bleu
					WL (%)	IP (%)	LR (%)				
Echantillon N° 02	100%	100%	53	31	12	44			29		

L. T. P. O.

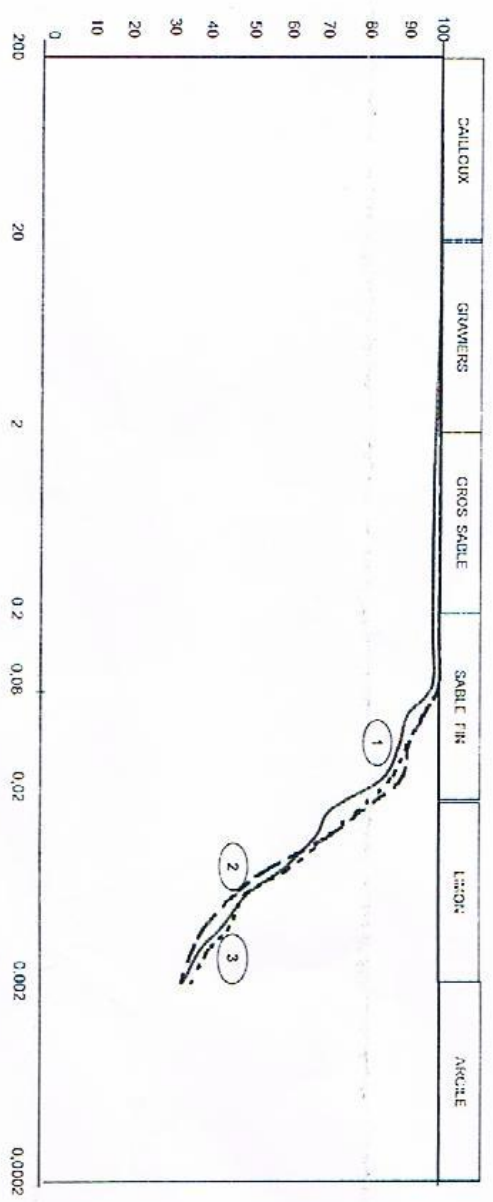
UNITE DE TLEMCCEN

Dpt Technique

Scs Geotechnique

CLIENT :	D. Education-Tlemcen	Date	22-07-02
PROJET :	Expertise E.F Houari Boudjedène	Fouilles G37	
Designation des échantillons	{(1)} {(2)} {(3)}	ECH I S:01 Prof: L.I.S-1,50m	
		ECH I S:01 Prof: 2,30-2,45m	
		ECH I S:01 Prof: 3,00-3,30m	
S 6 et S 7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE			

Pourcentage des Tamisats Cumulés



Echantillon N°	Tamisat à 2 mm	Tamisat à 40 microns	Limites d'Atterberg		Argile (%)	Limon (%)	CACO3 (%)	V. Du Bleu
			WL(%)	IP(%)				
Echantillon N° 01	99%	98%	62	38	14	36	62	
Echantillon N° 02	100%	100%	48	27	13	35	83	
Echantillon N° 03	100%	100%	47	27	12	38	81	

L. T. P. O.

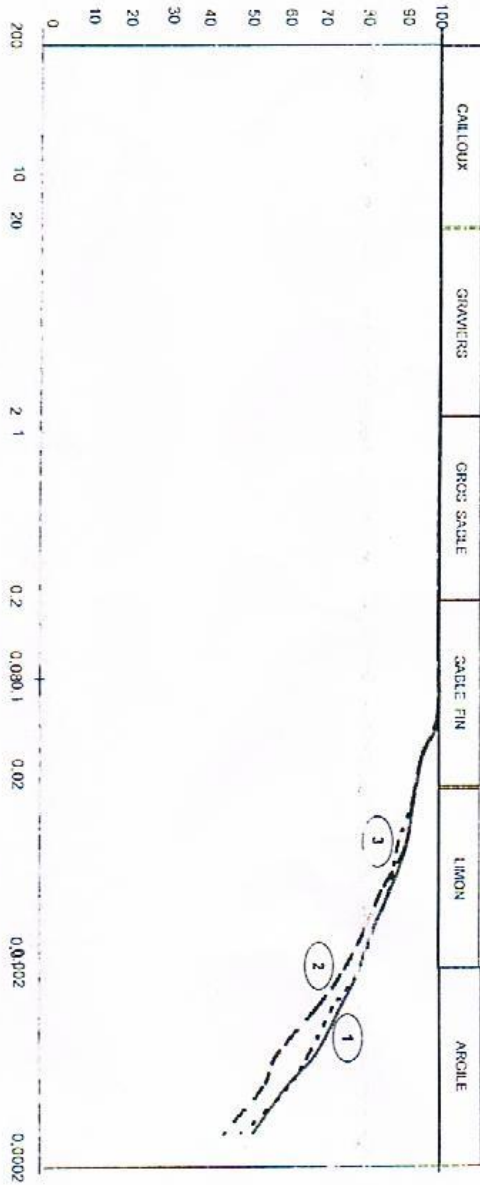
UNITE DE TLEMCCEN

Dpt Technique

See Geotechnique

CLIENT :	D Education-Tlemcen	Date	22-07-02
PROJET :	Expertise E.F Houari Bourmediene	Feuille G38	
Designation des échantillons	{ (1) -----	ECH 1	S: 01 Prof: S.10-S.30m
	{ (2) - - - - -	ECH 1	S: 02 Prof: 2.80-3.00m
	{ (3) - - - - -	ECH 1	S: 02 Prof: 3.50-3.80m
S.6 et S.7 ANALYSE GRANULOMETRIQUE			

Pourcentage des Tamisats Cumulés



Echantillon N°	Tamisat à 2 mm	Tamisat à 80 microns	Limites d'Atterberg			Argile (%)	Limon (%)	CACO3 (%)	V. Du Bleu
			WL (%)	LI.P (%)	LI.R (%)				
Echantillon N° 01	100%	100%	67	37	10	53		22	
Echantillon N° 02	100%	100%	53	33	12	46		46	
Echantillon N° 03	100%	100%	69	41	10	51		44	