

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département du Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème :

Evaluation et renforcement d'une bâtisse existante en vue de sa régularisation

Réalisé par :

M^r ICHALLAL MOULOUD

M^r BRAKBI MAZIGH

Encadré par :

M^r R. ATTAL

Membres de jury :

M^r N. BELHAMDI

M^r M. SERIKMA

PROMOTION 2022-2023

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 01 Dégradations du béton et méthodologie d'un diagnostic	2
I.1 Introduction	2
I.2 Les différentes origines des dégradations	2
I.2.1 Les dégradations dues aux attaques chimiques :	2
- Carbonatation du béton :	2
- Corrosion des armatures :	3
- Attaque par les sulfates :	3
- Attaque par des acides :	4
- Alkali-réaction :	4
I.2.2 Les dégradations d'origine mécanique :	5
I.2.3 Les dégradations d'origine physique :	5
I.3 La méthodologie du diagnostic	6
I.3.1 Les principales étapes d'un diagnostic :	6
I.3.1.1 Une visite préliminaire :	6
I.3.1.2 Collecte des documents :	6
I.3.1.3 Préparation de l'intervention :	7
I.3.1.4 Inspection détaillée :	7
I.3.1.5 Essais en laboratoire :	7
I.3.1.6 Traitement des résultats :	7
I.3.1.7 Commentaires et avis de réparation :	8
I.3.2 Diagnostic visuel :	8
I.3.3 Diagnostic par prélèvement :	8
I.3.3.1 Prélèvement sur site :	9
I.3.3.2 Prélèvement d'acier :	9
I.3.4 Echantillonnage :	9
I.3.4.1 Objectif de l'échantillonnage :	10
I.5 Les différents essais de diagnostic	10
I.5.1 Essais physiques non destructifs :	10
I.5.2 Essais chimiques :	10
I.5.3 Essais destructifs :	11
I.6 Les objectifs du diagnostic	11
- Établir le diagnostic :	11
- Choix des investigations :	11
- Type de mission à réaliser :	12

I.7 Types d'investigations	12
I.7.1 Investigations non-destructives :	12
I.7.2 Investigations destructives :	22
I.8 Prélèvements et évaluation la résistance de béton	26
I.8.1 Prélèvement des carottes :	26
I.8.2 Expression des résultats :	26
I.8.3 Rapport d'essai :	27
I.8.4 Exploitation des résultats des essais de compression :	27
I.8.5 Analyse et interprétation des données collectées	27
I.8.5.1 Évaluation de la zone et aire d'essai	27
I.8.5.2 Zone d'essai	28
I.8.5.3 Évaluation des résultats dans une zone d'essai	28
I.8.5.4 Estimation de la résistance à la compression pour une carotte	30
I.8.6 Facteurs influençant la résistance à la compression des carottes	31
I.9 Conclusion	33
Chapitre 02	Expertise et Diagnostique de l'ouvrage..... 34
II.1 Introduction	34
II.2 Description de l'ouvrage	35
II.2.1 Caractéristiques géométriques de la bâtisse :	36
II.2.2 Dimensions des poteaux	36
II.2.3 Dimensions des poutres	36
II.5 Constats	36
II.3 Analyse et interprétation.....	42
II.4 Évaluation de la résistance du béton.....	48
II.4.1 Résultats d'essais de compression sur les carottes :	48
□ Critiques formulées	50
II.5 Analyse Avancée de l'État de la Structure : Méthodologie et Résultats	50
II.5.1 Résultats de l'Essai d'Ultrason	51
II.5.2 Essais de carottage supplémentaire	52
II.6 Conclusions	58
Chapitre 03	Vérification des éléments porteurs et étude sismique de la structure 59
III. Introduction.....	59
PARTIE I	59
III.1 Évaluation des charges et des surcharges.....	59
III.2 Vérification des dimensions des éléments porteurs.....	61
III.3 La descente de charges.....	63
III.3.1 Les vérifications nécessaires	64

III.4 Conclusion.....	65
PARTIE II.....	66
III.1 Introduction.....	66
III.2 Objectifs et exigences.....	66
III.3 Méthodes de calcul.....	66
III.3.1 Méthode statique équivalente.....	67
III.3.2 Méthodes d'analyse dynamique modale spectrale.....	70
III.4 Modélisation de la structure.....	72
III.5 Disposition des voiles ajoutés.....	73
III.6 Justification des prescriptions du RPA99version2003.....	75
III.6.1 Le nombre de mode à considérer.....	75
III.6.2 Justification de l'interaction voiles-portiques.....	76
III.6.3 Vérification de la résultante de la force sismique.....	77
III.6.4 Vérification de l'effort normale réduit.....	78
III.6.5 Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA99V2003.....	78
III.6.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	80
III.7 Conclusion.....	82
PARTIE III.....	83
III. Introduction.....	83
III.1 Vérification du ferrailage des poteaux.....	83
III.1.1 Diagramme des efforts internes.....	84
III.1.2 Vérification du ferrailage des poteaux.....	86
III.2 Vérification du ferrailage des poutres.....	89
III.2.1 Diagramme des moments dans les poutres.....	90
III.2.2 Vérification des armatures longitudinales.....	91
III.2.3 Vérification des armatures transversales.....	94
III.2.4 Vérification Etat limite de compression du béton.....	95
III.3 Vérification de la zone nodale.....	96
III.4 Etude des voiles.....	97
III.4.1 Le ferrailage des voiles.....	99
III.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement [RPA, (ART.7.7.2)].....	100
III.5 Conclusion.....	103
Chapitre 04	104
Etude de l'infrastructure.....	104
IV.1 Introduction.....	104
IV.2 Choix du type de fondations.....	104
IV.3 Contrainte admissible.....	104
IV.4 Combinaisons d'actions à considérer.....	105

<i>IV.5 Vérification des semelles isolées</i>	105
<i>IV.6 Ferrailage de la semelle à l'ELU</i>	107
<i>IV.7 Calcul des longrines</i>	108
<i>IV.8 Les Semelles filantes</i>	109
<i>IV.9 Conclusions</i>	110

Conclusion générale 111

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre 01

Figure 1 : Carbonatation du béton.....	3
Figure 2 : Corrosion des armatures	3
Figure 3 : Attaque par les sulfates.....	4
Figure 4 : Alkali-réaction	5
Figure 5 : Prélèvement d'acier.....	9
Figure 6 : Prélèvement sur le chantier	10
Figure 7 : schéma du choix d'investigation	11
Figure 8 : jauge Ginger cebtp - Fissuromètre digital.[7].....	13
Figure 9 : La méthode des plaques de plâtre.....	13
Figure 10 : La méthode des vis.....	14
Figure 11 : Témoin à coulisse.	14
Figure 12 : Test Choc-Echo avec appareil Olson's NDE 360.[7]	15
Figure 13 : Appareil à ultrasons [8].....	16
Figure 14 : Scléromètre	17
Figure 15 : essai sclérométrique	18
Figure 16 : Courbe de transformation unique.....	18
Figure 17 : fonctionnement du pachomètre.....	20
Figure 18 : Equipement radar utilisé pour détection d'armatures [8].....	20
Figure 19 : Propagation d'une onde RADAR dans un milieu multicouches [8].....	21
Figure 20 : Radar gramme montrant l'épaisseur et le ferrailage d'un plancher B.A. [8].....	21
Figure 21 : Seuillage des radar grammes, juxtaposition et tracé de la coupe temps. [8].....	21
Figure 22 : Principe du potentiel de corrosion	22
Figure 23 : Mesure du potentiel de corrosion.	23
Figure 24 : Graphique enrobage-carbonatation. [7].	23
Figure 25 : Instrument de carottage.	24
Figure 26 : Carottage à eau	24
Figure 27 : Carottage à sec	24
Figure 28 : trous réaliser par perforateur.....	25
Figure 29 : trous réaliser par carotteuse.	25

Chapitre 02

Figure 1 : première façade de la bâtisse	35
Figure 2 : deuxième façade de la bâtisse.....	35
Figure 3 : Briques creuses utilisées en fond de coffrage d'ossature verticale (poteau)	43
Figure 4 : Jonction verticale entre maçonnerie et ossature en béton armé	43
Figure 5 : Réalisation des chaînages horizontaux.....	44
Figure 6 : Exemple de chaînage à ne pas réaliser	45
Figure 7 : Réalisation des chaînages verticaux.....	45
Figure 8 : Armatures minimales des chaînages horizontaux et verticaux.....	46
Figure 9 : plan de repérage entre sol 1	49
Figure 10 : plan de repérage entre sol 2	49
Figure 11 : Carotte prélevée.....	52
Figure 12 : plan de repérage entre sol 1	54
Figure 13 : plan de repérage de 1er étage	57

Chapitre 03

Figure 1 : Hauteur libre d'étage.....	63
Figure 2 : Modélisation 3D de la structure sans voiles sur ETABS 2016.....	64
Figure 3 : Valeurs des pénalités P_q	68
Figure 4 : Calcul de W	69
Figure 5 : Spectre de réponse de la structure dans les deux sens	71
Figure 6 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016.....	72
Figure 7 : Définition de l'excentricité accidentelle	73
Figure 8 : Disposition des voiles.	73
Figure 9 : 1 ^{er} mode de vibration (translation suivant X Avec $T = 0,556$ sec)	74
Figure 10 : 2 ^{ème} mode de vibration (translation suivant Y Avec $T=0,472$ sec)	74
Figure 11 : 3 ^{ème} mode de vibration $T= 0,384$ sec (Rotation selon Z-Z)	75
Figure 12 : Repérage du poteau le plus sollicité (ETABS 2016).....	78
Figure 13 : les déplacements dans chaque niveau sous E_x, E_y	80
Figure 14 :les efforts tranchants dans chaque niveau sous E_x, E_y	82
Figure 15 : Plan de repérage des poteaux.....	84
Figure 16 : Diagramme des efforts internes portique A : (a) effort tranchant, (b) moment fléchissant,.....	85
Figure 17 : Diagramme des efforts internes portique B : (a) effort tranchant, (b) moment fléchissant,.....	86
Figure 18 : Plan de repérage des poutres	90
Figure 19 : Diagramme des moments sous une combinaison sismique (ELA) de niveau 2.....	91
Figure 20 : dimensionnement d'un nœud poutre-poteau.....	96
Figure 21 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	98
Figure 22 : Repérage des voiles de contreventement	99
Figure 23 : Zone tendue et courante dans les voiles	100
Figure 24 : schéma de ferrailage du voile v_{x1} (niveau E-sol 1).....	102

Chapitre 04

Figure 1 : la disposition des semelle isolées.....	105
Figure 2 :Semelle isolée	106

Liste des tableaux

Chapitre 01

Tableau 1 : Essai et la relation entre aire d'essai et zone d'essai selon NA 17004.....	28
Tableau 2 : Valeurs critiques (G_p) pour déterminer les valeurs aberrantes.....	29
Tableau 3 : Valeurs de kn à utiliser dans la Formule (3).....	30
Tableau 4 : Valeur de la marge M à appliquer dans la Formule (4).....	31

Chapitre 02

Tableau 1 : Tableau des sections des poteaux existants dans la bâtisse	36
Tableau 2 : Tableau des sections des poutres existantes dans la bâtisse	36
Tableau 3 : Résultats d'essais de compression sur les carottes.....	48
Tableau 4 : les résultats avec essai d'ultrason pour entre-sol1	51
Tableau 5 : Les résultats de la zone 1.....	53
Tableau 6 : Les résultats de la zone 2.....	56

Chapitre 03

Tableau 1 : Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux.....	60
Tableau 2 : Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à balcon.....	60
Tableau 3 : Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine	60
Tableau 4 : Evaluation de la charge G de l'escalier (Volée)	60
Tableau 5 : Evaluation de la charge G de l'étage courant à corps creux.....	61
Tableau 6 : Evaluation de la charge G de l'escalier (Palier)	61
Tableau 7 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux.....	65
Tableau 8 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	76
Tableau 9 : Vérification de l'interaction sous charges verticales	76
Tableau 10 : Interaction sous charges horizontales.....	77
Tableau 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	77
Tableau 12 : Vérification de l'effort normal réduit	78
Tableau 13 : Vérification des déplacements relatifs (sens $x-x$)	79
Tableau 14 : Vérification des déplacements relatifs (sens $y-y$)	79
Tableau 15 : Vérification de l'effet de second ordre suivant X	81
Tableau 16 : Vérification de l'effet de second ordre suivant Y	81
Tableau 17 : Sollicitations et armatures longitudinales calculées pour les poteaux (type A-2).....	86
Tableau 18 : Poteaux soumis aux charges maximales aux différents niveaux - Sollicitations et armatures longitudinales calculées.....	87
Tableau 19 : Armatures transversales dans les poteaux	88
Tableau 20 : Armatures transversales dans les poteaux (type A-2)	88
Tableau 21 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	89
Tableau 22 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	89
Tableau 23 : Ferrailage des poutres de file 1 axe (D-E).....	91
Tableau 24 : Ferrailage des poutres de file C axe (3-4)	91
Tableau 25 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (D-E).....	92
Tableau 26 : Ferrailage des poutres de file A axe (3-4).....	92
Tableau 27 : Ferrailage des poutres de file B axe (3-4).....	92
Tableau 28 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (C-D).....	92
Tableau 29 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (A-B).....	93

Tableau 30 : Ferrailage des poutres de file 2 axe (A-B).....	93
Tableau 31 : Ferrailage des poutres de file 2 axe (B-C).....	93
Tableau 32 : Ferrailage des poutres de file C axe (3-4).....	93
Tableau 33 : Vérification des contraintes tangentielles	94
Tableau 34 : Vérification des contraintes tangentielles (POUTRE B2).....	95
Tableau 35 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement (Poutre B14).....	95
Tableau 36 : : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement (Poutre B25).....	95
Tableau 37 : Etage courant	95
Tableau 38 :Etage commerce niveau.....	96
Tableau 39 : Moments résistants dans les poteaux.....	96
Tableau 40 : Moments résistants dans les poutres	97
Tableau 41 : Vérification des zones nodales	97
Tableau 42 :ferrailage du voile VX1 dans tous les niveaux.....	101
Tableau 43 : ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux	101
Tableau 44 : ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux.....	102
Tableau 45 : ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux.....	102

Chapitre 04

Tableau 1 :Vérification des semelles isolées	106
Tableau 2 : les semelles avec leur effort.....	107

SYMBOLES ET NOTATIONS

f_{cj}	Résistance du béton à la compression à l'âge de "j" jours
f_{tj}	Résistance du béton à la traction à l'âge de "j" jours j Nombre de jours
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de compression
θ	Coefficient réducteur fonction de la durée d'application des actions
σ_{bc}	Contrainte de compression
$\bar{\sigma}_s$	La contrainte limite de l'acier
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte limite du sol
\bar{r}_u	Contrainte limite tangentielle
r_u	Contrainte tangentielle
\bar{r}_{su}	Contrainte limite d'adhérence
E	Module d'élasticité longitudinal
u	Coefficient de poison
f_e	Limites d'élasticité de l'acier
ρ_0	Coefficient qui dépend du type d'acier
λ	Elancement géométrique
L_r	Langueur de recouvrement
L_f	Langueur de flambement
B_r	Section réduite
h_e	Hauteur libre
A_s	Section d'armature
M_{TU}	Moment équilibré
F_{bu}	Contrainte de compression du béton
μ_{bu}	Moment réduit
d	Hauteur utile
c	L'enrobage
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
A_{min}	section d'armature minimale
A_t	Section d'armature en travée
A_a	Section d'armature en appui

A_{tr}	<i>Section d'armature transversale</i>
A_l	<i>Section d'armature longitudinale</i>
A	<i>Section d'armature choisie</i>
A_r	<i>Armature de réparation</i>
A_h	<i>Armatures horizontale</i>
\varnothing_t	<i>Diamètre des armatures transversal</i>
S_t	<i>Espacement</i>
I	<i>Moment d'inertie (m^4)</i>
y	<i>Position de l'axe neutre</i>
A	<i>Coefficient d'accélération de la zone</i>
C_p	<i>Facteur de force horizontal</i>
R	<i>coefficient de comportement global de la structure</i>
D	<i>facteur d'amplification dynamique moyen</i>
γ	<i>Facteur de correction d'amortissement</i>
ξ	<i>Pourcentage d'amortissement critique du matériau</i>
H_n	<i>Hauteur total de la structure</i>
C_T	<i>Coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage</i>
Q	<i>Facteur de qualité</i>
W	<i>Le poids total de la structure</i>
β	<i>Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge</i>
Δk	<i>Déplacement relatif</i>
δ_{ek}	<i>Déplacement du aux force sismique</i>
ρ	<i>Coefficient qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant</i>
K_1	<i>coefficients de correction</i>
K_2	<i>coefficients de correction</i>
G_P	<i>valeur critique selon le test de grubbs</i>
K_n	<i>facteur de fractile caractéristique [SOURCE : EN1990 :2002]</i>
n	<i>nombre de résultats d'essai sur carottes</i>
s	<i>estimation de l'écart -type global de la résistance a la compression sur site</i>
RC	<i>la résistance a la comprssion</i>

Introduction générale

Dans une région soumise à l'activité sismique telle que l'Algérie, la conception et la construction de bâtiments en conformité avec les normes parasismiques revêtent une importance cruciale. L'événement sismique majeur de Boumerdès en 2003 a tragiquement souligné les conséquences dévastatrices qui peuvent découler du non-respect de ces règlements. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire, intitulé "Évaluation et Renforcement d'une Bâtisse Existante en Vue de sa Régularisation."

Ce mémoire se divise en quatre chapitres distincts, chacun explorant des aspects spécifiques du diagnostic, de l'expertise, de la régularisation, et de la sécurisation des bâtiments existants. Notre objectif ultime est d'assurer la sécurité des occupants et la durabilité des constructions dans le respect du DTR BC2.48 RPA et de la loi 08-15 en vigueur en Algérie.

Le premier chapitre se penche sur la dégradation du béton, avec un accent particulier sur des phénomènes tels que la carbonatation et la corrosion. Nous examinons également les méthodes d'évaluation, notamment les essais destructifs et non destructifs, pour déterminer l'état de la structure existante.

Le deuxième chapitre se consacre à l'expertise et au diagnostic de la bâtisse. Nous procédons à une analyse visuelle minutieuse, permettant d'identifier les défauts de maçonnerie et d'évaluer la résistance du béton en conformité avec la norme algérienne "Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures" (NA17004 / Version 2022).

Le troisième chapitre est dédié à la vérification des éléments porteurs de la structure et à l'étude sismique. Nous utilisons le logiciel ETABS 2016 pour effectuer une analyse dynamique et déterminer les meilleures dispositions des éléments structuraux, conformément aux réglementations parasismiques algériennes.

Enfin, le quatrième chapitre se penche sur l'étude de l'infrastructure globale, en prenant en compte l'ensemble des éléments qui contribuent à la stabilité et à la durabilité de la construction. Notre travail s'inscrit dans une démarche visant à assurer la conformité de la construction aux normes de sécurité et de résistance aux séismes en Algérie, tout en garantissant la protection des occupants. La sécurité et la durabilité de la construction sont nos priorités, et nous nous engageons à respecter les réglementations techniques et parasismiques en vigueur pour y parvenir.

I.1 Introduction

La dégradation d'une structure est le résultat d'une évolution lente et irréversible de ses paramètres, ce qui diminue les marges de sécurité nécessaires pour assurer son bon fonctionnement. Pour établir un diagnostic plus précis, il est important de comprendre les causes de cette dégradation.

La durabilité des bâtiments en béton armé dépend de leur capacité à résister aux conditions climatiques et environnementales présentes dans les milieux où ils sont construits. Ces structures sont souvent exposées à des agressions physico-chimiques auxquelles elles doivent résister pour remplir efficacement toutes les fonctions pour lesquelles elles ont été conçues pendant leur durée de vie. Lorsqu'elles ne peuvent pas résister à ces agressions, des dommages apparaissent dans le béton de ces structures.

Ces dommages sont généralement causés par des défauts de conception, une mauvaise mise en œuvre ou des causes accidentelles, ce qui réduit la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peut entraîner leur dégradation ou leur ruine. Il y a trois causes principales de dégradation : la dégradation chimique, la dégradation mécanique et la dégradation physique.

I.2 Les différentes origines des dégradations

I.2.1 Les dégradations dues aux attaques chimiques :

La dégradation peut être causée par une attaque chimique provenant d'un agent qui peut se présenter sous différentes formes : gazeuse d'origine naturelle ou industrielle, liquide ou solide provenant du sol ou de résidus industriels. De plus, elle peut également être causée par des facteurs internes. [1]

- Carbonatation du béton :

Lorsque le béton est mélangé, une réaction chimique complexe se produit, produisant notamment de l'hydroxyde de chaux Ca(OH)_2 qui se trouve dans toute la masse du béton. Cela entraîne un pH initial d'environ 12,5 pour le béton. Au fil du temps, le béton perd environ la moitié de l'eau de gâchage qu'il contenait lors du mélange, créant un réseau capillaire à l'intérieur du béton qui permet la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'air. Cette pénétration alimente une réaction chimique appelée carbonatation, qui précipite l'hydroxyde de calcium sous forme de sel insoluble. Cette réaction est irréversible et conduit à une diminution du pH du béton, atteignant une valeur de 9.

Pour protéger le béton contre la carbonatation, il est important de le confectionner avec un faible rapport eau/ciment pour réduire la porosité du béton et d'assurer un enrobage suffisant (qui peut être complété par un enduit).



Figure 1 : Carbonatation du béton

- **Corrosion des armatures :**

Le processus de corrosion des aciers d'armatures dans le béton est d'origine chimique et nécessite un environnement favorable pour se produire. Ce milieu comprend un électrolyte ayant une forte conductivité ionique et une zone riche en oxygène.

La présence de chlorures, tels que ceux trouvés dans l'eau de mer et le sel, accélère considérablement la vitesse de corrosion des barres d'armatures. Les chlorures affectent les mécanismes de corrosion de deux manières :

Ils réduisent la résistivité de l'électrolyte (la couche de béton qui recouvre les barres), facilitant ainsi le transport des ions d'un site à l'autre. Ils permettent un amorçage plus rapide de la corrosion en dissolvant la couche passive superficielle ou en migrant à travers le film d'oxyde, ce qui réduit sa capacité à protéger l'acier de l'armature. [1]



Figure 2 : Corrosion des armatures

- **Attaque par les sulfates :**

Les sulfates sont couramment présents dans plusieurs sources telles que les eaux de mer, les eaux souterraines, les sols, les eaux usées domestiques et industrielles, ainsi que dans certaines industries.

L'aluminate et la portlandite sont les produits les plus vulnérables à l'attaque des sulfates, ce qui peut entraîner la formation de sels expansifs d'ettringite et une augmentation considérable de leur pouvoir d'expansion (jusqu'à 400%). Plusieurs facteurs peuvent influencer l'attaque par les sulfates, notamment la teneur en Ca(OH)_2 , la nature du ciment, la perméabilité du béton, la concentration des sulfates, la température de l'eau, les fluctuations de l'attaque et la présence d'eau, qui favorise la formation de solutions agressives. Pour prévenir l'attaque des sulfates, des mesures préventives peuvent être prises, telles que l'utilisation d'un fort dosage en ciment, l'utilisation de fumée de silice et un rapport E/C faible. [1]



Figure 3 : Attaque par les sulfates

- **Attaque par des acides :**

Le béton peut être attaqué par des acides ayant un pH inférieur à 7, avec une possibilité d'attaque sévère si le pH est inférieur à 6,5 et très sévère si le pH est inférieur à 4,5. Il existe deux types d'acides agressifs: les inorganiques (tels que le carbonique, le chlorhydrique, le fluorhydrique, le nitrique, le phosphorique et le sulfurique) et les organiques (tels que l'acétique, le citrique, le formique, l'humique, le lactique et le tannique). Lorsqu'un acide réagit avec une base, cela forme un sel et de l'eau. Les moyens préventifs pour éviter ces attaques sont de réduire la teneur en Ca(OH)_2 du béton en utilisant un ciment aux laitiers, un ciment alumineux ou pouzzolanique, ainsi que de diminuer la perméabilité du béton en utilisant un mûrissement approprié, en réduisant le rapport E/C et en utilisant de la fumée de silice.

- **Alcali-réaction :**

L'alcali-réaction est un processus de détérioration interne du béton qui se produit sur une période de temps relativement longue, généralement entre un et dix ans. Il nécessite trois conditions simultanées pour se produire : la présence d'un agrégat potentiellement réactif, une concentration élevée d'alcalins dans le ciment, et une humidité relative supérieure à 80%. Afin de garantir la durabilité du béton, il est important de respecter les conditions suivantes : utiliser une formulation de béton avec un faible rapport E/C pour minimiser sa perméabilité, utiliser un ciment à faible teneur en alcalins et en C3A, et limiter ou fixer la portlandite en utilisant des additifs tels que la fumée de silice ou des ciments qui résistent mieux aux milieux acides, en particulier lorsque le pH est inférieur à 4,5. [1]



Figure 4 : Alkali-réaction

I.2.2 Les dégradations d'origine mécanique :

➤ Erreurs de conception et d'exploitation :

On peut résumer les erreurs de conception suivantes :

- Un tassement excessif.
- Une surcharge qui dépasse la capacité de la structure.
- Un défaut de joints nécessaires pour absorber les mouvements.
- Une insuffisance d'armatures pour renforcer la structure.

➤ Défauts d'exécution :

Les erreurs d'exécution courantes incluent souvent :

- Le mauvais positionnement des barres d'armatures
- Une mauvaise mise en place du béton
- Un coffrage inadéquat
- Une mauvaise formulation du béton
- Un recouvrement insuffisant des barres d'armatures.

I.2.3 Les dégradations d'origine physique :

➤ Séisme :

Il est recommandé de se conformer aux codes de calcul en vigueur dans les zones sismiques, et de mettre en place des mesures constructives visant à limiter le niveau de dommage en cas de séisme. [1]

➤ la fissuration :

Il convient de souligner en premier lieu que la fissuration du béton armé est inévitable, que ce soit lors de la mise en œuvre due au retrait de dessiccation ou sur le béton durci dû au vieillissement du matériau.

Les causes de la fissuration sont multiples mais peuvent être regroupées en quatre catégories :

- Les causes liées aux propriétés des matériaux, comme le retrait dû à l'évaporation de l'eau de gâchage, le gonflement engendré par la réaction exothermique du liant ou encore la résistance mécanique de la cohésion du liant.
- Les causes directes externes, telles que les déformations excessives sous l'action des charges ou des variations de température et d'humidité.
- Les causes externes indirectes, à savoir les répercussions sur certaines structures d'actions provenant d'autres éléments, tels que les tassements différentiels des fondations.
- Les causes dues au phénomène de corrosion des armatures, les armatures corrodées ayant un volume plus important que les aciers en bon état, ce qui entraîne un état de contrainte plus important du béton au droit d'une armature corrodée, et la fissuration s'enclenche.

On peut distinguer principalement trois types de fissures : le faïençage, les microfissures et les fissures. Lors de la réhabilitation d'un ouvrage, il est important de surveiller l'évolution de la largeur d'une fissure. Les fissures peuvent être classées en trois catégories selon leur évolution :

- Les fissures passives ou mortes, dont l'ouverture ne varie plus dans le temps, quelles que soient les conditions de température, d'hygrométrie ou de sollicitation de l'ouvrage. Cependant, elles sont rares car les matériaux environnants à la fissure varient en fonction de la température, ce qui provoque le phénomène de dilatation thermique.
- Les fissures stabilisées, dont l'ouverture varie dans le temps en fonction de la température.
- Les fissures actives ou évolutives, dont l'ouverture continue à évoluer indépendamment des cycles de température. [2]

I.3 La méthodologie du diagnostic

Le diagnostic consiste en une série d'investigations visant à évaluer l'état d'une construction et ses implications. La notion de "diagnostic" est généralement utilisée pour désigner les examens nécessaires à la formulation de conclusions. Le processus de diagnostic est composé de quatre étapes principales :

1. Un examen visuel ou morphologique.
2. Une estimation quantitative de la dégradation.
3. La détermination des problèmes de structure.
4. Des mesures in-situ à l'aide d'appareils de détection.

Les éléments collectés lors de ces étapes sont ensuite analysés en laboratoire pour permettre la formulation de conclusions et de recommandations.

Cependant, il est important de noter qu'un diagnostic reste une estimation approximative et souvent incomplète, ne permettant pas toujours d'obtenir toutes les données nécessaires.

I.3.1 Les principales étapes d'un diagnostic :

Le processus de diagnostic d'une structure comprend plusieurs étapes clés énumérées ci-après :

I.3.1.1 Une visite préliminaire :

Le but de ce processus est d'améliorer la compréhension de l'état et du fonctionnement de la structure, en précisant les conditions environnementales, les anomalies visibles, et l'accessibilité des parties endommagées. Après cette inspection initiale, l'ingénieur en charge peut identifier l'origine probable des dommages et proposer un plan d'investigation, y compris son coût et sa durée. Les surfaces à inspecter en détail et les techniques d'auscultation utilisées dépendront de l'accessibilité, de l'environnement et des contraintes d'exploitation de la structure.

I.3.1.2 Collecte des documents :

Pour une bonne compréhension de la structure et de son état actuel, il est essentiel de recueillir autant d'informations que possible, notamment :

- La date de construction, qui permet de déterminer le code de construction applicable à l'époque ainsi que les dispositions constructives qui ont été suivies.
- L'historique de la structure, qui peut fournir des indications sur les événements majeurs ayant eu lieu dans le passé, tels que des réparations, des modifications ou des incidents.

- Les plans de coffrage et de ferrailage, qui peuvent aider à comprendre la conception et la configuration de la structure ainsi que la qualité de la mise en œuvre du béton armé.
- Les rapports d'études antérieures, tels que des rapports d'inspection, des essais en laboratoire ou des études de charge, qui peuvent apporter des informations supplémentaires sur l'état actuel de la structure.
- L'orientation de la structure, y compris son exposition au soleil, au vent, à la pluie, etc., qui peut avoir un impact sur son comportement et son état de dégradation.

Toutes ces informations peuvent contribuer à l'élaboration d'un plan d'investigation et de diagnostic approprié pour évaluer l'état de la structure et planifier les réparations nécessaires.

I.3.1.3 Préparation de l'intervention :

Après la visite sur le site et l'étude des documents collectés, il est possible de déterminer avec précision les mesures nécessaires à mettre en œuvre pour répondre aux besoins du client. Il est important de déterminer à l'avance quelles informations sont essentielles pour la réalisation de la mission et quelles sont les dégradations potentielles à mettre en évidence avant l'intervention. Cette démarche permet de planifier efficacement les actions à entreprendre et de mieux répondre aux attentes du client.

I.3.1.4 Inspection détaillée :

Une inspection visuelle exhaustive de l'ensemble de la structure est réalisée afin de détecter tous les signes de détérioration et d'identifier les sources potentielles de désordres, tels que la présence d'anciens revêtements ou de produits d'imprégnation, l'apparence de la surface du béton avec la présence de stalactites, d'efflorescences, de traces de rouille, les fissures avec leurs ouvertures et orientations, les détériorations de la peau du béton comme les épaufrures, le feuilletage, les éclatements, la détection des zones sonnantes creux, les zones où le béton et les armatures ont été désorganisés (comme dans le cas d'un incendie), la présence d'armatures (passives ou actives) apparentes, corrodées ou non, le relevé des déformations de la structure, et la détection des traces d'humidité. Il est généralement nécessaire de relever également la géométrie de la structure, telle que l'espacement des éléments porteurs, l'épaisseur de la dalle, la géométrie d'un plancher hourdis, etc. Dans de nombreux cas, les structures diagnostiquées sont anciennes et il n'est pas toujours possible de disposer des plans d'origine. Suite à l'inspection visuelle, des zones représentatives des désordres observés sont choisies pour effectuer des mesures. Celles-ci peuvent être non destructives, telles que la détection de l'enrobage des armatures par un procédé électromagnétique, ou peuvent consister en des prélèvements de carottes et d'échantillons en vue d'analyses en laboratoire. Les investigations destructives sont limitées au maximum afin de ne pas endommager la structure.

I.3.1.5 Essais en laboratoire :

Une fois que des échantillons ont été prélevés dans les zones représentatives des états de dégradation, ils sont envoyés en laboratoire pour être soumis à une analyse chimique ou microstructurale afin de qualifier le béton. De plus, si des carottes ont été prélevées sur la structure, elles sont écrasées pour déterminer la résistance à la compression du béton.

I.3.1.6 Traitement des résultats :

Tous les résultats d'analyse et les relevés des défauts sont consignés dans des tableaux ou sur des plans dans le rapport de diagnostic. Si l'inspection de la structure a été exhaustive, il sera nécessaire de réaliser un linéaire pour chaque type de désordres en vue d'une éventuelle réparation. Cela permettra de prendre en compte la localisation et l'étendue des dégradations dans le cadre de la proposition de mesures de réparation appropriées.

I.3.1.7 Commentaires et avis de réparation :

L'ingénieur en charge du projet doit indiquer dans son rapport, en se basant sur l'ensemble des informations disponibles :

- L'origine probable des défauts, leur étendue et leur évolution probable.
- Si la structure assure toujours la sécurité des personnes et des biens qu'elle abrite (dans le cas des bâtiments) ou si elle présente un risque d'effondrement.
- Les zones devant être traitées en priorité.
- Des conseils sur l'exploitation de l'ouvrage, qu'il s'agisse de son maintien, de son renforcement ou de son suivi, ainsi que des recommandations éventuelles pour des compléments d'étude.
- Des recommandations concernant les méthodes de réparation les plus adaptées. Il est important de noter que le rapport de diagnostic doit être compréhensible pour un lecteur non initié. [3]

I.3.2 Diagnostic visuel :

Effectivement, pour mener à bien un diagnostic visuel d'une structure en béton armé, plusieurs outils sont indispensables. Voici une liste d'outils couramment utilisés pour une inspection visuelle [3] :

1. **Appareil photo** : Il permet de prendre des photos des éléments de la structure, y compris des fissures, fractures, zones d'altération, etc. pour constituer un dossier photographique et faciliter l'analyse ultérieure.
2. **Mètre** : Il est utilisé pour mesurer les dimensions des éléments de la structure, telles que la longueur, la largeur, la hauteur, etc.
3. **Distance mètre** : Il est utilisé pour mesurer les distances entre différents éléments de la structure, notamment pour évaluer les déformations ou les décalages éventuels.
4. **Pied à coulisse** : Il est utilisé pour mesurer avec précision les ouvertures de fissures, fractures ou autres défauts, ainsi que pour mesurer les dimensions de certains éléments, tels que les aciers apparents.
5. **Fissuromètre** : Il s'agit d'une réglette en plastique transparente munie de traits de largeurs calibrées, utilisée pour mesurer la largeur des fissures de manière précise.
6. **Matériel pour prendre des notes** : Il est important de prendre des notes détaillées pendant l'inspection visuelle, notamment pour enregistrer les observations sur les différents désordres identifiés, leurs caractéristiques, leur localisation, etc.

En utilisant ces outils, un ingénieur ou un expert peut réaliser une inspection visuelle approfondie de la structure en béton armé, en identifiant et en évaluant les différents désordres présents, ce qui permettra de prendre des décisions éclairées sur les méthodes de réparation nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de la structure.

I.3.3 Diagnostic par prélèvement :

Si nécessaire, des échantillons représentatifs sont prélevés à partir de zones indiquant l'état de dégradation, soit par carottage, soit par forage. Le forage peut être utilisé pour évaluer la pénétration des chlorures dans le béton armé. Dans cette approche, des prélèvements sont effectués à des profondeurs successives, généralement de l'ordre du centimètre, afin de mesurer la présence et l'étendue de la corrosion causée par les chlorures.

I.3.3.1 Prélèvement sur site :

Le prélèvement d'échantillons est une étape critique du diagnostic du béton. Le choix du nombre et du type d'échantillons est déterminé par les informations recueillies lors de l'inspection sur place et par les analyses à effectuer en laboratoire. Les échantillons ne sont pas nécessairement représentatifs des zones les plus saines ou les plus dégradées. Ils sont choisis par un inspecteur expérimenté en fonction de la représentativité des phénomènes de dégradation observés.

I.3.3.2 Prélèvement d'acier :

Le prélèvement d'échantillons d'acier peut s'avérer nécessaire dans le cas d'un recalcul de la structure suite à une interprétation et une demande spécifique. Il est important de connaître les types d'acier utilisés dans un ouvrage. Ainsi, en prélevant des échantillons d'acier, on peut déterminer leur type, qu'il s'agisse d'acier haute adhérence, lisse, TOR, etc., ainsi que leurs caractéristiques mécaniques, telles que la limite d'élasticité de l'armature. Tous ces éléments sont nécessaires pour déterminer les charges pouvant s'appliquer à l'élément et évaluer la nécessité de renforcer la structure, que ce soit par l'ajout de tissus en fibres de carbone ou d'armatures supplémentaires, afin de répondre aux besoins du client ou des utilisateurs. Le prélèvement d'acier peut être réalisé par tronçonnage de l'armature, après l'avoir préalablement dégagée du béton adjacent. Il est préférable de le faire dans des zones saines pour éviter de fragiliser davantage la structure à cet endroit. Il peut également être nécessaire de prélever localement des armatures dans des zones affectées par des pathologies, comme la corrosion des armatures, afin de déterminer son avancement et la section d'acier restante utilisable pour estimer les quantités d'armatures nécessaires à ajouter pour restaurer au minimum la section d'acier initiale de l'élément. [4]



Figure 5: Prélèvement d'acier

I.3.4 Echantillonnage :

Le prélèvement d'échantillons est généralement réalisé par carottage. La profondeur et le diamètre des carottes sont adaptés en fonction de la nature et du type d'analyse nécessaires. Dans la plupart des cas, les carottes sont prélevées dans des zones dépourvues d'armature, comme indiqué par le balayage pachométrique, lorsque cela est possible. En général, le prélèvement d'échantillons se fait en deux étapes :

- Prélèvement sur le chantier, dans la carrière ou l'usine, d'une quantité de matériau nettement plus grande que celle qui sera utilisée pour l'essai. Étant donné que le matériau n'est pas homogène, le nombre de prélèvements doit être aussi grand que possible.
- Au laboratoire, prélèvement par partage de la quantité nécessaire à l'essai, tout en veillant à ce que l'échantillon soit représentatif de l'échantillon initial.



Figure 6 : Prélèvement sur le chantier

I.3.4.1 Objectif de l'échantillonnage :

Les tests réalisés en laboratoire sont réalisés sur des quantités limitées de matériaux prélevés, qui doivent permettre de mesurer des paramètres caractéristiques du matériau en question. Il est donc important que l'échantillon utilisé en laboratoire soit représentatif de l'ensemble prélevé. [4]

I.5 Les différents essais de diagnostic

I.5.1 Essais physiques non destructifs :

Plusieurs méthodes d'inspection peuvent être utilisées pour évaluer l'état d'un ouvrage, notamment :

- Un contrôle visuel pour détecter les fissures et les taches de rouille ;
- Des essais au marteau et des sondages sonores pour évaluer la qualité des matériaux ;
- Des essais au phacomètre pour localiser les armatures et déterminer leur valeur ;
- Une cartographie du potentiel pour prévoir l'état de l'armature et mesurer le courant de corrosion
- Des jauges de fissures pour mesurer l'état et la stabilité des fissures.

I.5.2 Essais chimiques :

- Evaluation de la profondeur de carbonatation : analyse de la profondeur à laquelle le béton est atteint par le dioxyde de carbone ;

- Mesure du taux d'ions chlorures : détermination de la concentration d'ions chlorure, qui peut causer la corrosion des armatures dans le béton ;
- Analyse au microscope : détermination de l'activité de la réaction alcali-agrégats, qui peut causer la détérioration du béton due à une réaction chimique entre les composants du béton.

I.5.3 Essais destructifs :

Utilisation d'un carottage pour déterminer la résistance du béton.

I.6 Les objectifs du diagnostic

Les buts du diagnostic sont les suivants :

- Identifier l'origine des problèmes ;
- Évaluer l'étendue spatiale des problèmes ;
- Prédire leur évolution future, tant dans l'espace que dans le temps, en l'absence d'intervention ;
- Estimer les conséquences des problèmes sur la résistance et la sécurité de l'ouvrage et des personnes ;
- Détecter d'éventuels produits nocifs dans l'ouvrage, tels que l'amiante et le plomb ;
- Déterminer les actions à prendre et les solutions de réparation ou de renforcement possibles.

- Établir le diagnostic :

En cas de fissuration importante de la façade et de suspicion de mouvement des fondations, l'expert ou le technicien en charge de la gestion du sinistre dispose de divers moyens pour diagnostiquer la situation. Ils peuvent ainsi examiner les plans de fondations ou réaliser des fouilles de reconnaissance, consulter une étude de sol si elle est disponible ou faire appel à un géotechnicien. Interroger les occupants peut également s'avérer utile pour déterminer si l'apparition des fissures est liée à une période de sécheresse ou de fortes précipitations. La lecture de la carte géologique et la vérification de l'existence d'une zone à risque de retrait-gonflement peuvent également aider à établir un diagnostic précis. [5]

- Choix des investigations :

Le choix des investigations dans un diagnostic d'ouvrage dépend de plusieurs paramètres qu'il est important d'évaluer avant de débiter la mission. Les principaux paramètres à prendre en compte sont les suivants :



Figure 7: schéma du choix d'investigation

- **Type de mission à réaliser :**

Il s'agit de réaliser un diagnostic de maintenance afin de détecter d'éventuelles réparations nécessaires, d'effectuer une évaluation structurelle pour déterminer la résistance et d'évaluer les risques liés aux biens et aux personnes.

- **Nature des matériaux :**

Les équipements et les techniques utilisés pour effectuer un diagnostic peuvent varier en fonction du matériau de la structure concernée. Les méthodes et les outils utilisés peuvent différer selon qu'il s'agit de béton, d'acier, de bois ou de pierre.

- **Type de structure :**

Il s'agit de prendre en compte le type de structure ainsi que sa géométrie et sa taille lors du diagnostic.

- **Etat de l'ouvrage :**

Les méthodes d'investigation nécessaires pour diagnostiquer une structure dépendent des anomalies observées. Dans le cas de fissures ou d'armatures corrodées sur une structure en béton, des équipements spécifiques seront utilisés pour effectuer le diagnostic.

- **Environnement de l'ouvrage :**

Il convient de considérer l'environnement dans lequel est située la structure lors de l'étude, car certains désordres peuvent y être directement liés, notamment dans le cas de structures soumises à des attaques chimiques. En outre, des difficultés d'accès, voire l'impossibilité d'accéder à certaines parties de la structure, peuvent entraver la réalisation d'investigations et nécessiter l'utilisation de moyens spécifiques tels que des nacelles ou des échafaudages. En effet, certaines parties de la structure peuvent être inaccessibles sans ces équipements. [6]

I.7 Types d'investigations

Il existe deux catégories d'investigations possibles : les méthodes non destructives et les méthodes destructives.

I.7.1 Investigations non-destructives :

Les méthodes non destructives permettent d'analyser la structure sans la modifier ou la dégrader. Ces méthodes sont particulièrement adaptées à l'analyse de structures complexes telles que les monuments ou les bâtiments historiques, où il est difficile de prélever des échantillons de la structure. De même, elles sont recommandées lorsque la structure est déjà endommagée ou affaiblie, car les méthodes destructives pourraient aggraver la situation. [7]

- **Les différentes mesures in-situ :**

➤ **Le Relevé visuel :**

La première étape de toute investigation approfondie consiste en un examen visuel des conditions. Les signes clés de problèmes à repérer sont les suivants :

- Fissuration et craquelures
- Détresse de surface, tels que l'effritement, la désagrégation, la surface alvéolaire et l'écaillage
- Fuite d'eau, manifestée par l'humidité de la surface, les infiltrations ou les fuites à travers les joints et les fissures
- Corrosion de l'acier, repérable par des taches de rouille, des câbles de post-tension exposés, ou des armatures apparentes

- Autres indices tels que le cloquage des membranes et revêtements, l'accumulation d'eau et la décoloration
- ✚ **Cette inspection permet de :**
 - Caractériser les désordres, car chaque type a une origine et des conséquences particulières
 - Déterminer les caractéristiques de la pathologie et savoir quel type de traitement sera nécessaire pour arrêter le phénomène
 - Quantifier les désordres, car selon leur ampleur, différentes méthodes de réparation plus ou moins lourdes seront à envisager
 - Localiser les désordres afin de pouvoir déterminer leur origine et agir à la source du problème.
 - Pour mener à bien cette inspection visuelle, différents outils peuvent être utilisés, tels que le mètre, le distance mètre, le pied à coulisse et le fissuromètre.



Figure 8 : jauge Ginger cebtp - Fissuromètre digital.[7]

➤ **Témoins pour la surveillance des fissures :**

La mise en place de témoins permet de surveiller l'évolution des fissures au fil du temps. Les techniques les plus fréquemment utilisées pour cela sont les suivantes [8] :

1. Les plaques de plâtre ;
2. Les vis ;
3. Les témoins à coulisse.

1. La méthode des plaques de plâtre :

Pour mettre en place des témoins de fissuration, il convient de poser des plaques de plâtre d'une épaisseur d'environ 5 mm, disposées perpendiculairement ou en biais par rapport à la fissure à surveiller. Il est recommandé de fixer plusieurs plaques le long de la fissure.

L'évolution de la fissure au fil du temps est indiquée par l'apparition de la fissure dans les témoins. Cependant, ce système présente des limites quant à sa fiabilité. En effet, des variations de température peuvent entraîner le décollement partiel des plaques de plâtre fixées sur les surfaces, ce qui peut les faire apparaître intactes en apparence. [6]

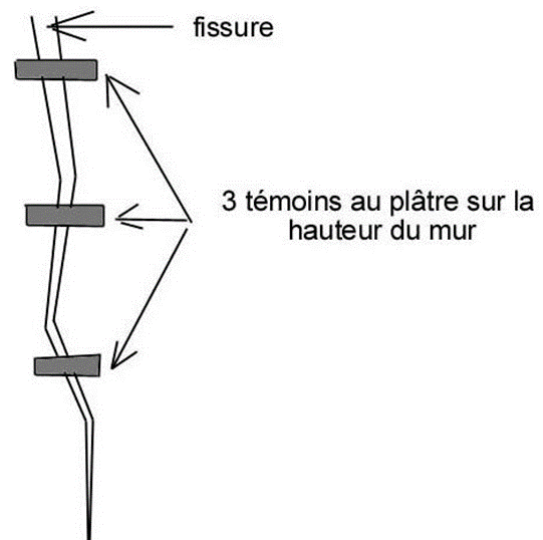


Figure 9: La méthode des plaques de plâtre

2. La méthode des vis :

Cette méthode est plus précise et fiable que la précédente. Elle implique de percer des trous de chaque côté de la fissure, espacés de 4 à 5 cm. Les trous doivent être bien alignés et perpendiculaires à la fissure, avec un diamètre égal à celui des vis. Une fois les vis fixées dans les trous, la distance entre celles-ci est mesurée périodiquement à l'aide d'un pied à coulisse. [8]

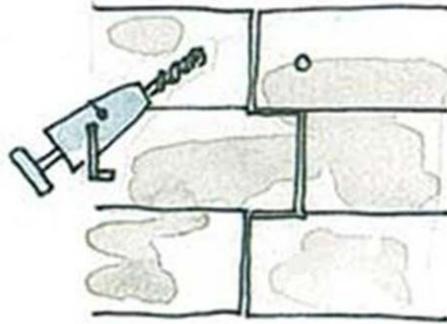


Figure 10: La méthode des vis.

3. Témoin à coulisse :

Cette méthode est à la fois efficace et pratique car elle implique la fixation de témoins à coulisse sur les zones fissurées, permettant ainsi de mesurer régulièrement les écarts des fissures à une échelle précise allant jusqu'au dixième de millimètre. [8]



Figure 11: Témoin à coulisse.

➤ Sondage par marteau :

La méthode de martelage du béton est une technique peu coûteuse et précise pour identifier les zones de délamination. En frappant les zones de béton délaminé, le son émis passe d'un son "ping" plein à un son "puck" creux, permettant de déterminer facilement les limites des délaminations. Pour les grands espaces, une méthode de sondage plus productive consiste à traîner une chaîne pour obtenir le même résultat que le sondage par marteau. Cependant, ces méthodes ne fournissent qu'une idée générale des zones de délamination et ne sont donc utiles que pour une évaluation générale, pas pour une mise en page détaillée nécessaire à la reconstruction. [7]

➤ **Méthode échos-chocs :**

Les avancées technologiques récentes dans les instruments et les ordinateurs offrent désormais une méthode fiable pour localiser les vides, les fissures et autres défauts se trouvant sous la surface du béton. La méthode d'impact-écho repose sur l'utilisation d'ondes de compression générées par un choc qui se propagent à travers la structure et sont réfléchies par les défauts internes et les limites externes vers un récepteur (transducteur). Les signaux reçus sont convertis en un spectre de fréquence et affichés sur un écran d'ordinateur. Un logiciel est utilisé pour analyser ces signaux et fournir une prédiction de la probabilité et de la profondeur des défauts. Grâce à la vitesse de l'onde et à la période d'arrivée (ou fréquence), les profondeurs des défauts internes ou des limites externes sont calculées. Le système fonctionne rapidement, en traitant chaque lecture en environ deux secondes.



Figure 12 : Test Choc-Echo avec appareil Olson's NDE 360.[7]

➤ **Essai d'auscultation sonore :**

Cette méthode est utilisée pour estimer la résistance du béton ou pour détecter la présence de microfissures internes. Elle repose sur une corrélation entre la résistance du béton, la vitesse du son (VL), la compression (RC) et le module d'élasticité [1]. En exploitant la diffraction et la réflexion qui atténuent la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique lorsqu'elle rencontre une interface béton-air, il est possible de localiser les zones dégradées, les défauts, les fissures et les vides dans le béton. Cette méthode fournit des informations sur l'homogénéité physique du béton, ainsi que sur la présence de fissures, de vides, ou de détériorations causées par des facteurs tels que le feu, le gel, ou des agressions chimiques. [8]

1. Principe de l'essai :

La méthode de l'ultrason implique l'utilisation de deux transducteurs (un émetteur et un récepteur) qui génèrent des impulsions ultrasoniques pour traverser le béton. Le temps (T) nécessaire à l'onde pour parcourir une distance (D) à travers l'élément examiné est affiché sur un écran numérique. La vitesse de propagation de l'onde (V) peut être mesurée en utilisant la formule $V = D/T$. Les unités de mesure sont les suivantes : V est la vitesse de propagation de l'onde ultrasonique en m/s, D est la distance parcourue à travers l'élément examiné en m, et T est le temps nécessaire à l'onde ultrasonique pour parcourir la distance D en s. [8]

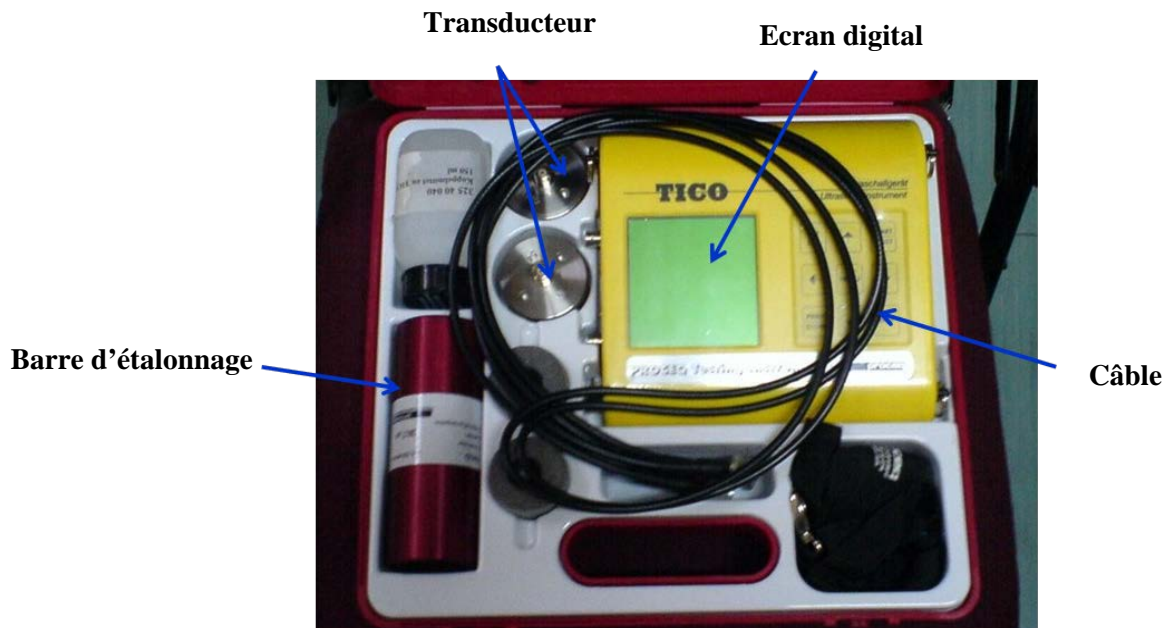
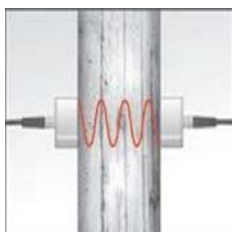
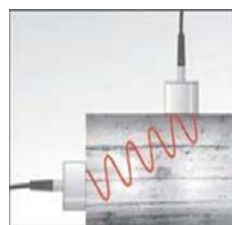


Figure 13 : Appareil à ultrasons [8]

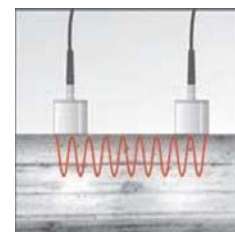
Il est possible de mesurer les vitesses de propagation en plaçant les deux transducteurs de deux manières différentes : en opposition (transmission directe) ou adjacents (transmission semi-directe). La transmission directe est plus précise si les deux transducteurs sont parfaitement alignés, mais cela peut être difficile à réaliser. En cas de mauvais alignement, la transmission est considérée comme semi-directe. La transmission indirecte (ou de surface) consiste à placer les transducteurs sur le même plan, mais cette méthode est la moins précise. [8]



Transmission directe



Transmission semi directe



Transmission indirecte

2. Lecture des résultats mesurés :

Le tableau ci-dessous donne des indications sur la compacité en relation avec la vitesse de propagation [8]

Compacité	Vitesse de propagation (m/s)
Excellente	plus de 4000
Bonne	3200-4000
Douteuse	2500-3200
Mauvaise	1700-2500
Très mauvaise	Moins de 1700

3. Facteurs influençant la méthode ultrasonique :

Plusieurs facteurs peuvent avoir un impact sur les résultats obtenus grâce à la méthode ultrasonique :

- ✓ La surface sur laquelle l'essai est réalisé doit être parfaitement adaptée à la forme de l'appareil utilisé, ce qui nécessite l'utilisation d'une substance de contact comme la graisse de paraffine.
- ✓ La présence d'armatures dans le béton peut perturber la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques, il est donc crucial de choisir un parcours d'ondes qui ne soit pas trop influencé par la présence d'armatures.
- ✓ La vitesse de propagation des ondes ultrasoniques peut être influencée par la maturité du béton (son degré d'hydratation, la présence d'eau occluse), mais elle est peu sensible à la température. [8]

4. Corrélation entre vitesse de propagation et résistance du béton :

En règle générale, la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans un matériau dépend de ses caractéristiques physiques telles que le module d'élasticité et la densité. Pour le béton, ces caractéristiques dépendent de nombreux facteurs tels que le type de granulats, leur proportion dans le mélange, leurs propriétés physiques, ainsi que celles du ciment, y compris son rapport E/C, sa composition chimique et la réaction d'hydratation. En raison de la complexité de ces facteurs, les corrélations entre la vitesse de propagation et la résistance du béton sont indirectes et doivent être établies pour un mélange spécifique.

Des études menées par l'organisation RILEM ont montré que la corrélation entre la vitesse de propagation et la résistance à la compression peut être exprimée par une équation de la forme :

$$RC = a \times e^{b \times v}$$

Où RC est la résistance à la compression, a et b sont des coefficients dépendant de la nature des granulats utilisés et V est la vitesse de propagation de l'onde.

Pour les granulats siliceux avec D max = 16 mm et pour un béton de résistance inférieure à 30 MPA, il est possible de considérer que :

$$RC = 0.008177 \times e^{(0.00147 \times v)}$$

Où RC est exprimée en MPA et V en m/s. [8]

➤ Le scléromètre :

La méthode du scléromètre consiste à mesurer la dureté superficielle du béton en faisant rebondir une masselotte sur sa surface. Bien que cet instrument soit à l'origine relativement simple, il permet d'estimer la résistance du béton. Cependant, il est nécessaire de réaliser plusieurs essais (environ 15) sur chaque zone testée pour obtenir une valeur moyenne représentative. Bien que le scléromètre soit performant pour évaluer l'homogénéité de la résistance du béton à différents points d'une structure, les résultats obtenus par cette méthode restent imprécis. [1]



Figure 14 : Scléromètre

1. Principe de l'essai sclérométrique :

La tige de percussion du scléromètre est mise en contact avec la surface à tester. Une fois la tige enfoncée dans le scléromètre, un marteau chargé par un ressort se déclenche automatiquement et frappe la tige, ce qui entraîne un rebondissement sur la surface à tester. La tige réagit et transmet cette réaction à la masse du marteau, qui se déplace en conséquence. Le point maximal atteint par la masse est indiqué par un curseur sur un cadran gradué, ce qui permet de lire directement la valeur de l'indice sclérométrique. En reportant cet indice sur un abaque de transformation, on peut obtenir la valeur de la résistance à la compression en prenant en compte l'inclinaison de l'appareil. [8]



Figure 15 : essai sclérométrique

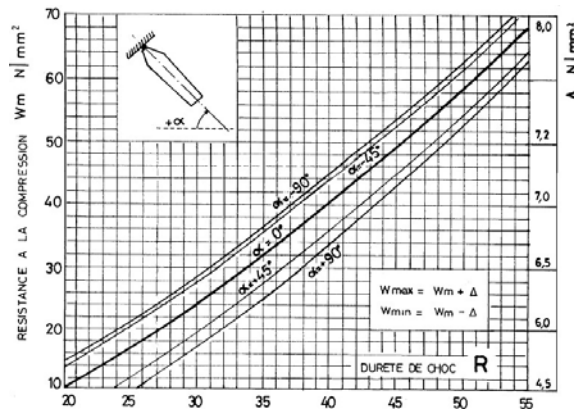


Figure 16 : Courbe de transformation unique

2. Tenir compte de l'inclinaison :

L'angle d'inclinaison a une influence significative sur la mesure de la résistance du béton, en raison de l'effet de la gravité sur le rebondissement de la masse. Ainsi, un essai réalisé sur un plafond (+90°) donnera un rebondissement plus important qu'un essai effectué sur un plancher (-90°), même avec la même valeur de l'indice sclérométrique (par exemple S=34). La figure ci-dessous illustre clairement l'impact de l'angle d'inclinaison sur la valeur de la résistance mesurée. [8]

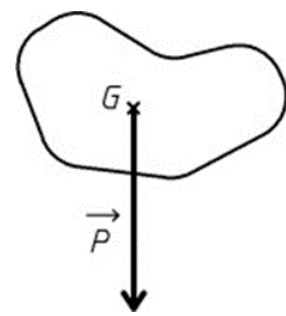
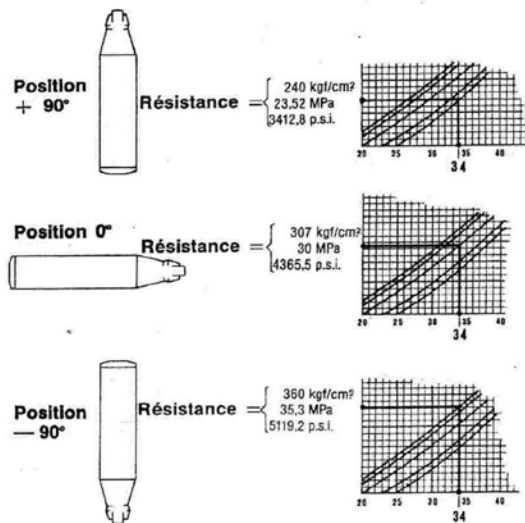


Figure 11 : illustration de l'influence de l'inclinaison sur la valeur de la résistance (S=34) [8]

3. Avantage et limites du sclérométrie :

L'essai sclérométrique est une méthode rapide, simple et peu coûteuse, mais pour obtenir une précision comprise entre $\pm 15\%$ et $\pm 20\%$, il est nécessaire de réaliser les essais dans les mêmes conditions que celles pour lesquelles les courbes d'étalonnage ont été établies. Les résultats obtenus peuvent être influencés par divers facteurs tels que l'état de surface, le degré d'humidité du béton, le type de ciment, la taille maximale des granulats et la carbonatation de la surface. Selon des études menées au LCPC à Paris, il a été démontré que la corrélation entre l'indice sclérométrique et la résistance à la compression peut prendre la forme suivante [8] :

$$RC = a \times S^2 + b \times S + c$$

Avec : a, b et c : des coefficients dépendant de la nature des granulats, S : étant l'indice sclérométrique, RC : la résistance à la compression. Selon Gabrysiak, si l'on utilise des granulats siliceux avec un diamètre maximal de 16 mm et que la résistance du béton est inférieure à 30 MPA, alors : $RC = \frac{S^2}{37} - 0,3S$.

4. La méthode combinée :

La méthode repose sur la formule de FERET, qui lie les résultats de l'essai d'ultrasons et du scléromètre.

$$RC = \left(\frac{S}{3,46 + 0,0235 \times S - 0,56 \times V} \right)^2$$

Avec :

S : l'indice sclérométrique.

V : la vitesse de propagation (en mm/ μ s).

RC : la résistance à la compression du béton.

On constate donc que cette méthode fait intervenir les résultats de deux méthodes différentes.

[8]

✚ Le relevé du ferrailage :

Le relevé du ferrailage peut se faire à l'aide de :

➤ Pachomètre :

Le pachomètre est couramment utilisé en complément du radar. Cette méthode magnétique est employée pour localiser et détecter les armatures, ainsi que pour estimer leur diamètre et leur enrobage. [8]



Figure 12 : Pachomètre.

1. Principe de fonctionnement du pachomètre :

La méthode du pachomètre consiste à créer un champ magnétique à basse fréquence à la surface du béton, afin de détecter et localiser les armatures présentes, ainsi que d'estimer leur diamètre et leur enrobage. En positionnant le capteur directement au-dessus d'une armature, le signal reçu est analysé par le pachomètre, qui permet de calculer, en fonction du matériel utilisé, l'enrobage et/ou le diamètre de l'acier. Le pachomètre est souvent utilisé en complément du radar. [8]

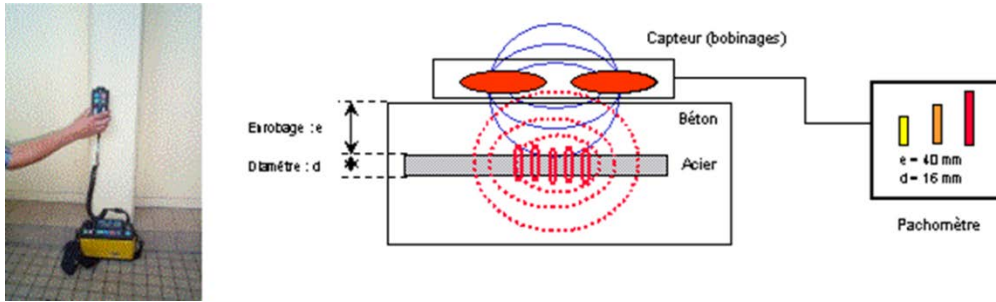


Figure 17 : fonctionnement du pachomètre

2. Limites de l'utilisation du pachomètre :

La méthode du pachomètre présente certaines limites, notamment :

- La portée maximale de détection est de 10 à 20 cm de profondeur.
- Seul le premier réseau d'armatures est détecté.
- La résolution, c'est-à-dire la plus petite distance mesurable entre les armatures, est approximativement égale à l'enrobage.
- La mesure précise du diamètre des armatures n'est possible que si les aciers sont suffisamment espacés. [8]

➤ Le radar :

Le radar est une technique qui utilise des ondes électromagnétiques pour cartographier la disposition des armatures d'une structure en béton armé, localiser avec précision des éléments métalliques ou détecter la présence de cavités et de vides dans le sol. Cette méthode peut également être utilisée pour identifier d'anciennes fondations ou des tunnels. [8]



Figure 18: Équipement radar utilisé pour détection d'armatures [8]

1. Principe de fonctionnement du radar :

Le radar est une méthode électromagnétique utilisée pour détecter et localiser avec précision des éléments métalliques tels que les armatures dans les structures en béton armé, ainsi que pour détecter d'autres éléments tels que des cavités et des interfaces entre différents milieux. Cette méthode implique l'émission d'une impulsion d'ondes électromagnétiques par une antenne à haute fréquence, qui est ensuite réfléchi par les cibles rencontrées dans le matériau ausculté. Il existe trois types de radars selon leur fréquence : les radars à hautes, moyennes et basses fréquences.

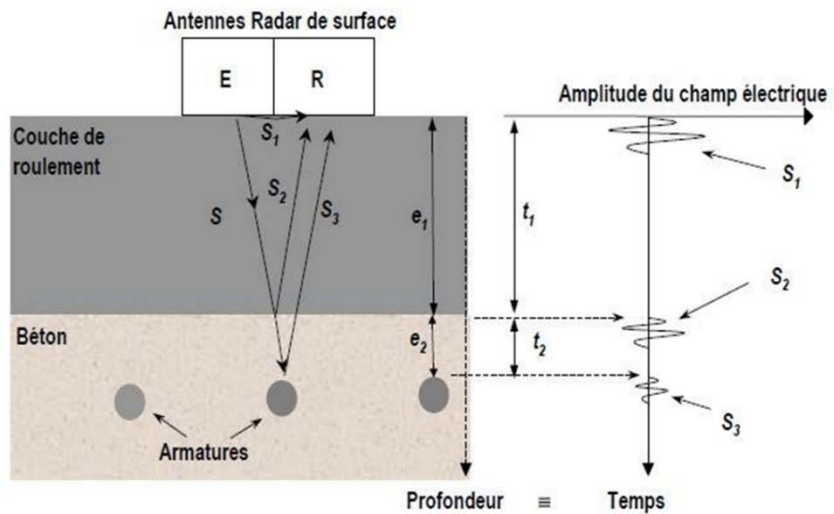


Figure 19 : Propagation d'une onde RADAR dans un milieu multicouches. [8]

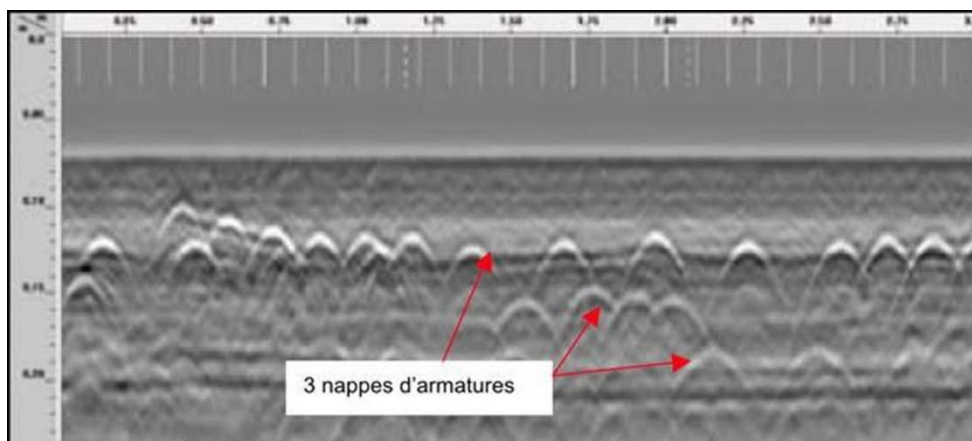


Figure 20 : Radar gramme montrant l'épaisseur et le ferrailage d'un plancher B.A. [8]

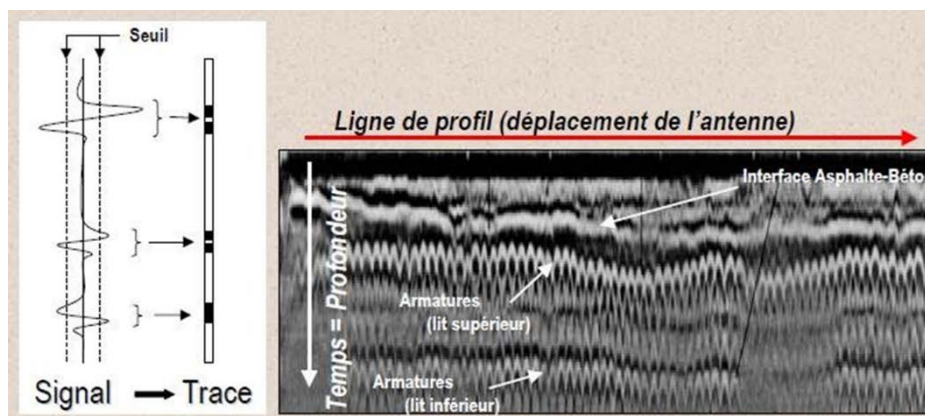


Figure 21: Seuillage des radar grammes, juxtaposition et tracé de la coupe temps. [8]

I.7.2 Investigations destructives :

Les investigations destructives consistent à prélever un échantillon du matériau pour en étudier les caractéristiques géométriques, mécaniques et chimiques, ou pour accéder à des éléments internes ou sous-jacents à la structure. Cette méthode permet également d'évaluer l'état altéré en profondeur et l'importance des pathologies. Cependant, elle implique la destruction d'une partie de la structure, ce qui peut être coûteux et contraignant, et peut nécessiter une reconstruction ultérieure.

➤ Le Potentiel de corrosion :

Il est possible de détecter la présence de corrosion de l'acier dans le béton en mesurant la différence de potentiel entre la zone anodique et la zone cathodique de l'acier. Cette différence de potentiel peut être mesurée à l'aide d'une demi-cellule de sulfate de cuivre et de cuivre placée sur la surface du béton, en comparant les différences de potentiel entre l'acier d'armature et une éponge humide placée sur la surface du béton. En utilisant un voltmètre à haute impédance connecté à la surface du béton, la différence de potentiel peut être mesurée à l'emplacement de l'essai. Selon la norme ASTM C876-91, le potentiel mesuré peut indiquer la probabilité de corrosion, avec une électrode Cu/CuSO₄ qui permet de déterminer si la probabilité de corrosion est inférieure à 10% ($E > -200$ mV), environ 50% possible (-350 mV $< E < -200$ mV), ou très probable ($E < -350$ mV, supérieur à 50% et pouvant atteindre 90%). Cependant, il est important de prendre en compte les différents paramètres qui peuvent affecter les résultats obtenus. Par exemple, la présence de milieux agressifs tels que les chlorures peut augmenter la conductivité et entraîner des potentiels plus négatifs, tandis que la carbonatation peut affecter les résultats en mesurant des potentiels plus positifs. La présence d'une surface humide peut également diminuer la mesure de 100 mV. Il convient de noter que ces méthodes ne permettent pas de détecter la corrosion des tendons de post-tension, ni la corrosion lorsque l'acier d'armature n'est pas en contact avec le voltmètre. Toutefois, les mesures de demi-cellule sont souvent utiles car elles sont faciles à réaliser et les résultats peuvent être obtenus rapidement à des coûts relativement bas. [7].

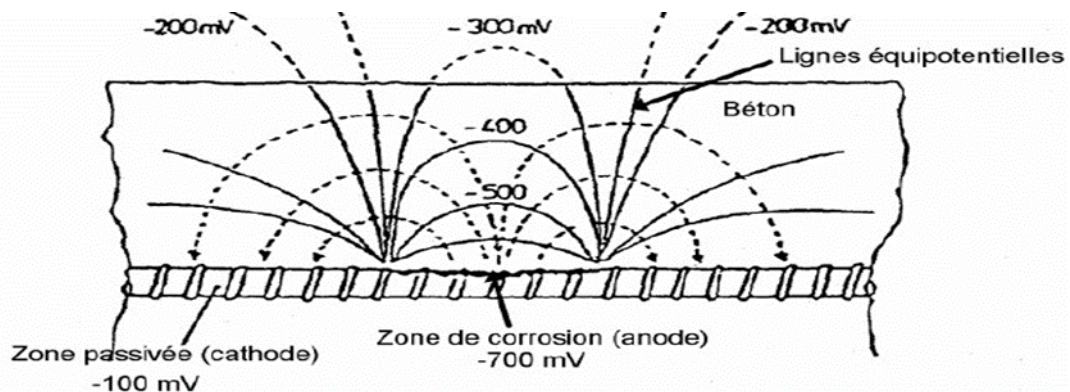


Figure 22 : Principe du potentiel de corrosion

Il convient de souligner que divers facteurs peuvent avoir une incidence sur les résultats obtenus, notamment :

- L'humidité de surface, qui peut entraîner une diminution de 100 mV entre une mesure effectuée sur une surface humide et une mesure réalisée sur une surface sèche.
- La présence de milieux agressifs tels que les chlorures, qui peut augmenter la conductivité et entraîner des potentiels plus négatifs.
- La carbonatation du béton, qui peut se traduire par des potentiels plus positifs. [9]



Figure 23 : Mesure du potentiel de corrosion.

➤ **Test au contenu de chlorure :**

Pour évaluer la teneur en ions chlorure dans une structure en béton, un échantillon de béton est prélevé en utilisant soit une technique de tirage au béton pulvérisé à l'aide d'un marteau rotatif à percussion (de préférence électrique), soit en prenant des carottes et en pulvérisant ensuite le béton dans un laboratoire. Le matériau pulvérisé est collecté et stocké dans un récipient propre, et les échantillons sont analysés en utilisant un procédé chimique. Il est possible de différencier les chlorures présents dès la coulée du béton de ceux qui ont pénétré dans la structure en comparant la teneur en chlorure à différents niveaux dans le membre suspect. Les chlorures présents dès la coulée auront généralement des concentrations similaires à travers le membre, tandis que les chlorures qui ont pénétré dans le béton après la coulée auront des concentrations plus élevées à la surface et plus faibles à l'intérieur de l'élément. [7]

➤ **Test à la carbonatation :**

Pour évaluer la profondeur de la carbonatation du béton, il est nécessaire d'exposer une surface fraîche. Cela peut être réalisé en carottant la surface et en divisant la carotte à l'aide d'un marteau et d'un burin. La limite de la carbonatation est déterminée en pulvérisant la surface du béton avec un indicateur à base acide qui change de couleur à un pH d'environ 10. Cette limite est la frontière entre la partie carbonatée et la partie non carbonatée. Le plus couramment utilisé des indicateurs est la phénolphtaléine, qui colore le béton d'un rouge intense (rose) à des valeurs de pH supérieures à 10 et qui ne colore pas à des valeurs de pH inférieures à 10. Il est intéressant de comparer ces mesures avec l'épaisseur de l'enrobage, qui peut être mesurée à l'aide d'un pachomètre. Après plusieurs mesures, une courbe peut être obtenue, et le pourcentage d'armatures non protégées est l'abscisse du point d'intersection entre la courbe d'enrobage et celle de la carbonatation. [7].

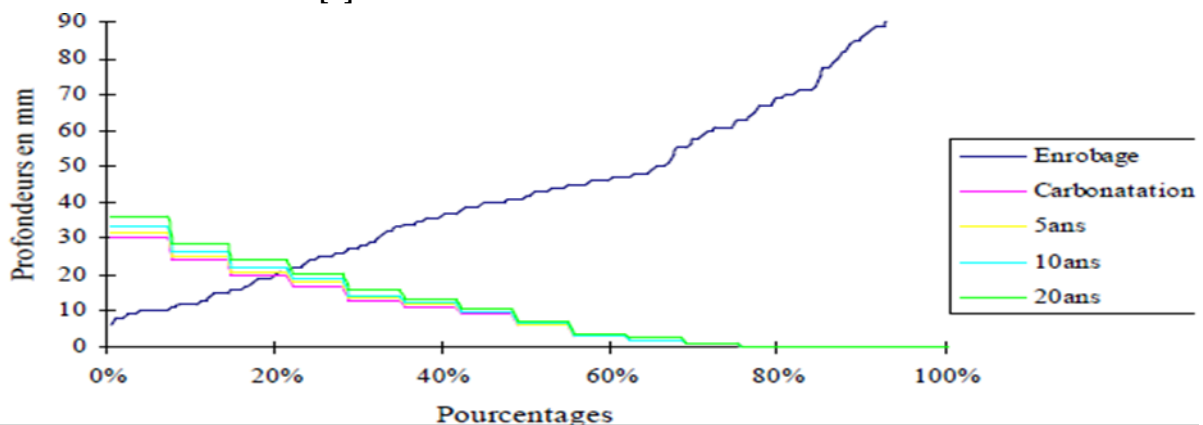


Figure 24 : Graphique enrobage-carbonatation. [7]

➤ **Le carottage :**

Le carottage est une méthode qui consiste à prélever un échantillon de béton pour analyse en laboratoire. Cette technique peut être réalisée en présence ou en absence d'eau. Elle permet d'identifier et de caractériser divers aspects du béton, tels que la détérioration des agrégats, l'homogénéité, la résistance à la compression, le module d'élasticité, la profondeur de carbonatation, ainsi que pour la réparation des fissures. Les résultats de ces analyses fournissent des informations précieuses pour évaluer l'état et la qualité du béton dans une structure. [10]



Figure 25 : Instrument de carottage.

✚ **Types de carottage :**

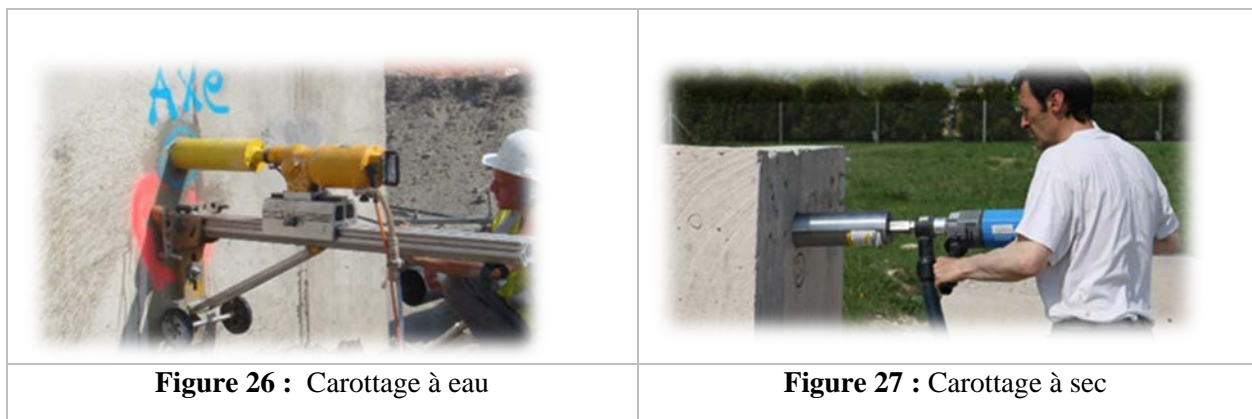
Il existe deux types :

1. Carottage à eau :

Pour les travaux réalisés à l'intérieur de bâtiments en cours de construction ou pour les travaux en extérieur nécessitant un grand diamètre, Les carotteuses à eau permettent de carotter du diamètre 1 mm à 1500 mm le carottage à eau est recommandé.

2. Carottage à sec :

Pour les travaux d'intérieur, il est recommandé d'utiliser une carotteuse à sec qui est connectée à un aspirateur pour assurer un travail propre et sans poussière.



✚ Avantages et inconvénients :**a) Les avantages :**

- Grande précision en diamètre et en profondeur.
- Economie de temps.
- Travail propre et absence de poussière (travail à l'eau ou à sec avec aspirateur).
- Facilité d'utilisation et résultat professionnel.
- Silence de fonctionnement en comparaison à un marteau piqueur.
- Absence de vibrations, évitant tout risque de micro
- Les trous réalisés sont parfaits contrairement au burinage ou perforateur.

**Figure 28 :** trous réalisés par perforateur**Figure 29 :** trous réalisés par carotteuse.**b) Inconvénients :**

- Matériel lourd à la manutention.
- Risques de la sécurité.
- Difficulté d'extraction de carottes.

➤ Mode d'action :

- Repérer la zone dans laquelle doit se faire le sondage.
- Vérifier avec un détecteur d'armatures la présence et la position des armatures avant d'implanter le point de sondage.
- Choisir le diamètre du carottier en fonction de la densité des armatures pour éviter de les avoir dans la carotte.
- Fixer la colonne au support.
- Accrocher la carotteuse à la colonne.
- Relier la bombonne d'eau à la carotteuse.
- Mettre sous pression l'eau.
- Ouvrir l'arrivée d'eau.
- Démarrer la machine.
- Carotter à la vitesse préconisée.

I.8 Prélèvements et évaluation la résistance de béton

Dans le domaine de l'industrie du béton, les tests visant à mesurer la résistance mécanique sont généralement réalisés sur les produits eux-mêmes, voir sur éprouvettes confectionnées lors de la fabrication. Le Carottage est essentiellement pratiqué dans les cas suivants :

- Dans les structures qui ont subi des dommages par exemple (Incendies, Surcharges, Fatigue, Environnement agressif...)
- Les résultats des tests de contrôle de fabrication peuvent ne pas être conformes aux normes requises, ce qui peut nécessiter la réalisation d'enquêtes supplémentaires pour déterminer les mesures à prendre.

En règle générale, l'extraction est réalisée par :

- un carottage vertical pour les dalles, les tabliers de ponts, les semelles et éventuellement pour les poutres de faible hauteur.

- un carottage horizontal dans l'âme des poutres de grande hauteur, dans le tiers central des poteaux, des murs, des piédroits. Dans notre projet, on a choisi d'utiliser le carottage car c'est une technique précise et fiable pour prélever des échantillons de béton, afin d'analyser leur résistance et leur composition avec précision ainsi que la qualité des matériaux de construction. Le carottage béton a généralement une longueur entre 20 cm et 1 mètre et un diamètre de 10 mm à plus de 150 mm. Il peut être prélevé verticalement, horizontalement ou en oblique, selon les besoins et les contraintes du terrain. Le prix de revient d'un carottage varie entre 80 euro à 250 euro, équivalant en dinars Algérien entre 11 776,7 dinars à 36 802,17 dinars, selon l'épaisseur de murs et du diamètre du trou.

I.8.1 Prélèvement des carottes :

Il est crucial, pour de nombreuses raisons, de définir les objectifs de l'essai ainsi que le mode d'interprétation des résultats avant de réaliser un prélèvement de carottes. Il est recommandé de conduire l'essai en accord avec la norme algérienne (essai pour béton durci résistance à la compression des éprouvettes) **NA 5075**, en utilisant une machine pour les essais de compression qui est en conformité avec la norme **NA 5075**. Éliminer toute trace des matériaux de la surface de l'éprouvette. Il est déconseillé de procéder à un essai de compression sur des carottes présentant des fissures, des bulles ou une mauvaise adhérence au béton sur leur surface. Dans le cas où l'éprouvette doit être testée alors qu'elle est encore humide, il est nécessaire d'éliminer toute présence d'eau en surface. Il est important de noter l'état d'humidité (sec/humide) de la surface de l'éprouvette au moment de l'essai.

I.8.2 Expression des résultats :

Pour obtenir la résistance à la compression de chaque carotte, il convient de diviser la valeur de la charge maximale par l'aire de la section transversale qui est calculée à partir du diamètre moyen. Les résultats doivent être exprimés avec une précision de 0,5 MPA ou 0,5 N/mm². Selon la **NA 5075** La résistance à la compression est donnée par équation suivante :

$$F_C = F / A_C$$

F_C : est la résistance en compression en MPA

A_C : est l'aire de la section de l'éprouvette sur laquelle la force de compression est appliquée en mm²

F : est la charge maximale en N

I.8.3 Rapport d'essai :

Selon la norme algérienne **NA 5071** (essai pour béton dans les structures carottes – prélèvement, examen et essai en compression) le rapport d'essai doit contenir les informations suivantes :

- Description et identification de l'éprouvette soumise à l'essai.
- Dimension nominale maximale des granulats.
- Date de prélèvement de la carotte.
- Résultats de l'inspection visuelle faisant état des anomalies éventuellement constatées.
- Diamètre, en millimètres, et repérage de la position, en millimètres, des armatures métalliques éventuellement présentes.
- Méthode de préparation de l'éprouvette.
- Longueur et diamètre de la carotte.
- Élancement de l'éprouvette préparée.
- État d'humidité de la surface au moment de l'essai ;
- Date de réalisation de l'essai ;
- Résistance à la compression de la carotte, en mégapascals (MPa) ou en newtons par millimètre carré (N/mm²).
- Tout écart par rapport aux méthodes normalisées d'essai en compression ou d'inspection visuelle.
- Déclaration du responsable technique de l'examen et de l'essai, précisant que ceux-ci ont été réalisés conformément à la présente norme, sauf conditions décrites au paragraphe 1.

I.8.4 Exploitation des résultats des essais de compression :

Il existe une norme pour évaluer les résultats dans notre pays, on utilise la norme NA 17004, cette dernière présente des techniques d'estimation de la résistance à la compression du béton en place dans les structures et les éléments préfabriqués en béton. La norme NA 17004 propose trois méthodes différentes d'évaluation de la résistance caractéristiques en compression, selon que cette évaluation est basée uniquement sur des carottes, sur une corrélation entre des mesures non destructives et quelques carottes, ou sur l'utilisation de mesures non destructives dans une zone d'essai de moins de 30m³ pour choisir l'aire ou les aires d'essai laquelle ou lesquelles on fera des carottages.

I.8.5 Analyse et interprétation des données collectées

I.8.5.1 Évaluation de la zone et aire d'essai

Il est recommandé d'examiner toutes les informations disponibles dans les enregistrements de contrôle de la production et du site afin de déterminer les zones et les aires d'essai qui nécessitent une étude spécifique. Si les résultats d'essai démontrent que la zone d'essai peut présenter deux résistances à la compression, il faut soit :

- Séparer les données en deux zones d'essai, tout en prenant en compte les exigences minimales pour chaque zone d'essai.
- Effectuer une division des données en deux ensembles distincts et déterminer si la résistance moyenne diffère en utilisant des méthodes statistiques telles que le test de Student.

I.8.5.2 Zone d'essai

Une zone d'essai est divisée en plusieurs aires d'essai. Il s'agit d'un ou de plusieurs éléments structuraux, ou d'éléments préfabriqués en béton, présumés ou connus pour provenir de la même population.

Le nombre d'aires d'essai par zone d'essai dépend du volume de béton considéré. La sélection des aires d'essai doit permettre d'atteindre l'objectif de l'étude (voir Article 4 de la norme algérienne évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et des éléments préfabriqués en béton **NA 17004 version 2022**). Chaque aire d'essai doit être déterminée et spécifiée. (Le nombre minimal d'aires d'essai est spécifié en 8.1 et à l'Article 9 de **NA 17004 : 2022**). Le nombre de mesurages d'essai individuels pour obtenir un résultat d'essai varie selon la méthode d'essai. Lorsque l'on souhaite estimer la résistance caractéristique à la compression sur site (f_{ck} , i_s) dans le cadre d'une étude, il est nécessaire de sélectionner les zones d'essai en prenant en considération typiques de la résistance dans les éléments. Au moment de choisir les zones d'essai, éviter les armatures et les conduits de précontrainte, les zones présentant des fissures, les sections critiques ou fortement sollicitées. Il est conseillé d'utiliser un pachomètre ou un radar pour vérifier que les zones proposées sont dépourvues d'acier passif ou d'armature de précontrainte.

Tableau 1 : Essai et la relation entre aire d'essai et zone d'essai selon NA 17004.

Essai	Aire	Zone
Résistance à la compression à partir de carottes (EN 12504-1)	Le résultat d'essai peut être la résistance d'une seule carotte ou la résistance moyenne des carottes lorsque plusieurs carottes sont prélevées dans l'aire d'essai, par exemple lorsqu'une longue carotte est divisée en au moins deux carottes plus courtes. Voir également l'Article 6 pour les exigences relatives aux carottes de diamètre inférieur à 75 mm	Le nombre minimal de résultats d'essai valides pour estimer la résistance caractéristique à la compression sur site d'une zone d'essai est de huit, à condition que le diamètre des carottes soit ≥ 75 mm ; Voir 8.1 (2), où il est recommandé de carotter au moins dix aires d'essai pour tenir compte d'éventuelles valeurs aberrantes. Pour une petite zone d'essai, un nombre plus faible de résultats d'essai valides peut être autorisé, voir 8.1 (6). Le nombre minimal de résultats d'essai valides obtenus sur des carottes de diamètre ≥ 75 mm à utiliser en combinaison avec des essais indirects est de trois, voire 8.3, où il est recommandé de carotter au moins quatre aires d'essai pour tenir compte d'une éventuelle valeur aberrante.

I.8.5.3 Évaluation des résultats dans une zone d'essai

Si un ensemble de données semble contenir un ou plusieurs résultats d'essai anormalement bas ou élevés, il est recommandé de procéder à une vérification de ces résultats afin de déterminer s'ils constituent des valeurs aberrantes du point de vue statistique. En analysant la différence entre le résultat le plus faible ou le plus élevé et la moyenne de tous les résultats d'essai, il devient possible de déterminer si le résultat extrême est une valeur aberrante sur le plan statistique. Lorsque des valeurs aberrantes sont identifiées dans un ou plusieurs résultats, il est nécessaire de faire appel à une expertise technique pour déterminer la marche à suivre. Il est légitime d'appliquer toute méthode statistiquement validée pour évaluer les valeurs aberrantes. Le test de Grubbs est une méthode appropriée pour identifier les valeurs aberrantes sur le plan statistique, à condition que les données suivent une distribution normale. Dans ce test, la valeur de test la plus élevée parmi n valeurs de test consécutives est généralement considérée comme une valeur aberrante lorsque :

$$\frac{f_{c, is, la plus élevée}}{s} - \frac{f_{c, m(n)is}}{s} > G_p \quad 1$$

- Il convient que la valeur d'essai la plus faible parmi n valeurs d'essai consécutives soit considérée comme une valeur aberrante lorsque

$$\frac{f_{c, m(n)is}}{s} - \frac{f_{c, is, la plus faible}}{s} > G_p \quad 2$$

- Les valeurs critiques (G_p) pour déterminer les valeurs aberrantes sont données dans le tableau 2 et sont basées sur un degré de signification de 1 %.

Tableau 2 : Valeurs critiques (G_p) pour déterminer les valeurs aberrantes

Nombre de valeurs d'essai	G_p	
4	1,496	<p>- $f_{c, is, la plus élevée}$: Valeur la plus élevée de résistance à la compression sur site dans un ensemble de « n » aires d'essai</p> <p>- $f_{c, m(n)is}$: valeur moyenne de la résistance à la compression sur site de n résultats</p> <p>- S : Écart-type</p> <p>- $f_{is, plus faible}$: plus faible résultat d'essai de la résistance à la compression sur site</p> <p>- $f_{ck, is}$: résistance Caractéristique a la compression sur site</p> <p>- G_p : valeur critique selon le test de Grubbs</p>
5	1,764	
6	1,973	
7	2,139	
8	2,274	
9	2,387	
10	2,482	
11	2,564	
12	2,636	
13	2,699	
14	2,755	
15	2,806	
16	2,852	
17	2,894	
18	2,932	
19	2,968	
20	3,001	
25	3,135	
30	3,236	
35	3,316	
40	3,381	
50	3,482	
60	3,560	
70	3,621	
80	3,673	
90	3,716	
100	3,754	
120	3,817	
140	3,867	
160	3,910	
180	3,946	
200	3,978	
250	4,042	

I.8.5.4 Estimation de la résistance à la compression pour une carotte

Dans une aires d'essai , la norme demande de prélever au moins 3 carottes de diamètre compris entre 50 et 75 mm ou au moins 1 carotte de diamètre ≥ 75 mm pour obtenir un résultat . Dans une zone d'essai , le prélèvement de carottes dépend de la taille de la zone : pour une zone (non petite) au sens de la norme prélever au moins 8 carottes de diamètre ≥ 75 mm ou au moins 12 carottes de diamètre entre 50mm et 75 mm. Pour une petite zone d'essai comprenant un à trois éléments de structure et ayant un volume total $\leq 10m^3$, prélever au moins 3 carottes de diamètre ≥ 75 mm , y compris au moins une carotte dans chaque élément. Comme l'indique la norme, il est recommandé d'évaluer la résistance en compression du béton in situ par des essais de compression sur carottes. Si la norme NF EN 13971/CN spécifie de prélever des carottes de diamètre ≥ 75 mm et découpées à une longueur telle qu'après préparation le rapport longueur /diamètre (élancement) soit compris entre 1 et 2, elle autorise de prélever des carottes de diamètre \emptyset compris entre 50 et 150 mm, et de longueur h et donne des coefficients de correction k_1 pour se ramener à des carottes de diamètre 150 mm et k_2 pour se ramener à un élancement de 2.

- La relation est la suivante :

$$f_{c,is} = f_{c,300:150,carotte} = k_1 \times k_2 \times f_{c,h:\emptyset,carotte}$$

- $f_{c,is} = f_{c,300:150,carotte}$: résistance carotte corrigée du béton in situ ramené à du 300/150.
- $f_{c,h:\emptyset,carotte}$: Résistance déduite des résultats des écrasements de carottes.

Avec :

$$k_1 = 108,748 / (-0,0003\emptyset^2 + 0,244\emptyset + 78,898) \text{ pour une résistance } \leq 40 \text{ MPA}$$

$$k_1 = 106,358 / (-0,0004\emptyset^2 + 0,2266\emptyset + 81,368) \text{ pour une résistance } > 40 \text{ MPA et } \leq 80 \text{ MPA.}$$

$$K_2 = 0,18 E + 0,64 \text{ ou E est l'élancement de la carotte.}$$

- La résistance caractéristique à la compression sur site ($f_{ck, is}$) est estimée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

$$f_{ck, is} = f_{c,m(n)is} - k_n s \dots \dots \dots (3)$$

Où

$$f_{ck, is} = f_{c, is, la plus faible} + M \dots \dots \dots (4)$$

Lorsque la formule (3) est appliquée, L'écart-type de l'échantillon doit être la plus grande des deux valeurs suivantes : l'écart-type de l'échantillon calculé **S** ou la valeur qui donne un coefficient de variation de 8 %.

k_n : est pris dans le **Tableau 3**

- k_n : Facteur de fractile caractéristique [SOURCE : EN 1990 :2002]
- La valeur de **M** : est basée sur la valeur de $f_{c, is, la plus faible}$ et prise dans le **Tableau 4**

Tableau 3: Valeurs de k_n à utiliser dans la Formule (3)

N	8	10	12	16	20	30	∞
k_n	2,00	1,92	1,87	1,81	1,76	1,73	1,64

Tableau 4: Valeur de la marge **M** à appliquer dans la Formule (4)

Valeur de $f_{c, is}$, la plus faible (MPa)	Marge (MPa)
≥ 20	4
$\geq 16 < 20$	3
$\geq 12 < 16$	2
< 12	1

I.8.6 Facteurs influençant la résistance à la compression des carottes

Les facteurs qui affectent la résistance des carottes peuvent être regroupés en catégories en fonction de leur relation avec une caractéristique du béton ou avec une variable d'essai.

- Caractéristiques du béton :

- Teneur en eau : la résistance d'une carotte saturée en eau entre 10% à 15%, est inférieure à une carotte sèche qui présente une teneur en eau variant entre 8% et 12%, donc la teneur en eau d'un échantillon influence la résistance mesurée.
- Porosité : la résistance diminue en fonction de l'augmentation du degré de la porosité. Il est à noter que 1 % de porosité diminue la résistance de 5 % à 8 %.
- Sens de coulage : Selon la stabilité de béton, le sens de collage donne une différence en résistance. La résistance obtenue sur une carotte prélevée parallèlement au sens du coulage est supérieure à la résistance obtenue sur une carotte prélevée perpendiculairement au sens du coulage. Cette différence est estimée à un pourcentage qui varie entre 0 % et 8 %.
- Défauts locaux : peuvent présenter des défauts pour diverses raisons, telles que la présence d'eau piégée sous des granulats aplatis ou sous des armatures horizontales, ou encore la formation de vides dû à une ségrégation localisée. Il est important de prendre en compte ces défauts lors de l'évaluation de la résistance, car ils peuvent affecter la précision des résultats. Il est donc nécessaire d'estimer séparément la validité de l'évaluation de la résistance à partir de ces carottes, ainsi que leur capacité à représenter la résistance générale sur le site.

- Variables d'essai :

- Planéité des extrémités des carottes :

Les écarts de planéité diminuent la résistance mesurée. Tolérance de planéité doit être identique à celle des éprouvettes normalisées comme l'indique la NA 5074.

- Préparation des extrémités des carottes :

Les revêtements de surface à faible résistance engendreront une diminution de la résistance par contre Les revêtements minces à base de mortier ou de soufre à haute résistance n'affecteront pas de manière significative la résistance. De la meilleure utilisation une rectification des extrémités.

- **Armature :**

Les carottes utilisées pour calculer la résistance de béton il faut qu'elles ne contiennent pas d'armature.

- **Impact du carottage :**

Les opérations de carottage dégradent endommager le béton jeune ou de faible résistance, mais les effets ne sont souvent pas visibles à la surface de coupe. La carotte obtenue peut être intrinsèquement moins résistante qu'un cylindre en raison de la présence de particules de granulats qui sont retenues à la surface uniquement par l'adhérence de la matrice. Il est donc important de prendre en compte ces facteurs lors de l'analyse des résultats des tests de carottage.

- **Rapport longueur/diamètre :**

L'élancement de la carotte a une influence sur la résistance mesurée. En effet, la résistance diminue lorsque le rapport entre la longueur de la carotte (L) et son diamètre (D) est supérieur à 1 ($L/D > 1$), et augmente lorsque ce rapport est inférieur à 1 ($L/D < 1$). Cette variation est principalement due aux contraintes de freinage exercées par les plateaux des machines d'essai.

- **Diamètre des carottes :**

Le diamètre des carottes a un impact sur la résistance mesurée ainsi que sur la dispersion des résultats. Une carotte prélevée perpendiculairement au sens de coulage, avec un diamètre de 100 mm et une hauteur de 100 mm ($L/D = 1$), aura une résistance équivalente à celle d'une éprouvette cubique de 150 mm de côté. Lorsque les carottes ont un diamètre inférieur à 100 mm et un élancement de 1, la dispersion des résultats est généralement plus élevée. Par conséquent, il peut être nécessaire de soumettre à l'essai trois fois plus de carottes que lors des essais sur des carottes de 100 mm de diamètre, avec une interpolation linéaire pour les diamètres compris entre 100 mm et 50 mm.

Lorsque le rapport entre le diamètre de la carotte et la dimension du plus gros granulats diminue, la dispersion des résultats de résistance mesurée augmente. Les carottes avec un diamètre inférieur à 50 mm (appelées micro-carottes) nécessitent des procédures spécifiques qui ne sont pas couvertes par la norme actuelle.

- **Les granulats :**

- Lorsque la dimension maximale des granulats est de 20 mm :

Les carottes ayant un diamètre de 100 mm affichent une résistance 7 % supérieure à celles ayant un diamètre de 50 mm

Les carottes ayant un diamètre de 50 mm affichent une résistance 20 % supérieure à celles ayant un diamètre de 25 mm

- Lorsque la dimension maximale des granulats est de 40 mm :

Les carottes ayant un diamètre de 100 mm affichent une résistance 17 % supérieure à celles ayant un diamètre de 50 mm

Les carottes ayant un diamètre de 50 mm affichent une résistance 19 % supérieure à celles ayant un diamètre de 25 mm .

I.9 Conclusion

En conclusion, le béton armé est un matériau de construction largement utilisé depuis plus d'un siècle, mais qui peut se dégrader avec le temps et sous l'influence de diverses sollicitations. Pour connaître l'état de santé de la structure et déterminer les pathologies éventuelles, il est essentiel de réaliser un diagnostic approfondi. Cela permettra de prendre des décisions concernant la maintenance et la réhabilitation de l'ouvrage, en choisissant les méthodes de réparation les plus adaptées. Il est également important d'identifier la cause de ces pathologies afin de prévenir l'apparition de nouvelles détériorations similaires. En travaillant à la fois sur la réparation et sur l'origine du problème, il est possible de garantir des réparations durables et une pérennité de l'ouvrage. Le carottage est une technique importante et indispensable en génie civil, qui permet d'obtenir des informations précises sur la composition, la résistance et la qualité des matériaux utilisés dans la construction de ces structures. Le processus de carottage peut également aider à identifier les défauts et les problèmes potentiels dans les structures existantes. Il offre des avantages et des inconvénients, et pour utiliser cette technique, nous devons suivre les normes existantes, en l'occurrence la norme algérienne NA 17004.

II.1 Introduction

Notre projet de fin d'études consiste en l'établissement d'une étude d'expertise technique et de diagnostic de la situation d'une bâtisse en R+3 avec deux niveaux "entre-sol" située à Tighremt, dans l'Ouest de la wilaya de Bejaïa. Cette construction a déjà été réalisée, notre étude vise à évaluer la qualité de sa conception et de sa réalisation, ainsi que l'état de ses équipements et installations. Pour ce faire, nous nous sommes rendus sur le site le 13/03/2023 afin de procéder aux investigations nécessaires à notre étude.

Dans ce chapitre, il y aura deux parties distinctes. La première partie sera consacrée au diagnostic visuel de la bâtisse, où nous examinerons son état extérieur, les signes de détérioration, les fissures, les déformations, etc. La deuxième partie abordera l'essai de carottage du béton de la bâtisse et présentera les résultats obtenus en termes de résistance, d'intégrité structurelle et de durabilité.

L'objectif de la mission d'expertise est d'évaluer l'état de la bâtisse en béton armé comportant six niveaux en vérifiant la résistance du béton ainsi que la qualité de la maçonnerie. Cette expertise vise également à détecter tout désordre possible et à interpréter leur origine probable en précisant les liens objectifs entre les causes et les effets. Enfin, cette mission prévoit la recommandation de solutions techniques pour prendre en charge les pathologies constatées.

Plus précisément, cette expertise porte sur les éléments suivants :

- Définition du système constructif du bâtiment et vérification de sa conformité par rapport aux normes en vigueur.
- Évaluation de la résistance du béton et de la qualité de la maçonnerie de la bâtisse.
- Recherche et analyse de toute fissure ou déformation éventuelle de la structure en béton armé.
- Vérification de l'état des planchers, murs et plafonds de chaque niveau.
- Recherche et analyse de toute infiltration d'eau ou de moisissure.
- Analyse de l'isolation thermique et acoustique de la bâtisse.
- Recherche et analyse de tout désordre constaté dans les réseaux (électricité, plomberie, etc.).
- Analyse de la résistance et de l'état des éléments métalliques, tels que les armatures en acier.

Toutes les observations et recommandations techniques seront consignées dans le rapport final d'expertise qui sera accompagné de photographies et de schémas illustratifs.

II.2 Description de l'ouvrage

La bâtisse que nous avons examinée est située sur un terrain vallonné et accidenté. Elle se compose de six niveaux, dont deux en entre-sol, un rez-de-chaussée et trois niveaux supérieurs destinés à l'habitation. La structure du bâtiment repose sur des poteaux, des poutres et des planchers en béton armé. Les murs sont construits en briques creuses de terre cuite et sont revêtus intérieurement et extérieurement d'un enduit en ciment. La cage d'escalier est également en béton armé



Figure 1: première façade de la bâtisse

- ✓ La façade principale comporte un rez-de-chaussée avec des garages.



Figure 2 : deuxième façade de la bâtisse

- ✓ La façade postérieure comporte des balcons ainsi que des porte-à-faux à différents étages.

II.2.1 Caractéristiques géométriques de la bâtisse :

Les caractéristiques géométriques de la bâtisse sont les suivantes :

- Longueur totalLx = 14,55m.
- Largeur totalLy 10,70 m.
- Hauteur du RDC et étage courantH = 3,06 m.

II.2.2 Dimensions des poteaux

Les dimensions des poteaux sont les suivantes :

Tableau 1 : Tableau des sections des poteaux existants dans la bâtisse

Niveau	Section (cm ²)
E sol1	40*40
E sol2	40*40
R.D.C	35*35
1 ^{er} étage	35*35
2 ^{ème} étage	35*35
3 ^{ème} étage	35*35

II.2.3 Dimensions des poutres




Les poutres ont une section uniforme pour tous les niveaux.



Tableau 2 : Tableau des sections des poutres existantes dans la bâtisse



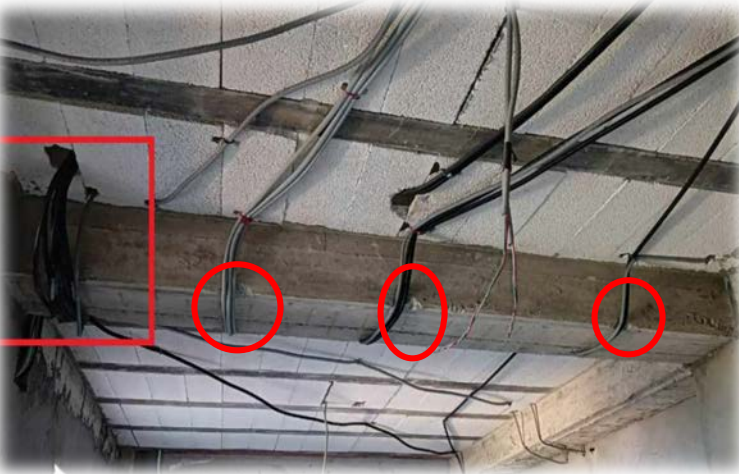
Niveaux	Type de Poutre	Section (cm ²)
toutes les niveaux	Poutre principale	30*40
	Poutre secondaire	30*40



II.5 Constats




Les constats réalisés sur la bâtisse étudiée mettent en évidence plusieurs problèmes majeurs. Tout d'abord, il a été constaté que la construction ne répond pas aux normes parasismiques algériennes en vigueur pour la zone IIa. En effet, la hauteur de la bâtisse dépasse la limite autorisée de 14 mètres et il manque des voiles de contreventement nécessaires pour garantir la stabilité de la structure en cas de séisme. Le système de contreventement identifié est un système de portiques auto-stables en béton armé avec remplissage de maçonnerie rigide, mais il correspond seulement à la catégorie 1.b de l'article 3.4 de la classification des systèmes de contreventement. En outre, les investigations menées sur les parties accessibles de la bâtisse ont révélé d'autres problèmes préoccupants. Des problèmes de construction en maçonnerie ont été identifiés, ainsi que des problèmes d'étanchéité et Piquage des Poutres. En outre, il a été constaté la présence de zones de ségrégation du béton, ce qui pourrait compromettre la stabilité de la structure. Enfin, des zones d'humidité ont été observées sur certains murs, ce qui pourrait indiquer un problème de drainage et de gestion des eaux pluviales. Des photos seront incluses dans la suite de notre rapport pour mieux documenter ces problèmes et faciliter leur compréhension.


N°	Photo	Observation
01		<p>Etage souple en RDC</p>
02		<p>Ségrégation et fuite de laitance.</p>
03		<p>Zone de ségrégation du béton</p>

<p>04</p>		<p>Risque Infiltration des eaux de pluie par la façade.</p>
<p>05</p>		<p>Risque Infiltration des eaux de pluie par la façade.</p>

<p>06</p>		<p>Manque de chainage et de raidisseurs pour maçonnerie, non conforme au RPA et DTR.</p>
<p>07</p>		<p>Piquage des Poutres</p>
<p>08</p>		<p>Piquage des Poutres</p>

<p>09</p>		<p>Mauvaise Construction de l'Escalier avec Risques Sismiques</p>
<p>10</p>		<p>Manque de descente d'eau pluviale, forme en pente et étanchéité</p>

<p>11</p>		<p>Signes d'humidité (Des taches sombres et des marques d'efflorescence blanches sur la surface du mur)</p>
<p>12</p>		<p>Le non-respect de l'enrobage</p>
<p>13</p>		<p>Ferrailage des poteaux de la bâtisse étudiée avec des barres de diamètre HA14</p>

14		Ferrailage des poteaux de la bâtisse étudiée avec des barres de diamètre HA14
----	---	--

II.3 Analyse et interprétation

- **Etage souple (figure 1) :**

Selon le RPA (Règlement de Construction Parasismique en Algérie, version 2003), il est recommandé d'éviter l'utilisation d'étages souples dans les constructions parasismiques. En effet, ces étages présentent une faible rigidité horizontale et peuvent subir des déformations importantes lors d'un séisme, ce qui peut entraîner des dommages importants à la structure du bâtiment. Pour assurer une meilleure résistance aux séismes, le RPA recommande l'utilisation d'étages rigides dans les constructions parasismiques. De plus, le RPA précise que si le rez-de-chaussée est destiné à un usage commercial ou à d'autres services avec des densités de cloisonnement moindres et/ou des hauteurs plus élevées par rapport aux niveaux supérieurs, créant ainsi des "étages souples", il est demandé que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes. Ce système peut être constitué de systèmes mixtes, portiques-voiles ou des noyaux en béton armé, par exemple. Il est important de rappeler que l'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus.

- **Ségrégation et fuite de laitance (figure 2 et 3) :**

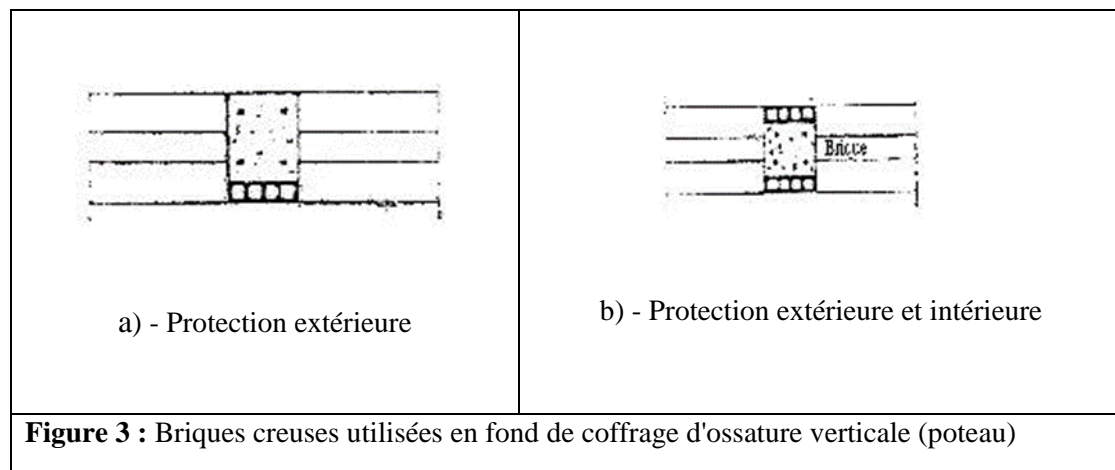
La ségrégation et la fuite de laitance sont des problèmes courants dans la construction en béton armé et peuvent affecter la qualité et la stabilité de la structure. Ces problèmes peuvent être causés par une surutilisation d'eau, une vibration excessive ou une mauvaise qualité du béton. Il est crucial de contrôler la quantité d'eau ajoutée au béton lors du mélange pour éviter une surutilisation qui peut réduire la résistance du béton et causer une ségrégation. En outre, la vibration doit être contrôlée pour éviter une vibration excessive qui peut causer des problèmes de ségrégation et de fuite de laitance. Il est possible d'utiliser des techniques de vibration appropriées telles que la vibration interne, la vibration externe ou la vibration à haute fréquence pour garantir une distribution uniforme et efficace des constituants du

béton et éviter ces problèmes. Il est donc essentiel de suivre les normes et les pratiques recommandées pour garantir la qualité et la sécurité de la structure en béton armé.

- **Risque Infiltration des eaux de pluie par la façade (figure 4 et 5) :**

En raison d'une mauvaise étanchéité de l'interface, des fuites d'eau peuvent se produire, ce qui représente un risque pour la bâtisse. En effet, les infiltrations d'eau peuvent endommager les matériaux de construction et entraîner des coûts élevés pour les réparations nécessaires. Il est important de noter que la maçonnerie de remplissage et l'ossature en béton armé (BA) sont des éléments essentiels de la construction de la façade et jouent un rôle important dans l'étanchéité de la façade. Selon l'article 3.3.2.3 de la DTR E2.4 qui concerne la maçonnerie de remplissage et l'ossature en béton armé, la jonction entre la maçonnerie et l'ossature peut être sujette à des infiltrations d'eau en cas de fissures. Pour éviter cela, il convient de suivre l'une des dispositions suivantes :

Marquer la jonction entre l'ossature en B.A et la maçonnerie par un joint franc qui sera rempli à l'aide d'un mastic de calfeutrement. Habiller l'ossature (voir Figure. 3).



Couler l'ossature entre les éléments de maçonnerie montés au préalable en assurant un harpage entre les deux. Cette solution, si elle permet de se dispenser de précautions particulières, peut toutefois entraîner une mise en charge des maçonneries de remplissage et doit donc faire l'objet d'une étude particulière (voir Figure. B).

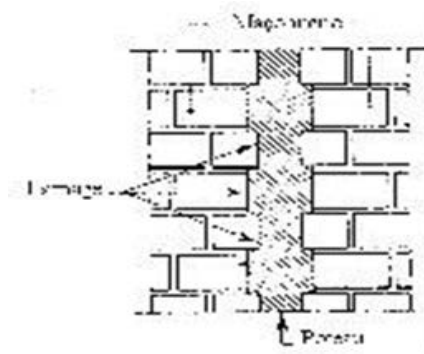


Figure 4 : Jonction verticale entre maçonnerie et ossature en béton armé

- **Manque de chaînage et de raidisseurs pour maçonnerie, non conforme au RPA et DTR (figure 6) :**

Le RPA (Règlement de Construction Parasismique en Algérie, version 2003) et le document technique réglementaire « DTR » C2-45 (règles de conception et de calcul des maçonneries) en Algérie édictent des exigences claires pour la construction de bâtiments, notamment en ce qui concerne le chaînage et les raidisseurs. Le non-respect de ces exigences peut entraîner des conséquences négatives telles que la déformation des murs, la fissuration et l'affaissement de la structure. Les réglementations stipulent que les chaînages doivent être installés à des endroits précis et doivent être ancrés à la structure porteuse. Les raidisseurs doivent également être installés à des emplacements spécifiques et doivent être conçus pour résister aux charges sismiques.

- ✚ **Selon le document technique réglementaire « DTR » C2-45 (règles de conception et de calcul des maçonneries)**

✚ **Article 2.3.6.1 – Chaînages:**

Pour éviter des désordres dans la maçonnerie dus aux phénomènes de dilatation thermique, de retrait ou de tassement, on prévoit des joints et on complète ces dispositions par le chaînage des murs. Dans le cas des murs porteurs, les planchers prennent appui sur les murs et il convient de prévoir des chaînages qui solidarisent tous les éléments verticaux et horizontaux du bâtiment. L'habillage des chaînages doit être réalisé avec un matériau de même nature que la maçonnerie. Ce matériau doit être placé dans le coffrage et non pas rapporté après coup. Son épaisseur ne doit pas dépasser $\frac{1}{3}$ de l'épaisseur du mur.

✚ **Article 2.3.6.1.1 - Chaînages horizontaux:**

Ces chaînages relient les murs porteurs entre eux de façon à renforcer la stabilité de l'ensemble, à reprendre les efforts horizontaux de traction dus aux sollicitations horizontales (séisme) et à mieux répartir sur les murs les charges des planchers. La section transversale du béton doit être limitée en façade, sa largeur doit être prise au plus égale au $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur du mur lui servant d'appui. Ce qui permettra de réaliser un habillage extérieur correct avec un matériau de même nature que la maçonnerie.

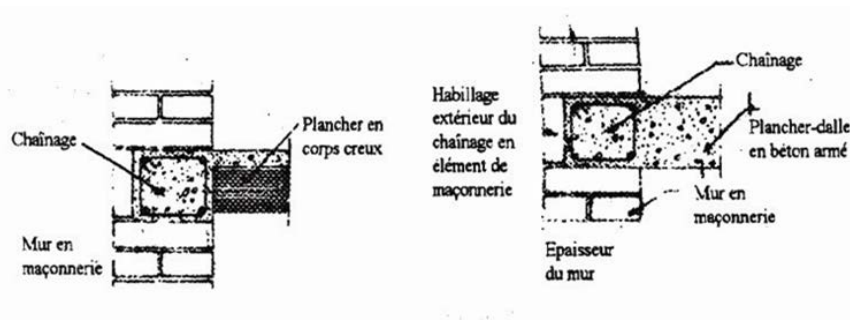


Figure 5 : Réalisation des chaînages horizontaux

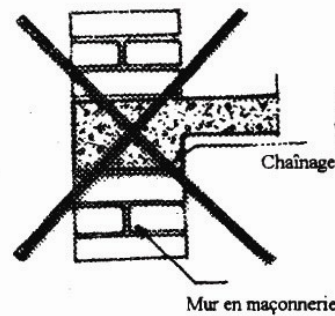


Figure 6 : Exemple de chaînage à ne pas réaliser

Dans le cas de maçonnerie de remplissage, la fonction de chaînage est assurée par l'ossature. En général, la hauteur d'un chaînage de façade doit être égale à celle du plancher qui lui est associé. Les armatures des chaînages horizontaux doivent respecter les règles de bonne pratique du béton armé (recouvrement, ancrage, etc....)

En général, les chaînages verticaux sont prévus pour renforcer la stabilité des murs porteurs en maçonnerie soumis à des sollicitations horizontales. Ils doivent être réalisés sur toute la hauteur du mur avec une largeur minimale de 15 cm. Les chaînages doivent être installés au moins dans les angles saillants et rentrants des maçonneries, ainsi qu'à chaque extrémité des joints de fractionnement du bâtiment. Les chaînages verticaux assurent une liaison entre les éléments verticaux de la structure et complètent l'action des chaînages horizontaux. Ils ne remplacent pas les poteaux d'ossature. Ils permettent de ceinturer la maçonnerie pour s'opposer au soulèvement des planchers dans les angles.

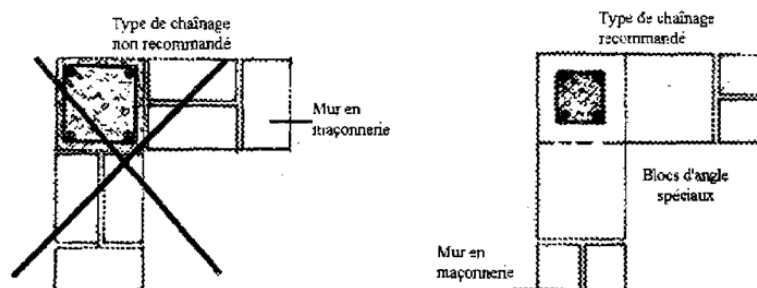


Figure 7 : Réalisation des chaînages verticaux

Article 2.3.6.1.3 - Ferrailage des chaînages :

Ce ferrailage doit être conforme aux Règles Parasismiques Algériennes qui recommandent :

- Les armatures minima à prévoir dans les chaînages verticaux et horizontaux ne devront pas être inférieures à 41-IA 12.
- Les armatures des chaînages verticaux seront convenablement ancrées dans les chaînages supérieurs des fondations et dans les chaînages horizontaux de la maçonnerie.
- Les armatures longitudinales des chaînages seront fixées par des armatures transversales dont l'espacement ne sera pas supérieur à la plus petite dimension de la section en béton.
- Les armatures transversales auront au minimum un diamètre de 8 mm.

- Les longueurs d'ancrage et de recouvrement droit seront égales à 50.

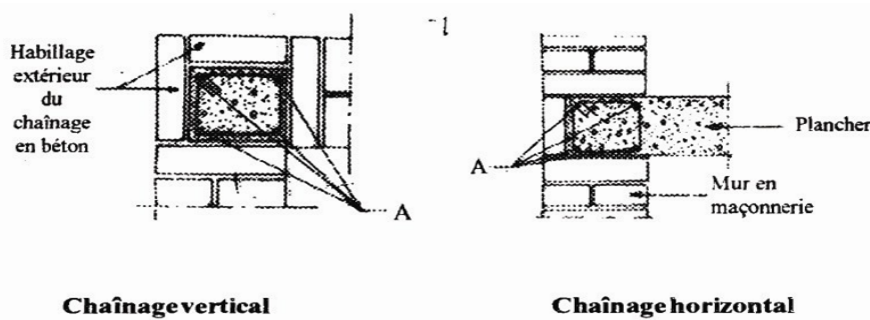


Figure 8: Armatures minimales des chaînages horizontaux et verticaux

A: min. 4 HA 12

A = section minimale d'armature transversale exprimée en cm.

- **Piquage des Poutres (figure 7 et 8) :**

Nous avons observé ensemble que les poutres de la bâtisse ont été piquées de manière désordonnée pour faire passer les câbles électriques, comme le montrent les figures 7 et 8. Il est essentiel de noter que ces piquages peuvent affaiblir sérieusement les poutres, en particulier en cas de séisme.

- **Mauvaise Construction de l'Escalier avec Risques Sismiques (figure 9) :**

La figure 10 montre un escalier qui a été mal construit. Les hauteurs et les largeurs des marches ne correspondent pas aux dimensions nécessaires pour assurer le confort et la sécurité des utilisateurs. De plus, il est important de noter que la mauvaise réalisation de l'escalier peut le rendre non résistant en cas de séisme.

Il est à noter que les hauteurs de marche idéales devraient être de 17 cm, tandis que la largeur doit être de 30 cm pour garantir la commodité et la sécurité lors de l'utilisation de l'escalier

- **Manque de descente d'eau pluviale, forme en pente et étanchéité (figure 10) :**

Le manque de descente d'eau pluviale et de forme en pente sur une toiture inaccessible peut également entraîner des problèmes d'étanchéité et des dégâts dans la structure du bâtiment. La norme DTR E4-1 intitulée "Travaux d'étanchéité des toiture-terrasse et toitures inclinées" établit des exigences pour garantir l'étanchéité des surfaces planes exposées aux intempéries et aux rayonnements solaires, y compris les toitures inaccessibles. Selon cette norme, la pente minimale recommandée pour la toiture-terrasse inaccessible est de 1 %. Cela permet une évacuation efficace des eaux de pluie vers les descentes d'eau pluviale, évitant ainsi les problèmes d'infiltration et de stagnation de l'eau. La norme DTR E4-1 recommande également l'utilisation de matériaux d'étanchéité de qualité et adaptés aux conditions climatiques locales, ainsi que l'installation de systèmes de drainage appropriés. En cas de manque de descente d'eau pluviale ou de pente insuffisante sur une toiture inaccessible, la norme DTR E4-1 recommande la mise en place d'un système de drainage adapté pour évacuer l'eau de pluie, ainsi que la correction de la pente pour garantir une évacuation efficace. En conclusion, la norme DTR E4-1 établit

des exigences claires pour garantir l'étanchéité des surfaces planes exposées aux intempéries et aux rayonnements solaires, y compris les toitures inaccessibles. Le manque de descente d'eau pluviale et de forme en pente peut causer des problèmes d'étanchéité et des dommages structurels. Il est donc important de diagnostiquer le problème et de mettre en place des mesures appropriées pour éviter l'infiltration d'eau et les dégâts associés.

- **Signes d'humidité (Des taches sombres et des marques d'efflorescence blanches sur la surface du mur) (figure 11):**

Selon la figure 13, des signes d'humidité ont été observés sur le mur. Ces signes sont probablement causés par un manque d'infiltration d'eau. Il est important de prendre en compte ce problème d'humidité car il peut causer des dommages structurels au fil du temps et affecter la qualité de l'air intérieur. Il est donc recommandé de trouver la source de cette infiltration et de la réparer afin de prévenir tout dommage futur.

- **Le non-respect de l'enrobage (figure 12) :**

D'après l'analyse effectuée, il a été constaté un non-respect de l'enrobage des armatures pour la bâtisse étudiée, puisque la bâtisse n'est pas loin de la mer et est exposée aux embruns et aux brouillards salins, selon le C.B.A.93 (règle de conception et de calcul des structure en béton armée) article A.6.3.- protection des armatures : En tout état de cause, l'enrobage de toute armature est au moins égal à 5 cm pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si soit les armatures, soit le béton est protégé par un procédé dont l'efficacité a été démontrée. Les enrobages des armatures doivent être rigoureusement respectés lors de la mise en place du béton. Il est important de garantir que les enrobages ne comportent aucune tolérance en moins par rapport à la valeur nominale, en tenant compte des éventuels enlèvements de matière qui peuvent survenir après la mise en place du béton. De plus, il est important de s'assurer que les conditions d'enrobage peuvent être satisfaites pour toutes les armatures, y compris les armatures secondaires non calculées, en utilisant des dessins de détail. Afin de garantir un enrobage suffisant, il est nécessaire de maintenir une densité adéquate de cales ou d'écarteurs entre les armatures et le coffrage, ainsi que des carcasses suffisamment rigides grâce à l'ajout d'armatures secondaires qui ne sont pas forcément incluses dans les calculs réglementaires.

- **Ferraillage des poteaux de la bâtisse étudiée avec des barres de diamètre HA14 (figure 13 et 14) :**

D'après l'analyse effectuée et en se basant sur la figure 15 et 16, il a été constaté que les poteaux de la bâtisse étudiée sont ferrailés avec 8 barres de HA14. Cette information est confirmée visuellement sur les photos correspondantes. Il est important de souligner que le choix de ces barres doit respecter les normes et règles en vigueur pour assurer la solidité et la stabilité de la structure de la bâtisse. Toutefois, une vérification complémentaire du dimensionnement des poteaux doit être réalisée afin de s'assurer que les exigences de sécurité et de performance sont satisfaites.

II.4 Évaluation de la résistance du béton

Après avoir examiné visuellement la structure, nous sommes passés à évaluer la résistance du béton de la bâtisse dans le cadre de notre diagnostic. Cependant, le maître d'ouvrage nous a fourni les résultats de la résistance du béton obtenus par la méthode de carottage.

II.4.1 Résultats d'essais de compression sur les carottes :

Tableau 3 : Résultats d'essais de compression sur les carottes

Éléments		Hauteur corrigé (mm)	Diamètre corrigé (mm)	Masse (kg)	Densité apparente ($\frac{t}{m^3}$)	Charge (KN)	RC Carotte (bar)	RC cylindre (16/32) (bar)
Entre sol 1	Poteau B-2	157.0	83.0	2.186	2.57	186.9	345,30	345
	Poteau D-3	120.0	83.0	1.568	2.41	151.2	279,34	279
	Poteau E-2	168.0	83.0	2.101	2.31	183.8	339,57	340
	Poutre 1(C-D)	146.0	83.0	1.883	2.38	143.1	264,38	264
Entre sol 2	Poutre G(2-3)	168.0	83.0	2.203	2.42	134.2	247,94	248
	Poteau G-1	168.0	83.0	2.073	2.28	191.9	354,54	355
	Poteau I-2	168.0	83.0	2.108	2.32	182.1	336,43	336

- Calculs effectués

✓ Approche B :

La résistance caractéristique sur site estimée de la zone d'essai est déterminée en utilisant les équations suivantes :

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad \dots(1)$$

$$f_{ck,is} = f_{is,plus faible} + 4 \quad \dots(2)$$

$$K = 6$$

- La marge K dépend du nombre n de résultats d'essai et la valeur appropriée est sélectionnée dans le **tableau 2** de la norme Algérienne (Évaluation de la résistance a la compression sur site des structures et les éléments préfabriqués en béton) **NA 17004 version 2008**

$$\text{Dou : } f_{ck,is} = 30,95 - 6 = 24,95 \text{ MPA}$$

$$f_{ck,is} = 24,8 + 4 = 28,8 \text{ MPA}$$

D'où

$f_{ck} = (f_{ck,is} / 0,85) = (24,95 / 0,85) = 29,35 \text{ MPA}$ selon le **tableau 1** de la norme Algérienne NA 17004 (2008) page 6 la classe de cette résistance est C30/37.

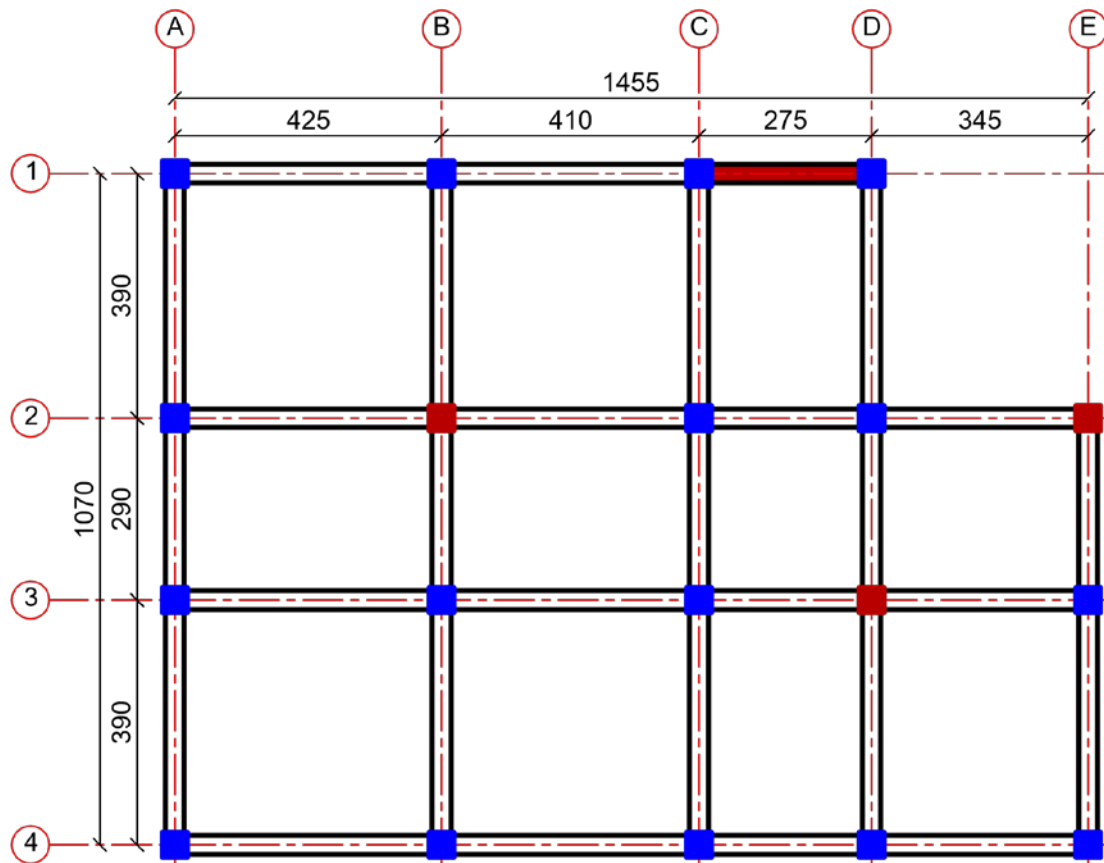


Figure 9 : plan de repérage entre sol 1

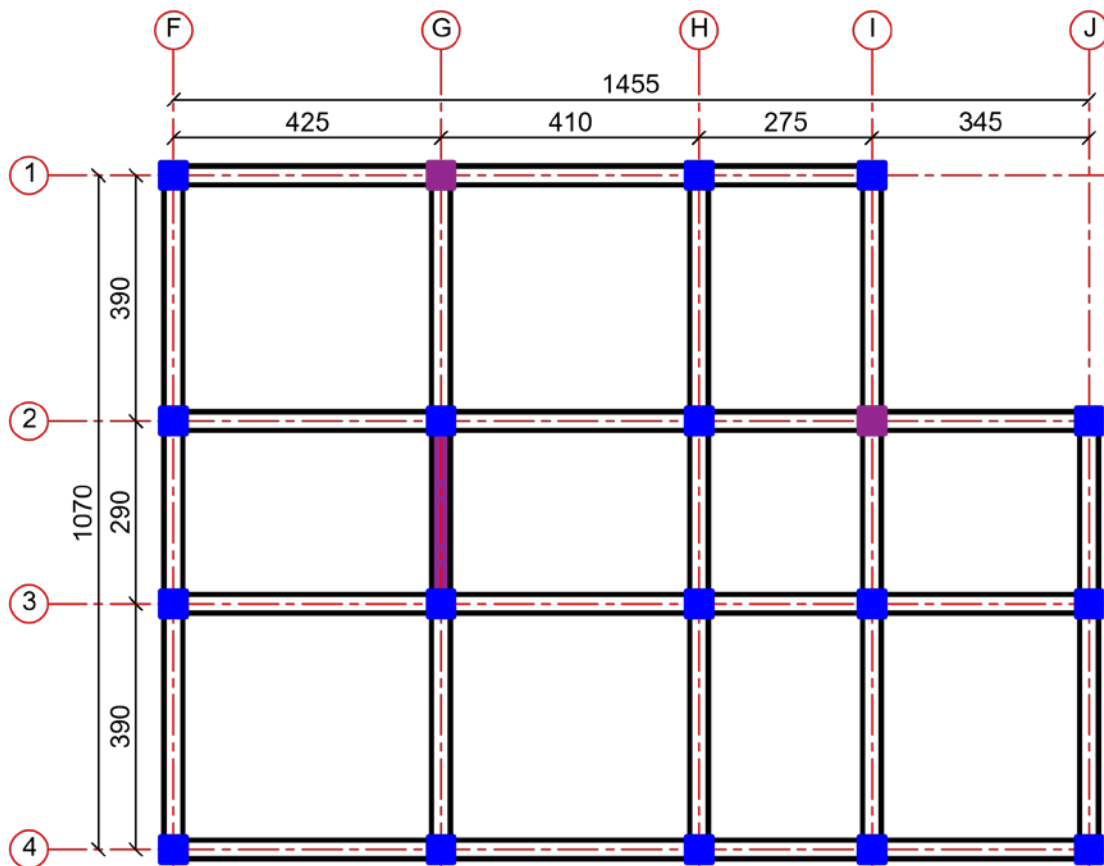


Figure 10 : plan de repérage entre sol 2

✓ Critiques formulées

Les résultats des échantillons de carottage fournis par le maître d'ouvrage posent les questions suivantes, ce qui complique une évaluation précise de la qualité du béton :

- **Besoin de Mise à Jour Conforme aux Normes Actuelles : Carottage selon la Norme 17004 (2022)"**

Les résultats de carottage sont basés sur une ancienne version de la norme 17004 (2008), alors qu'une nouvelle version (2022) est disponible. Pour une évaluation conforme aux normes actuelles, il est nécessaire de mettre à jour les résultats de carottage en utilisant la norme 17004 version 2022.

- **Nombre insuffisant d'essais de carottage**

Le maître d'ouvrage a fourni seulement sept résultats d'essais de carottage, alors que la norme 17004 (2022) exige un minimum de huit essais de carottage pour une zone d'essai. De plus, les résultats d'essais se limitent aux deux premiers niveaux de la structure, ce qui ne représente pas de manière adéquate la résistance du béton dans toute la structure qui comporte six niveaux.

❖ **Recommandations :**

Afin de résoudre ces problèmes et d'obtenir une évaluation plus complète de la résistance du béton, nous recommandons les actions suivantes :

1. Mettre à jour les résultats de carottage en utilisant la norme 17004 version 2022, afin de les rendre conformes aux normes actuelles.
2. Réaliser un essai supplémentaire de carottage pour atteindre le nombre minimal d'essais recommandé par la norme, soit huit essais de carottage pour la zone d'essai.
3. Compléter les résultats de carottage en effectuant des essais non destructifs tels que l'ultrason et le scléromètre. Ces essais fourniront une évaluation plus complète et précise de la résistance et des propriétés du béton dans l'ensemble de la structure.

En prenant ces mesures, nous serons en mesure d'obtenir une analyse plus approfondie et précise de la qualité du béton utilisé dans la structure, ce qui nous permettra de formuler des recommandations appropriées pour garantir sa solidité et sa durabilité.

II.5 Analyse Avancée de l'État de la Structure : Méthodologie et Résultats

Après avoir effectué une évaluation visuelle de la bâtisse lors de notre diagnostic initial et analysé les résultats fournis par le maître d'ouvrage, nous sommes passés à une évaluation plus détaillée de l'état de la structure. Dans cette étape, nous avons utilisé des méthodes de test complémentaires telles que l'ultrason et le carottage pour évaluer l'intégrité structurelle de la bâtisse et identifier les zones potentiellement problématiques. L'objectif de cette étape était de compléter les informations fournies par les résultats antérieurs et d'obtenir une image plus complète de la qualité du béton utilisé.

Dans la suite de cette section, nous expliquerons en détail comment ces méthodes de test ont été utilisées pour évaluer la structure. Nous présenterons également les résultats obtenus à partir de ces tests, qui nous permettront d'obtenir des informations précieuses sur la résistance et les propriétés du béton utilisé

dans la bâtisse. Ces résultats joueront un rôle clé dans notre analyse et nos recommandations ultérieures concernant la réparation, la maintenance ou toute autre action nécessaire pour assurer la solidité et la durabilité de la structure.

II.5.1 Résultats de l'Essai d'Ultrason

Tableau 4 : les résultats avec essai d'ultrason pour entre-sol1

N°	ENTRE-SOL 1	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU ENTRE-SOL 1					
1	Poteau (A-1)	4132	4184	4115	4144
2	Poteau (A-2)	4255	4484	4049	4281
3	Poteau (A-3)	4149	4255	4484	4263
4	Poteau (A-4)	4292	4167	4310	4256
5	Poteau (B-1)	4247	4263	4280	4264
6	Poteau (B-2)	4139	4164	4168	4157
7	Poteau (B-3)	4297	4356	4315	4323
8	Poteau (B-4)	4201	4191	4112	4168
9	Poteau (C-1)	4291	4032	4184	4169
10	Poteau (C-2)	4324	4223	4301	4283
11	Poteau (C-3)	4348	4274	4167	4263
12	Poteau (C-4)	4132	4329	4310	4257
13	Poteau (D-1)	4274	4202	4329	4268
14	Poteau (D-2)	4209	4223	4260	4231
15	Poteau (D-3)	4151	4152	4162	4155
16	Poteau (D-4)	4285	4246	4311	4281
17	Poteau (E-2)	4367	4444	4348	4386
18	Poteau (E-3)	4115	4386	4219	4240
19	Poteau (E-4)	4231	4039	4295	4206
20	Poutre B (3-4)	4172	4370	4328	4290
21	Poutre C (1-2)	4353	4275	4328	4319
22	Poutre C (2-3)	4215	4283	4194	4231
23	Poutre D (2-3)	4255	4484	4049	4263
24	Poutre D (3-4)	4149	4149	4332	4210
25	Poutre 3 (C-D)	4292	4167	4310	4256

✓ **Remarque :**

Les autres résultats sont présentés sur l'annexe 2.

- Commentaire (pour tous les niveaux)

Les résultats de l'analyse des mesures de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques montrent que cette vitesse varie d'un élément de structure à l'autre. Toutefois, pour les six niveaux de la bâtisse étudiés, on observe une homogénéité satisfaisante de la qualité du béton, avec des écarts limités de la vitesse moyenne de propagation des ondes ultrasoniques entre les différents éléments de structure. Les vitesses de propagation des ondes ultrasoniques mesurées respectent les normes en vigueur, avec une vitesse minimale de 3800 m/s pour un béton jugé acceptable. Si la vitesse est comprise entre 3400 m/s et 3800 m/s, cela peut indiquer un béton douteux, tandis qu'une vitesse inférieure à 3400 m/s révèle un béton de qualité médiocre. Ces résultats soulignent l'importance de surveiller la qualité du béton pendant la construction des structures afin d'assurer leur durabilité et leur sécurité.

II.5.2 Essais de carottage supplémentaire

L'essai de carottage est une méthode destructrice utilisée pour évaluer la résistance du béton sur site en écrasant des carottes prélevées.

Une campagne d'essais de carottage a été réalisée sur l'ensemble de la bâtisse et les résultats de l'essai d'ultrason ont montré que la vitesse moyenne de propagation des ondes est presque identique entre le sol 1 et 2 et le rez-de-chaussée, variant entre 4100 m/s et 4200 m/s. Cependant, cette vitesse diminue à partir du 1er étage jusqu'au 3ème étage, avec des résultats compris entre 3800 m/s et 4000 m/s pour le dernier niveau. Ces résultats ont permis de diviser la bâtisse en deux zones d'essai : la première zone (zone 1) comprend les 3 niveaux du sol 1 et 2 ainsi que le rez-de-chaussée, tandis que la deuxième zone (zone 2) comprend les 3 niveaux du 1er au 3ème étage.



Figure 11: Carotte prélevée.

La norme Algérienne NA 17004 version 2022, intitulée "Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et les éléments préfabriqués en béton", qui est équivalente à la norme NF EN 13791, ne mentionne pas explicitement les coefficients de correction K1 et K2. Cependant, il est important de souligner que la norme française NF EN 13791/CN fournit des indications spécifiques concernant ces coefficients. Ces coefficients sont utilisés pour ajuster les valeurs de résistance des carottes de diamètre inférieur à 150 mm et d'élancement différent de 2, afin de les aligner avec les valeurs de référence utilisées dans les analyses et les calculs. Selon la norme NF EN 13791/CN, les coefficients de correction sont déterminés comme suit :

- Pour une résistance inférieure ou égale à 40 MPA :
- $K1 = 108,748 / (-0,0003 \Phi^2 + 0,244 \Phi + 78,898)$
- Pour une résistance supérieure à 40 MPA et inférieure ou égale à 80 MPA :

- $K1 = 106,358 / (-0,0004 \Phi^2 + 0,2266 \Phi + 81,368)$
- $K2 = 0,18E + 0,64$, où E représente l'élançement de la carotte.

En prenant en compte ces coefficients de correction, les résultats de l'essai de carottage peuvent être ajustés de manière appropriée afin d'obtenir des estimations plus précises de la résistance du béton. Cela permet de garantir une interprétation plus fiable des résultats et facilite la prise de décisions éclairées concernant la conception, la réparation ou le renforcement des structures.

➤ **Les résultats de la zone 1 :**

Tableau 5 : Les résultats de la zone 1

Eléments		Ø (mm)	H (mm)	H/Ø (mm)	Charge (KN)	Densité ($\frac{t}{m^3}$)	RC (MPA)	RC (Corrigée)
Entre sol 1	Poteau (B-2)	83	157	1,89	186,9	2,57	34,53	37,93
	Poteau (D-3)	83	120	1,44	151,2	2,41	27,93	28,16
	Poteau (E-2)	83	168	2,02	183,8	2,31	33,95	38,19
	Poteau (A-4)	80	160	2	140,17	2,245	27,9	31,44
	Poutre 1(C-D)	83	146	1,75	143,1	2,38	26,43	28,32
	Poutre B (3-4)	80	160	2	141,667	2,27	28,2	31,78
Entre sol 2	Poteau (F-3)	80	160	2	140,672	2,1961	28	31,55
	Poteau (G-1)	83	168	2,02	191,9	2,28	35,45	39,88
	Poteau (I-2)	83	168	2,02	182,1	2,32	33,64	37,85
	Poteau (J-4)	80	160	2	139,617	2,1874	27,79	31,32
	Poutre G(2-3)	83	168	2,02	134,2	2,42	24,79	27,89
	Poutre J(2-3)	80	160	2	141,174	2,36025	28,1	31,67
RDC	Poteau (K-1)	80	160	2	143,033	2,4037	28,47	32,08
	Poteau (L-2)	80	160	2	145,696	2,42978	29	32,68
	Poteau (M-2)	80	160	2	142,179	2,37848	28,3	31,89
	Poteau (O-3)	80	160	2	148,158	2,2255	29,49	33,23
	Poutre K(3-4)	80	160	2	140,17	2,14803	27,9	31,44
	Poutre N(1-2)	80	160	2	141,677	2,17998	28,2	31,78

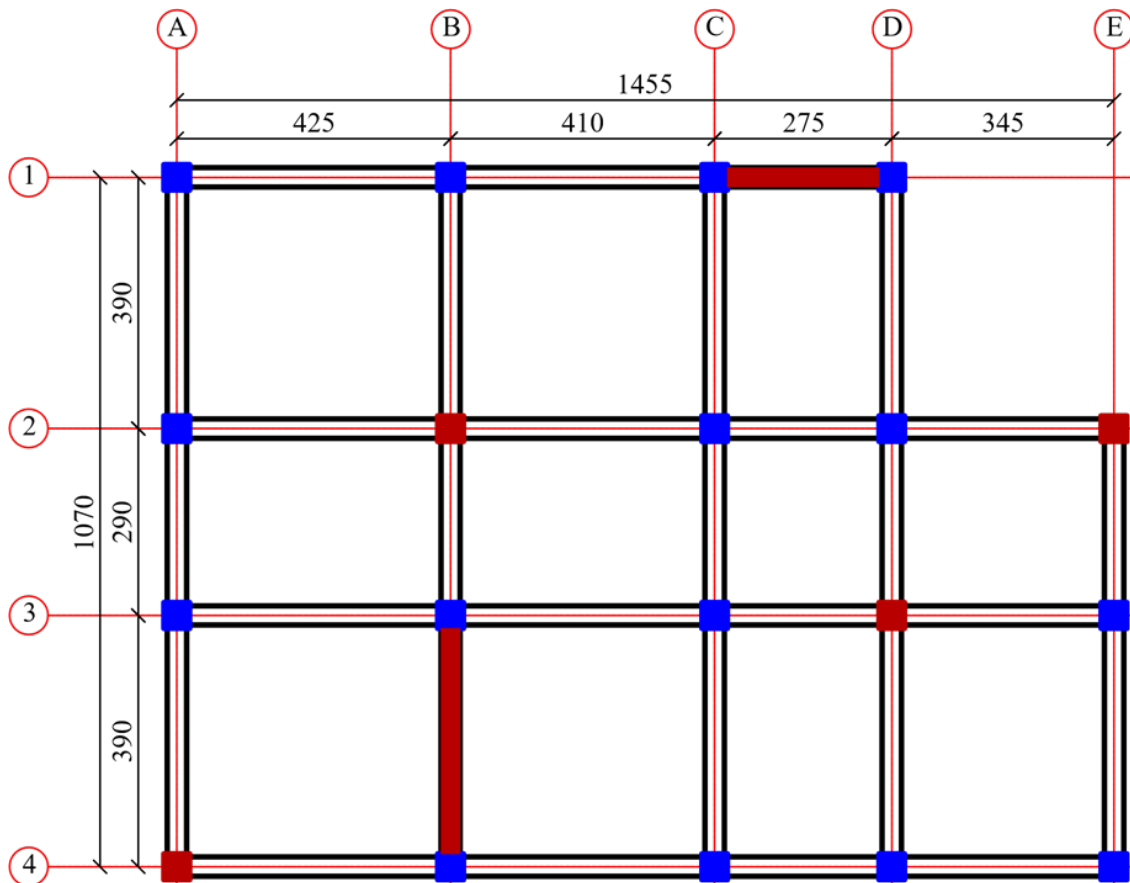


Figure 12 : plan de repérage entre sol 1

✓ NOTE :

Les autres plans sont présentés sur l'annexe 2.

- **Évaluation de l'existence de valeurs de résistance jugées aberrantes (test de Grubbs)**
l'article 7.2 de NA 17004 version « 2022 »

Valeurs critiques (G_p) pour déterminer les valeurs aberrantes (voir tableau 2 chapitre 1)

$$\text{Si } \dots\dots\dots \frac{f_{c,ts,la\ plus\ élevée} - f_{c,m(n)ts}}{S} > G_p$$

$G_p = 2,932$ (Tableau 2 chapitre 1)

$$f_{c,ts,la\ plus\ élevée} = 39,88 \text{ MPA}$$

$$f_{c,m(n)ts} = 32,73 \text{ MPA}$$

$$S = 3,51 \text{ MPA}$$

A.N:

$$\frac{39,88 - 32,73}{3,51} = 2,037 < G_p = 2,932$$

- Il n'existe pas de valeurs aberrantes.

D'où :

$$2,037 < G_p = 2,932 \dots ok$$

- **Évaluation de la résistance caractéristique in-situ $f_{ck, is}$:**

Selon l'article 8 de la norme 17004 version 2022, la formule utilisée pour l'évaluation de la résistance caractéristique du béton sur site est la valeur la plus faible parmi les suivantes :

- $f_{ck, is} = f_{c, m(n)is} \dots\dots(1)$
- $f_{ck, is} = f_{c, is, la plus faible} + M \dots\dots(2)$

- ✓ **S** : Écart-type
- ✓ $f_{m(n), is}$: moyenne de la résistance à la compression sur site de n résultats
- ✓ $f_{is, plus faible}$: plus faible résultat d'essai de la résistance à la compression sur site
- ✓ $f_{ck, is}$: résistance Caractéristique a la compression sur site

$$f_{m(n), is} = 32,73 \text{ MPA}$$

$$f_{is, plus faible} = 27,89 \text{ MPA}$$

M est une valeur basée sur la valeur $f_{is, plus faible}$ de et prise dans le **Tableau 4 (chapitre 1)**.

$$M = 4 \text{ MPA}$$

k_n : Facteur de fractile caractéristique [SOURCE : EN 1990 :2002]

k_n : fourni par le **tableau 3 (chapitre 1)**

$k_n = 1,785 \text{ MPA}$ trouver par interpolation du **tableau 3**

$$S = 3,51 \text{ MPA}$$

A.N :

$$f_{ck, is} = 32,73 - 1,785 \times 3,51 = 26,46 \text{ MPA} \dots\dots(1)$$

$$f_{ck, is} = 27,89 + 4 = 31,89 \text{ MPA} \dots\dots (2)$$

$$f_{ck, is} = \min (1,2) = 26,46 \text{ MPA}$$

- **Résistance caractéristique du béton**

D'où :

$$f_{ck} : \text{Résistance caractéristique au sens de la NF EN 206} = (f_{ck, is} / 0,85)$$

$$f_{ck} = (26,46 / 0,85) = 31,12 \text{ MPA}$$

➤ Les résultats de la zone 2 :

Tableau 6: Les résultats de la zone 2

Eléments		Ø (mm)	H (mm)	H/ Ø (mm)	Charge (KN)	Densité ($\frac{t}{m^3}$)	RC (MPA)	Résistance Corrigée
1er étage	Poteau (P-2)	75	150	2	97.6	2.303	22.1	25,16
	Poteau (Q-4)	75	150	2	100.3	2.29	22.71	25,86
	Poteau (R-3)	75	150	2	94.1	2.307	21.31	24,26
	Poteau (S-3)	75	150	2	93.7	2.293	21.22	24,16
	Poutre 1(Q-R)	75	150	2	104.8	2.30049	23.73	27,02
	Poutre 2(R-S)	75	150	2	101.3	2.30033	22.94	26,12
2ème étage	Poteau (U-1)	75	150	2	92.5	2.29717	20.95	23,85
	Poteau (V-2)	75	150	2	96.4	2.307	21.83	24,49
	Poteau (W-2)	75	150	2	99.4	2.293	22.51	25,63
	Poteau (Y-2)	75	150	2	97.2	2.30049	22.01	25,06
	Poutre 1(w-x)	75	150	2	90	7.624	20.39	23,22
	Poutre U(2-3)	75	150	2	95	7.835	21.51	24,49
3ème étage	Poteau (B'-3)	75	150	2	100	7.8806	22.65	25,79
	Poteau (C'-1)	75	150	2	95	8.0467	21.51	24,49
	Poteau (D'-2)	75	150	2	90	7.9259	20.39	23,22
	Poteau (D'-3)	75	150	2	105	8.01655	23.75	27,04
	Poutre A'(3-4)	75	150	2	100	7.9259	22.65	25,79
	Poutre 4(C'-D')	75	150	2	90	7.956	20.39	23,22

- *Évaluation de l'existence de valeurs de résistance jugées aberrantes (test de Grubbs)*

$$Si \dots\dots \frac{f_{c, is, la plus élevée} - f_{c, m(n)is}}{S} > G_P$$

$$f_{c, is, la plus élevée} = 27,04 \text{ MPA}$$

$$f_{c, m(n)is} = 24,94 \text{ MPA}$$

$$S = 1,99 \text{ MPA}$$

$$G_P = 2,932 \text{ (Tableau 2 chapitre 1)}$$

A.N:

$$\frac{27,04 - 24,94}{1,99} = 1,055 < G_P = 2,932$$

Il n'existe pas de valeurs aberrantes

D'où :

$$1,055 < G_P = 2,932 \dots\dots Ok$$

- **Évaluation de la résistance caractéristique in-situ $f_{ck, is}$**

- $f_{ck, is} = f_{c, m(n)is} - k_n \times S \dots\dots(1)$

- $f_{ck, is} = f_{c, is, la plus faible} + M \dots\dots(2)$

S: 1,99 MPA

$f_{c, m(n)is} = 24,94$ MPA

$f_{c, is, la plus faible} = 23,22$ MPA

$k_n = 1,785 \dots\dots$ **Tableau 3**

$M = 4 \dots\dots$ **Tableau 4**

A.N:

$f_{ck, is} = 24,94 - 1,785 \times 1,99 = 21,38$ MPA $\dots\dots(1)$

$f_{ck, is} = 23,22 + 4 = 27,22$ MPA $\dots\dots(2)$

$f_{ck, is} = \min(1, 2) = 21,38$ MPA

- **Résistance caractéristique du béton**

D'où :

$f_{ck} = (21,38 / 0,85) = 25,15$ MPA.

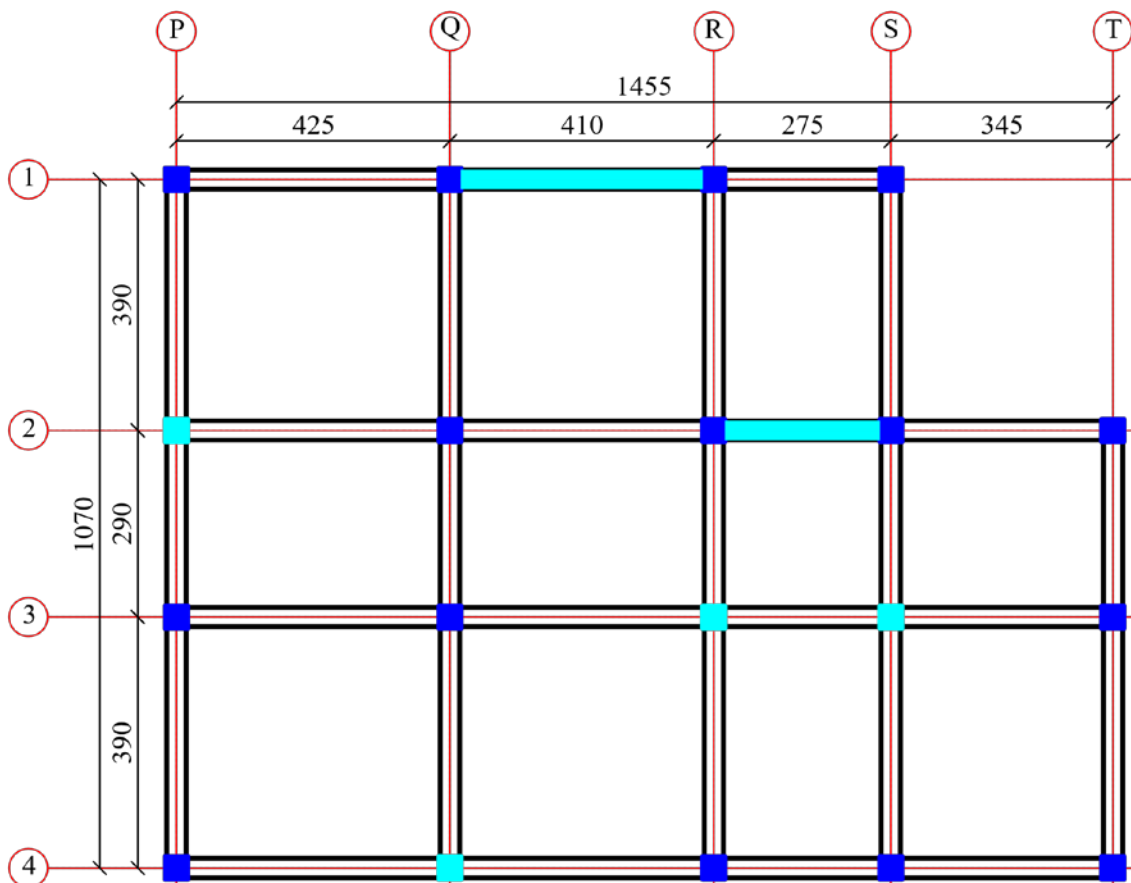


Figure 13 : plan de repérage de 1er étage

✓ **NOTE :**

Les autres plans sont présentés sur l'annexe 2.

II.6 Conclusions

En conclusion, notre intervention a mis en évidence plusieurs problèmes affectant la bâtisse étudiée, notamment des défauts de construction en maçonnerie, des problèmes d'étanchéité, ainsi que la présence de zones de ségrégation du béton. De plus, la bâtisse ne respecte pas les normes parasismiques en vigueur pour la zone IIa, dépassant la limite autorisée de 14 mètres et ne disposant pas des voiles de contreventement nécessaires.

Afin de garantir la sécurité, la durabilité et la conformité de la bâtisse aux normes en vigueur, il est impératif de prendre des mesures adéquates pour corriger les défauts de construction en maçonnerie, les désordres structurels, les problèmes d'étanchéité, les risques de Piquage des Poutres, ainsi que de traiter les zones de ségrégation du béton. De plus, il est essentiel de se conformer aux normes parasismiques en vigueur pour garantir la résistance de la bâtisse aux séismes.

En utilisant la norme NA 17004 version 2022 pour estimer la résistance caractéristique du béton sur site dans les zones d'essai, nous avons pu déterminer que la résistance du béton dans la zone 1 était de $f_{ck}=31,12$ MPA, tandis que dans la zone 2, elle était de $f_{ck}=25,15$ MPA. Ces valeurs correspondent aux résultats des essais réalisés sur les carottes prélevées dans chaque zone.

À partir de ces résultats, nous avons pris la décision de choisir la résistance la plus faible trouvée dans nos résultats pour la modélisation de cette bâtisse. Cela correspond à une résistance de $f_{ck}=25$ MPA dans la zone 2. Cette approche est conforme à la pratique courante dans l'industrie de la construction, où il est préférable de prendre une marge de sécurité en choisissant une résistance inférieure pour s'assurer que la résistance réelle du béton ne sera pas sous-estimée.

Il est important de noter que ces conclusions sont basées sur les résultats des essais effectués conformément à la norme NA 17004 version 2022. Les normes sont régulièrement mises à jour pour tenir compte des avancées techniques et des nouvelles recherches, il est donc essentiel de se référer à la dernière version de la norme lors de l'évaluation de la résistance du béton.

Chapitre 03 Vérification des éléments porteurs et étude sismique de la structure

III. Introduction

Dans la continuité de notre étude sur l'évaluation de la bâtisse, ce chapitre est divisé en trois parties distinctes, chacune traitant d'aspects essentiels de la stabilité et de la conformité de la structure. La première partie est consacrée à la vérification des dimensions par rapport aux normes en vigueur notamment le BAEL 91/99 (Béton Armé aux États Limites), le RPA 99 Version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes) et le CBA 93 (règles de conception et calcul des structures en béton armé) et à l'évaluation de la stabilité structurelle des poteaux. Nous visons ainsi à garantir la conformité des éléments de la structure aux normes en vigueur, tout en assurant leur stabilité face aux contraintes extérieures. La deuxième partie de ce chapitre abordera l'étude sismique, avec l'ajout de voiles de contreventement visant à renforcer la résistance de la bâtisse aux forces sismiques. Enfin, la troisième partie se concentrera sur le calcul du ferrailage des poteaux et des poutres, ainsi que sur la vérification par rapport au ferrailage existant. De plus, nous procéderons au calcul du ferrailage des voiles nouvellement ajoutés, assurant ainsi la robustesse et la durabilité de l'ensemble de la structure.

PARTIE I

III.1 Évaluation des charges et des surcharges

Après avoir analysé la structure existante, nous avons constaté l'absence d'enduit de plâtre, de mortier de pose, de protection en gravillons, d'étanchéité multicouche et d'isolation thermique. Afin d'améliorer la sécurité et d'assurer une meilleure protection, nous avons pris la décision d'ajouter ces charges supplémentaires. Cette démarche vise à renforcer la structure et à garantir une meilleure résistance aux contraintes extérieures.

Tableau 1 : Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à corps creux

Description	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	/	0.05	0.27
Plancher à corps creux	18	0.20	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charges permanente totale	G = 5,82 KN/m ²		
Surcharges d'exploitation Q	Q=1 KN/m ²		

Tableau 2 : Evaluation de la charge G de la terrasse inaccessible à balcon

Description	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	/	0.05	0.27
Plancher à corps creux	25	0.14	3,5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charges permanente totale	G = 6,52 KN/m ²		
Surcharges d'exploitation Q	Q=1 KN/m ²		

Tableau 3 : Evaluation de la charge G de balcon à dalle pleine

Description	Densité (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charge permanente totale	G = 5.10KN/m ²		
Charge d'exploitation Q	Q=1,5		

Tableau 4 : Evaluation de la charge G de l'escalier (Volée)

Description	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Charges permanente totale	G = 5.1KN/m ²		
Charge d'exploitation Q	Q=2,5KN/m ²		

Tableau 5: Evaluation de la charge G de l'étage courant à corps creux

Désignation		Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	Horizontal	22	0.02	0.44
	Vertical	22	/	0.25
Mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.40
	vertical	20	/	0.22
Sable fin		18	0.02	0.36
paillasse		25	0.14	3.5
Les marches		22	0.17 × (1/2)	1.87
Enduit de ciment		20	0.02	0.40
Garde de corps		20	0.03	0.60
Charge permanente totale			G = 8.04 KN/m²	
Surcharges d'exploitation			Q=2,5 KN/m²	

Tableau 6 : Evaluation de la charge G de l'escalier (Palier)

Description	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+4)	/	0.20	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons de répartition	10	0.1	1.00
Charges permanente totale			G = 5.2 KN/m²
Surcharges d'exploitation Q (habitation)			Q=1,5 KN/m²
Surcharges d'exploitation Q (Commerce)			Q= 5 KN / m²

III.2 Vérification des dimensions des éléments porteurs

a) Les Poutres

Les poutres jouent un rôle essentiel dans la structure en assurant la transmission des charges provenant des planchers vers les poteaux. Dans ce contexte, les efforts normaux dans les poutres seront négligés, et elles seront principalement sollicitées par des moments fléchissant en travées et en appuis, ainsi que par des efforts tranchants. Par conséquent, le calcul de leur dimensionnement sera effectué en utilisant les principes de la flexion simple.

- **Poutres principales**

La bâtisse est dotée de poutres principales ayant une hauteur de 40 cm et une largeur de 30 cm. Une vérification de ces poutres principales a été réalisée en se conformant aux conditions spécifiées par le

RPA (Règlement de la Construction Parasismique). Selon les critères du RPA, voici les résultats de la vérification :

- Largeur (b) : 30 cm, satisfait la condition $b \geq 20$ cm, donc vérifié.
- Hauteur (h) : 40 cm, satisfait la condition $h \geq 30$ cm, donc vérifié.
- Rapport h/b : $h/b = 1,3333$, satisfait la condition $h/b \leq 4,0$, donc vérifié

Ces résultats démontrent que les poutres principales de la bâtisse respectent les critères dimensionnels établis par le RPA. Cette conformité est essentielle pour garantir la résistance structurale des poutres face aux charges appliquées, y compris les sollicitations sismiques.

La vérification des poutres principales selon les conditions du RPA est un élément clé dans la conception et le dimensionnement de la structure. En respectant ces critères, on assure la sécurité des occupants et la capacité de la bâtisse à résister aux contraintes parasismiques.

- **Poutres secondaires**

Les poutres secondaires de la bâtisse sont dimensionnées de la même manière que les poutres principales. Elles ont une hauteur de 40 cm et une largeur de 30 cm. Une vérification a été effectuée selon les critères du RPA (Règlement de la Construction Parasismique). Voici les résultats de la vérification :

- ✓ $h = 40\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Vérifiée
- ✓ $b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Vérifiée
- ✓ $h/b = 1.33 < 4$ Vérifiée

Ces résultats confirment que les poutres secondaires respectent les critères dimensionnels définis par le RPA. La conformité aux exigences du RPA est essentielle pour assurer la résistance et la stabilité de la structure face aux charges et aux contraintes parasismiques. En vérifiant que les poutres secondaires répondent aux critères de dimensionnement, on s'assure de leur capacité à supporter les charges appliquées et à résister aux effets sismiques. Cela contribue à garantir la sécurité et la durabilité de la bâtisse dans des conditions défavorables.

b) Les poteaux

Les poteaux de la structure jouent un rôle crucial dans la reprise et la transmission des charges verticales vers la base. Ils sont soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base, dans les deux directions. Leur ferrailage est conçu pour résister à la flexion composée, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables. Par ailleurs, les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA99/2003. Ces critères définissent les dimensions et les charges maximales admissibles, garantissant ainsi la sécurité et la résistance des poteaux face aux sollicitations sismiques. Il est crucial de vérifier la conformité des sections des poteaux aux exigences du RPA99/2003 pour assurer l'intégrité et la durabilité de la structure.

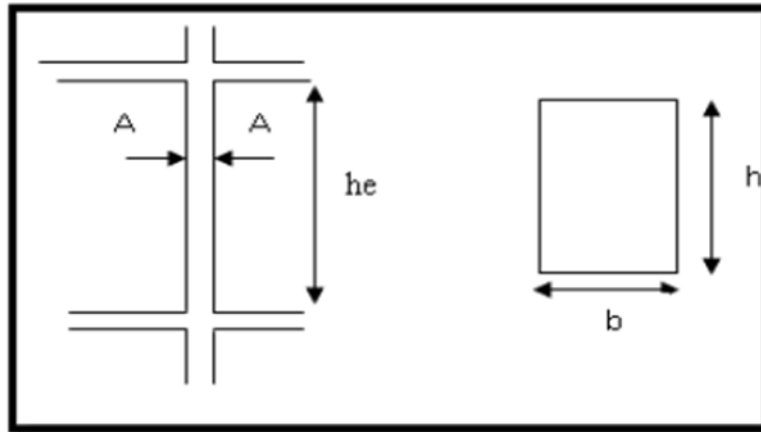


Figure 1 : Hauteur libre d'étage

Les poteaux, en tant qu'éléments porteurs en béton armé, sont responsables de supporter les charges et surcharges verticales dans la structure. Leur prédimensionnement est réalisé en utilisant les règles du CBA93, en tenant compte des critères de résistance et de stabilité de forme, conformément aux exigences du RPA 99 version 2003 (article 7.4.1). Les dimensions des poteaux sont vérifiées en respectant trois critères essentiels. Premièrement, les règles du RPA99/2003 sont appliquées. Deuxièmement, le critère de résistance à la compression est pris en compte. Enfin, le critère de stabilité de forme est également considéré. Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent respecter les conditions suivantes, en particulier dans la zone IIa :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $25 \leq b/h \leq 4$

Dans le cas spécifique de notre bâtisse, les sections des poteaux entre le sol 1 et 2 sont de dimensions 40 cm x 40 cm, tandis que les sections des poteaux au rez-de-chaussée, au 1er étage, au 2ème étage et au 3ème étage sont de dimensions 35 cm x 35 cm. Ces dimensions ont été préalablement vérifiées et sont conformes aux critères de dimensionnement spécifiés par les règles du RPA 99 version 2003. En respectant ces dimensions, nous nous assurons que les poteaux de la bâtisse sont en mesure de supporter les charges verticales et les contraintes auxquelles ils sont soumis. Cette vérification garantit la résistance et la stabilité des poteaux, contribuant ainsi à la sécurité et à la durabilité de la structure.

III.3 La descente de charges

La descente de charge est un processus essentiel qui consiste à suivre le cheminement des différentes actions, telles que les charges et surcharges, depuis le niveau le plus élevé de la structure jusqu'au niveau inférieur avant leur transmission au sol. Dans notre cas, nous effectuerons la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, qui est généralement celui ayant la plus grande surface de contact.

Lors de cette évaluation, nous prendrons en compte les éléments suivants :

- Le poids propre de l'élément lui-même.
- La charge exercée par le plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires liés au poteau.
- Les murs de double cloison, le cas échéant.

Afin de déterminer l'effort normal maximal dans le poteau le plus sollicité, nous avons utilisé un modèle numérique en éléments finis en 3D sur le logiciel **ETABS 2016**. Ce modèle a pris en compte les planchers, les escaliers, les portiques (poteaux, poutres), mais sans les voiles. Au niveau de la base du modèle, nous avons obtenu un effort normal à l'ELU : **Nu = 1104,5248 KN**.

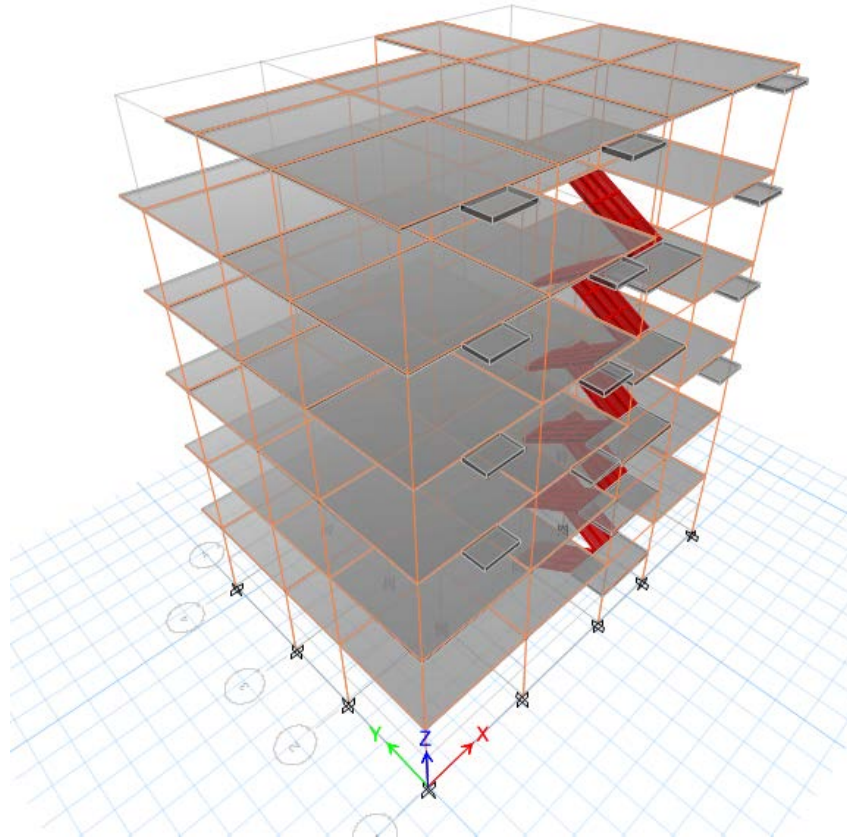


Figure 2 : Modélisation 3D de la structure sans voiles sur ETABS 2016

III.3.1 Les vérifications nécessaires

- **Vérification au flambement :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par le flambement. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre). D'après le **CBA 93(art.B.8.4.1)** on doit faire la vérification suivante :

$$N_d \leq N_{ultim} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots \dots \dots \text{CBA93 (Art : B. 8.4.1)}$$

B_r : Section réduite du poteau $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$,

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton ($\gamma_b = 1.5$)

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : Coefficient fonction de l'élancement " λ " qui prend les valeurs

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si: } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Si: } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Elancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur du flambement

$$l_f = 0,7l_0$$

l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, on prend en considération la hauteur de la poutre

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ pour une section rectangulaire

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau du E sol 1, avec $l_0=3.06$ et $N_d=1104,5248$ KN

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7(3,06-0,4) = 1,862 \text{ m}$$

$$B = 0,40 \times 0,40 = 0,16 \text{ m}^2, I = \frac{0,40 \times 0,40^3}{12} = 0,0021 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0021}{0,16}} = 0,115 \text{ m} \quad \lambda = \frac{1,86}{0,115} = 16,17 \quad \text{Si: } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{16,17}{35}\right)^2} = 0,815$$

$$B_r = (40 - 2) \times (40 - 2) = 0,1444 \text{ m}^2$$

As existant = 12,32 cm² a tous les niveaux

$$N_d = 1,10 \text{ MN} \leq N_{ultim} = 0,815 \times \left(\frac{0,1089 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{12,32 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right) = 1,99 \text{ MN}$$

Tableau 7 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)
3 ^{ème} étage	35*35	3,06	1,86	18,41	0,805	12,32	0,1089	1,968	0,168
2 ^{ème} étage	35*35	3,06	1,86	18,41	0,805	12,32	0,1089	1,968	0,336
1 ^{er} étage	35*35	3,06	1,86	18,41	0,805	12,32	0,1089	1,968	0,503
R.D.C	35*35	3,06	1,86	18,41	0,805	12,32	0,1089	1,68	0,673
E sol2	40*40	3,06	1,86	16,17	0,815	12,32	0,1444	2,528	0,928
E sol1	40*40	3,06	1,86	16,17	0,815	12,32	0,1444	2,528	1,10

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

III.4 Conclusion

Après les vérifications effectuées, il a été conclu que les poutres principales et secondaires répondent aux critères de dimensionnement du RPA 99 / version 2003 (règles parasismiques algériennes). La vérification au flambement des poteaux a également été effectuée selon les critères du CBA93, et ils ont été jugés conformes à ces exigences.

PARTIE II

III.1 Introduction

L'étude sismique des structures constitue un élément crucial dans le domaine du génie civil, où le respect des réglementations parasismiques en vigueur est primordial. En tant qu'étudiant en génie civil en Algérie, nous nous référons au Règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003) afin d'assurer une conception et un dimensionnement appropriés des constructions face aux séismes. L'objectif principal de cette étude est d'assurer une protection adéquate des bâtiments contre les effets néfastes des actions sismiques. Les séismes représentent un risque significatif pour les structures, pouvant engendrer des déformations excessives, des dommages structuraux voire des effondrements. Ainsi, la conformité aux normes parasismiques revêt une importance cruciale pour garantir la sécurité des occupants et la durabilité des constructions en cas de séisme. L'étude sismique implique une analyse précise et rigoureuse, en utilisant les paramètres spécifiés par le RPA99 (version 2003), afin de concevoir les structures de manière adéquate. Cela comprend la prise en compte des charges sismiques, la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, ainsi que l'analyse des forces et des déformations résultantes. Il est essentiel de se conformer à ces directives réglementaires afin de garantir que les constructions répondent aux exigences de sécurité face aux séismes. En résumé, en tant qu'étudiant en génie civil en Algérie, notre étude sismique est menée en respectant les réglementations parasismiques du RPA99 (version 2003). L'objectif est de protéger les constructions des effets néfastes des séismes en concevant et dimensionnant les structures conformément aux normes établies.

III.2 Objectifs et exigences

Lorsqu'on conçoit une structure, les premières exigences sont définies par les normes de construction pour les situations non sismiques. Cependant, lorsqu'il s'agit de constructions situées en zone sismique, des normes spécifiques viennent s'ajouter. La conception parasismique ne se résume pas seulement au dimensionnement, mais englobe également d'autres facteurs importants tels que la rigidité, la capacité de stockage et la dissipation d'énergie. Ces aspects sont essentiels pour assurer la résistance et la sécurité des structures face aux séismes.

III.3 Méthodes de calcul

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes pour le calcul des forces sismiques :

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

III.3.1 Méthode statique équivalente

Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui agissent sur la structure sont approximées par un système de forces statiques fictives, considérées équivalentes aux mouvements du sol dans une direction donnée du plan horizontal. Ces forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement dans deux directions orthogonales choisies à l'avance par le concepteur.

En utilisant cette approche, on simplifie l'analyse sismique en remplaçant les mouvements réels du sol par des forces statiques. Ces forces sont appliquées dans les deux directions principales de la structure afin de tenir compte des effets sismiques potentiels dans toutes les directions. Cette méthode permet d'estimer les forces sismiques qui agiront sur la structure et de concevoir en conséquence.

Le choix des directions orthogonales caractéristiques est fait par le concepteur en fonction des caractéristiques du site, de la géométrie de la structure et des considérations réglementaires. Ces directions sont déterminées de manière à capturer les effets sismiques les plus significatifs sur la structure. En résumé, dans le cadre de l'analyse sismique, les forces réelles dynamiques sont simplifiées en utilisant des forces statiques équivalentes. Ces forces sont appliquées dans deux directions orthogonales caractéristiques, choisies par le concepteur, afin de représenter les effets sismiques potentiels sur la structure. Cela permet de faciliter la conception et l'évaluation des performances sismiques de la structure

Conditions d'application

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone **I** et **IIa** et 30m en zone **IIb** et **III**.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées précédemment, d'autres conditions complémentaires spécifiées dans le **RPA99V2003 (art 4.1.2)**.

Calcul de la force sismique totale : (Art 4.2.3) RPA99V2003

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée de manière séquentielle dans deux directions, à savoir horizontales et orthogonales, en utilisant la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \Rightarrow \begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R_x} \times w \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R_y} \times w \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA99/2003).

Le coefficient d'accélération de zone A dépend à la fois du groupe d'utilisation de la structure et de la zone sismique dans laquelle elle est située

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

- **Q : Facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction

- Le facteur de qualité de la structure est calculé par la formule ci-dessous donné par le RPA99/2003 :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

- P_q : La pénalité appliquée dépend de la satisfaction ou non des critères de qualité q. La valeur de cette pénalité peut être déterminée en se référant au **Tableau 4.4 de la réglementation RPA99/2003**.

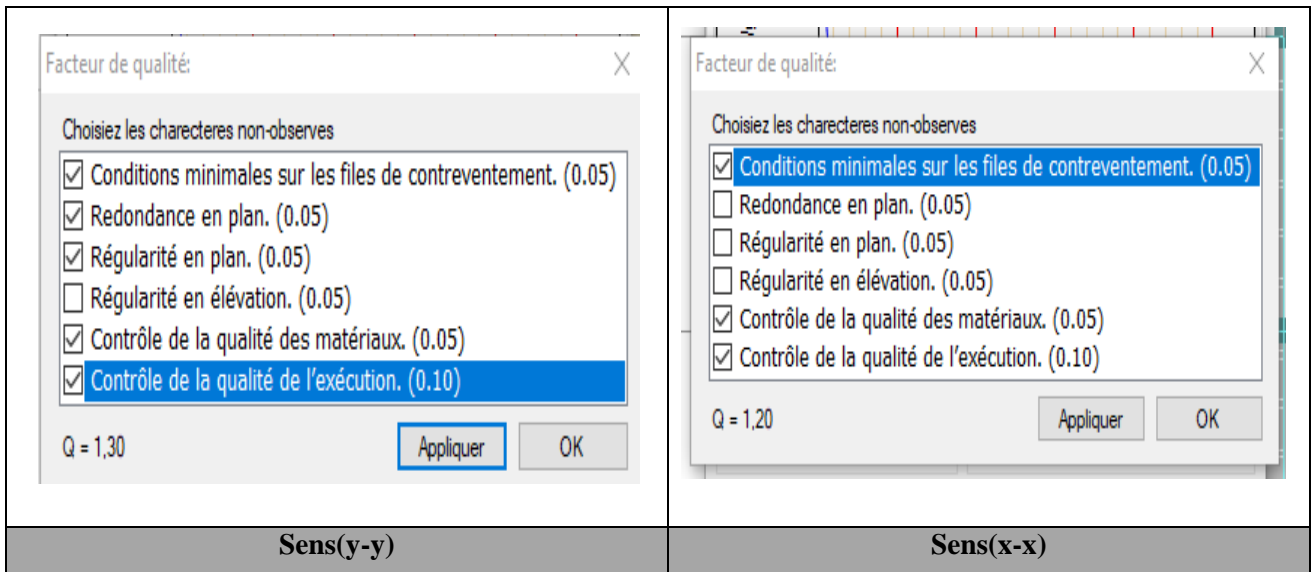


Figure 3 : Valeurs des pénalités P_q

Dans le cadre de notre projet, le facteur de qualité Q_x , qui représente le facteur de qualité dans la direction (x-x), est établi à 1,2. De plus, le facteur de qualité Q_y , qui correspond au facteur de qualité dans la direction (y-y), est fixé à 1,30. Ces valeurs spécifiques sont applicables à notre projet en cours.

- **W : Poids total de la structure**

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **Tableau (4-5) de RPA99V2003**

$\beta = 0,2 \rightarrow$ Usage d'habitation et service.

$\beta = 0,6 \rightarrow$ Usage commercial.

Le poids total de notre structure a été déterminé à l'aide du logiciel ETABS 2016 en utilisant la combinaison de charges indiquée dans la figure ci-dessous. La valeur obtenue pour le poids total est **W= 9143,8654 KN**.

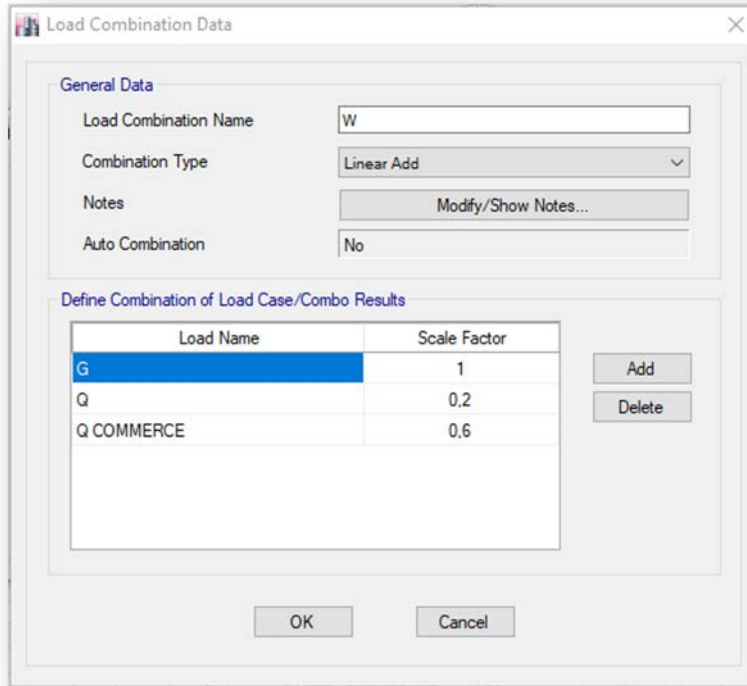


Figure 4 : Calcul de W

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Est déterminé en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). Ces paramètres sont pris en compte pour évaluer l'amplification des forces sismiques agissant sur la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : Le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, du type de remplissage **RPA 99/2003 (Tableau 4.2)**.

Pour une construction mixte nous avons opté pour $\Rightarrow \xi = 7$

Donc $\eta=0.88$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Selon le **RPA 99/2003 (Art 4.2.4)**, La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1) T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4.6 RPA99/2003})$$

$$2) T_{x,y} = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \quad (\text{Formule 4.7 RPA99/2003})$$

$$\text{Avec : } T = \min(T ; T_{x,y})$$

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égal à 18,36 m dans notre projet.

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage donné par **Tableau 4.6 du RPA 99 /2003** qui est égal à $C_T = 0.05$

Ce qui donne la valeur de $T = 0,443$ s

$$\text{➤ Pour } T_{x,y} = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

L : La dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 14,55 \text{ m} \\ L_y = 10,70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,433 \text{ s} \\ T_y = 0,505 \text{ s} \end{cases}$$

Nous allons prendre la petite valeur pour : $T = \min(T ; T_{x,y})$

$$T_x = \min(0,443; 0,433) = 0,433\text{s}$$

$$T_y = \min(0,443; 0,505) = 0,443\text{s}$$

- **Valeur de T1 et T2 :**

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **RPA99/2003 (Tableau4.7)** D'après les caractéristiques données par le rapport du sol de notre terrain nous avons un sol ferme

$$S2 = \text{site ferme} \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} D_x = 2,086 \\ D_y = 2,055 \end{cases}$$

- **R : Coefficient du comportement global de la structure**

Le coefficient de comportement global (R) de la structure est déterminé en fonction du système de contreventement utilisé, conformément au Règlement Parasismique Algérien (**RPA99**). Selon le **Tableau 4.3 du RPA99**, dans le cas de notre projet où un système mixte de portiques et de voiles avec interaction est adopté, le coefficient de comportement global (R) est égal à 5. Cela indique que la structure est conçue pour présenter une bonne ductilité et une capacité de dissipation d'énergie élevée lors d'un séisme.

- **Après l'application numérique on aura**

$$\begin{cases} V_x = 686,668 \text{ KN} \\ V_y = 732,835 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.2 Méthodes d'analyse dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique offre une approche plus réaliste pour comprendre le comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques par rapport au calcul statique prescrit par les codes. Elle est particulièrement adaptée au calcul des structures présentant une configuration complexe ou non conventionnelle, pour lesquelles la méthode statique équivalente est insuffisante, inacceptable ou non

conforme aux exigences du RPA99/version2003 en termes de calcul statique équivalent. Pour les structures symétriques, il est nécessaire de considérer séparément les effets des charges sismiques selon les deux axes de symétrie. Dans les cas de structures non symétriques, une étude doit être réalisée pour les deux axes principaux de manière distincte. Dans cette méthode d'analyse, on cherche à déterminer l'effet maximal des forces sismiques sur la structure pour chaque mode de vibration. Ces forces sont représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{(Expression 4.13 ,RPA ,version 2003)}$$

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

Représentation graphique du spectre de réponse : les spectres ci-dessous sont donnés par l'application **RPA99 V2003**.

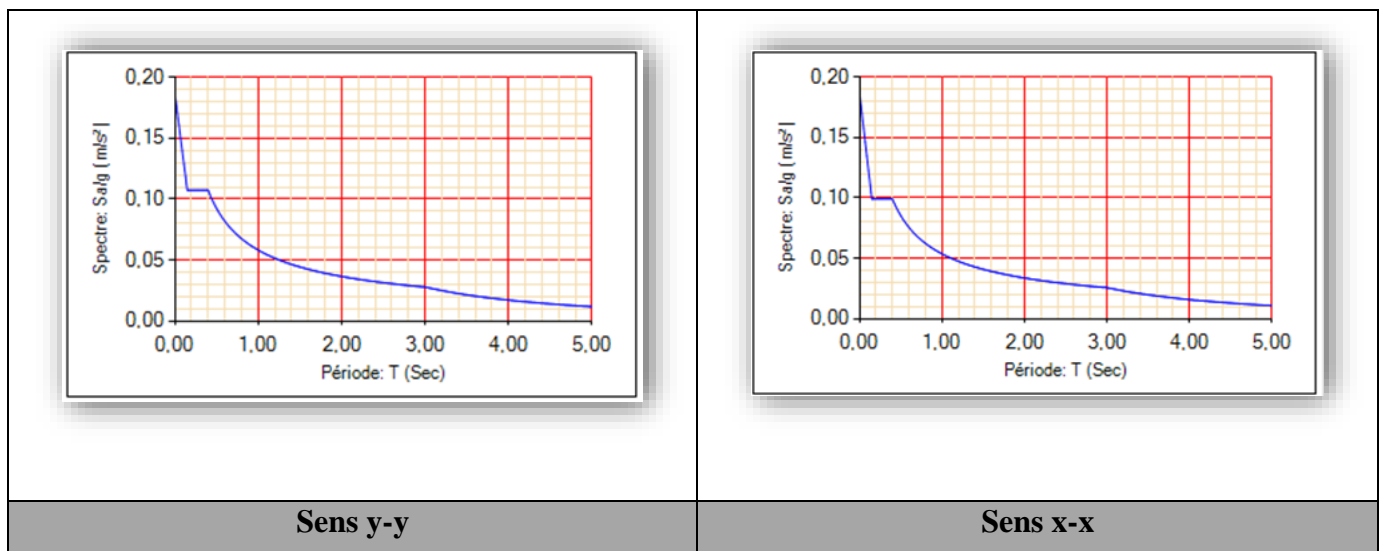


Figure 5: Spectre de réponse de la structure dans les deux sens

Dans notre modélisation, nous avons pris en compte les recommandations de **l'article 4.3.3 du RPA99/version2003**, qui précise qu'en cas d'analyse tridimensionnelle, il est nécessaire de choisir la valeur de Q la plus pénalisante parmi les calculs effectués dans les deux directions orthogonales de référence. Ainsi, nous avons utilisé le spectre de réponse de calcul ayant le facteur de qualité $Q=1,30$ dans notre logiciel.

Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes

- D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- D'après l'article (4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

III.4 Modélisation de la structure

La modélisation vise à étudier le comportement des structures lorsqu'elles sont exposées à des charges dynamiques telles que les séismes. Dans cette optique, nous avons utilisé le logiciel **ETABS2016** pour effectuer des analyses modales spectrales

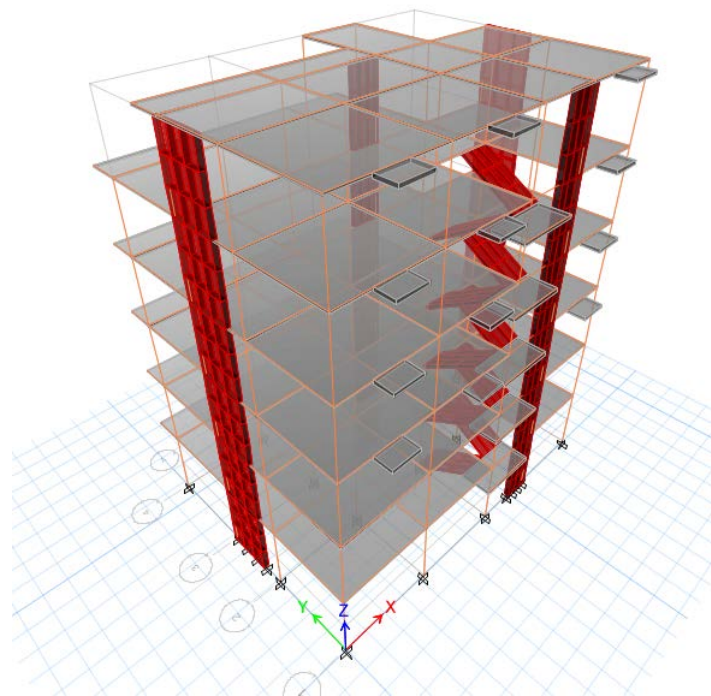


Figure 6 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS 2016

- Effets de torsion accidentelle

Lorsqu'une analyse est effectuée en utilisant des modèles plans dans les deux directions orthogonales, il est important de prendre en compte les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical, comme décrit dans le paragraphe (4.2.7 RPA99V2003). Dans ce contexte, si une analyse tridimensionnelle est réalisée, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) équivalente à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré, dans chaque direction.

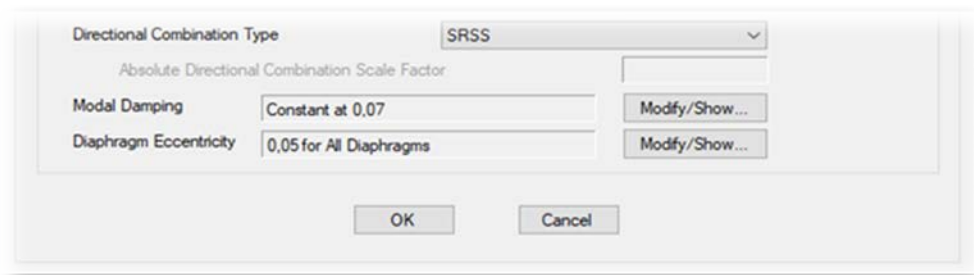


Figure 7 : Définition de l'excentricité accidentelle

III.5 Disposition des voiles ajoutés

Dans le but d'assurer un bon comportement de la structure et de limiter les effets de la torsion accidentelle, différentes configurations ont été étudiées. L'objectif était de trouver un système de contreventement mixte qui permette à la fois une répartition efficace des charges entre les portiques et les voiles, tout en respectant les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons ci-dessous la disposition que nous avons choisie pour les voiles, comme illustré dans la figure suivante :

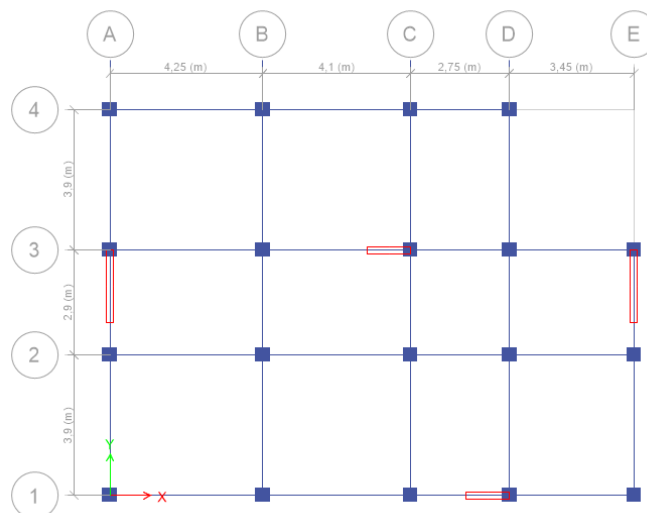


Figure 8 : Disposition des voiles.

Cette configuration spécifique a été adoptée en raison de ses avantages en termes de contreventement et de répartition des charges. Elle a été sélectionnée après une analyse approfondie des différentes options et en prenant en compte les contraintes spécifiques de notre projet. Cette disposition des voiles contribuera à renforcer la stabilité globale de la structure et à réduire les effets indésirables de la torsion accidentelle.

Mode de vibration et taux de participation des masses

Les trois premiers modes de vibration de la structure sont illustrés dans les figures ci-dessous. Chaque figure représente un mode spécifique avec sa fréquence propre et sa forme caractéristique de vibration

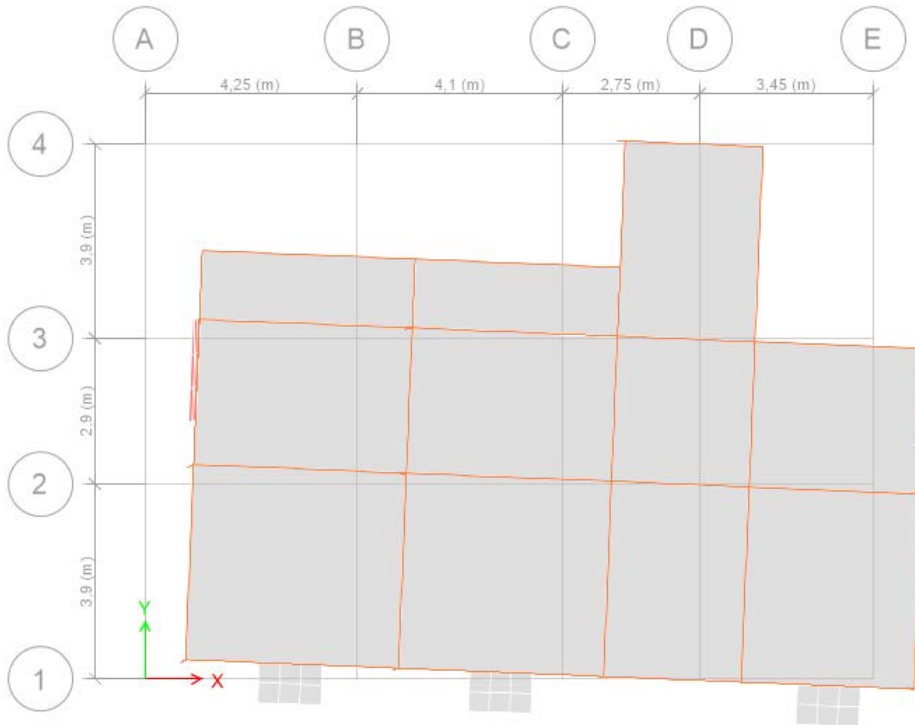


Figure 9 : 1^{er} mode de vibration (translation suivant X Avec $T = 0,556$ sec)



Figure 10 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant Y Avec $T=0,472$ sec)



Figure 11: 3ème mode de vibration $T= 0,384$ sec (Rotation selon Z-Z)

III.6 Justification des prescriptions du RPA99version2003

III.6.1 Le nombre de mode à considérer

D'après l'article 4.3.4 du RPA99V2003, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus cumulés, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenues pour la détermination de la réponse totale de la structure le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) à considérer est :

$$k \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

Où :

N : Nombre de niveaux au-dessus de sol.

T_k : La période du mode k

Le tableau suivant résume les résultats donnés par l'ETABS2016 :

Tableau 8 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.

Vérification de la participation massique et la période						
TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Modes	Périodes (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,556	0,7258	6,40E-03	0,7258	0,0064
Modal	2	0,472	0,01	7,06E-01	0,7359	0,7125
Modal	3	0,384	0,0254	9,60E-03	0,7612	0,7221
Modal	4	0,179	0,1391	3,00E-04	0,9004	0,7224
Modal	5	0,139	0,0004	1,73E-01	0,9008	0,8953
Modal	6	0,11	0,0004	2,00E-03	0,9011	0,8973
Modal	7	0,095	0,0495	1,00E-04	0,9506	0,8974
Modal	8	0,067	0,00004435	5,48E-02	0,9506	0,9523
Modal	9	0,059	0,0199	1,64E-05	0,9705	0,9523
Modal	10	0,052	0,0035	8,00E-04	0,9741	0,9531
Modal	11	0,043	0,0167	3,24E-06	0,9907	0,9531
Modal	12	0,04	0,00002836	2,48E-02	0,9907	0,9779

- Le taux de participation massique atteint 90 aux 4^{ème} mode dans le sens (x-x) et 8^{ème} mode dans le sens (y-y)

III.6.2 Justification de l'interaction voiles-portiques

L'article 3-4-4-a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants de leurs interaction a tous les niveaux; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% : \text{Pourcentage des charges verticales repris par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% : \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 9: Vérification de l'interaction sous charges verticales

Vérification des interactions verticales					
Niveaux	charge reprise en (KN)		Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
Entre -sol 1	-8371,49	-2029,46	80,4877	19,5123	vérifiée

b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales repris par les voiles}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Interaction sous charges horizontales

Sens X-X						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Etage 03	133,761055	36,41950621	170,18056	78,60	21,40	vérifiée
Etage 02	194,0461705	69,80431463	263,85049	73,54	26,46	vérifiée
Etage 01	245,1609375	114,2950341	359,45597	68,20	31,80	vérifiée
RDC	262,1461503	170,1110797	432,25723	60,65	39,35	vérifiée
Entre sol 2	332,6211617	176,2710836	508,89225	65,36	34,64	vérifiée
Entre sol 1	256,6993933	301,9683697	558,66776	45,95	54,05	vérifiée
Sens Y-Y						
Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
Etage 03	155,154192	63,19012371	218,3443156	71,06	28,94	vérifiée
Etage 02	177,915144	106,2314022	284,1465457	62,61	37,39	vérifiée
Etage 01	197,82663	197,1251839	394,9518141	50,09	49,91	vérifiée
RDC	196,044849	287,2147306	483,2595795	40,57	59,43	vérifiée
Entre sol 2	242,086524	329,557939	571,644463	42,35	57,65	vérifiée
Entre sol 1	187,383065	449,4185248	636,8015903	29,43	70,57	vérifiée

- On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les Niveau.

III.6.3 Vérification de la résultante de la force sismique

Selon le RPA99V2003 (Article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V

Avec :

V_{dy} : Effort tranchant (Dynamique) retiré à partir des résultats donnés par ETABS.

V_{St} : Effort tranchant (Statique) calculé à partir de la méthode statique équivalente.

Tableau 11 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

résultats des forces sismiques	V_{dy} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
selon x-x	583,096	549,334	Vérifier
selon y-y	642,323	586,268	Vérifier

III.6.4 Vérification de l'effort normale réduit

Afin de prévenir ou réduire les risques de rupture fragile due à une sollicitation sismique, l'article 7.1.3.3 de la réglementation RPA99V2003 énonce la condition suivante pour limiter l'effort normal de compression calculé :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99V2003}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul.

B_c : Aire (section brute) du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours = 25 MPA

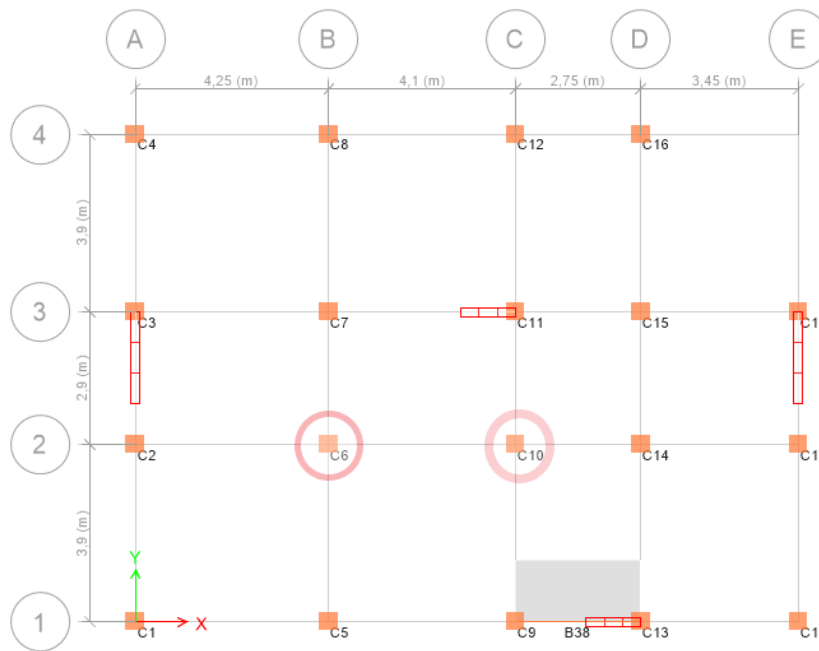


Figure 12: Repérage du poteau le plus sollicité (ETABS 2016)

Tableau 12 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	poteaux	Section (cm ²)	N (KN)	Combinaison	v	Observation
E-SOL1	C-2	40*40	-871,4145	G+Q+EX Min	0,218	Vérifié
E-SOL2	C-2	40*40	-676,2117	G+Q+EX Min	0,169	Vérifié
RDC	B-2	35*35	-477,4224	G+Q+EX Min	0,156	Vérifié
Etage 1	B-2	35*35	-357,261	G+Q+EX Min	0,117	Vérifié
Etage 2	B-2	35*35	-238,6296	G+Q+EX Min	0,078	Vérifié
Etage 3	B-2	35*35	-121,5764	G+Q+EX Min	0,040	Vérifié

- D'après le tableau ci-dessus nous avons constaté que L'effort normal réduit est vérifié.

III.6.5 Vérification des déplacements (Article 4.4.3) RPA99V2003

Conformément à l'article 5.10 de la réglementation RPA99V2003, les déplacements relatifs (Δk) de chaque niveau (k) par rapport au niveau (k-1) de la structure, tels que fournis par ETABS, doivent être multipliés par le coefficient de comportement (R), qui est fixé à 5 dans notre cas. Les déplacements relatifs

latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage, à moins qu'il ne puisse être démontré qu'un déplacement relatif plus important peut-être toléré.

Donc:

$$\Delta_k < 1\% \times h_k \dots\dots\dots \text{RPA99V2003(art5. 10)}$$

Avec: $\Delta_K = \delta_K - \delta_{k-1}$

$$\delta_K = \delta_{eK} \times R$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

H_k : étant la hauteur de l'étage.

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

- Sens- x-x :

Tableau 13: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x)

Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$0,01*HK$	OSREVIATION
Etage 3	0,008529	0,042645	0,03961	0,003035	3,06	0,0306	Vérifié
Etage 2	0,007922	0,03961	0,03228	0,00733	3,06	0,0306	Vérifié
Etage1	0,006456	0,03228	0,023315	0,008965	3,06	0,0306	Vérifié
RDC	0,004663	0,023315	0,01361	0,009705	3,06	0,0306	Vérifié
E-SOL2	0,002722	0,01361	0,00491	0,0087	3,06	0,0306	Vérifié
E-SOL1	0,000982	0,00491	0	0,00491	3,06	0,0306	Vérifié

- Sens-y-y :

Tableau 14 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y)

Niveaux	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$0,01*HK$	OSREVIATION
Etage 3	0,00751	0,03755	0,03157	0,00598	3,06	0,0306	Vérifié
Etage 2	0,006314	0,03157	0,02444	0,00713	3,06	0,0306	Vérifié
Etage 1	0,004888	0,02444	0,0168	0,00764	3,06	0,0306	Vérifié
RDC	0,00336	0,0168	0,00934	0,00746	3,06	0,0306	Vérifié
E-SOL2	0,001868	0,00934	0,00319	0,00615	3,06	0,0306	Vérifié
E-SOL1	0,000638	0,00319	0	0,00319	3,06	0,0306	Vérifié

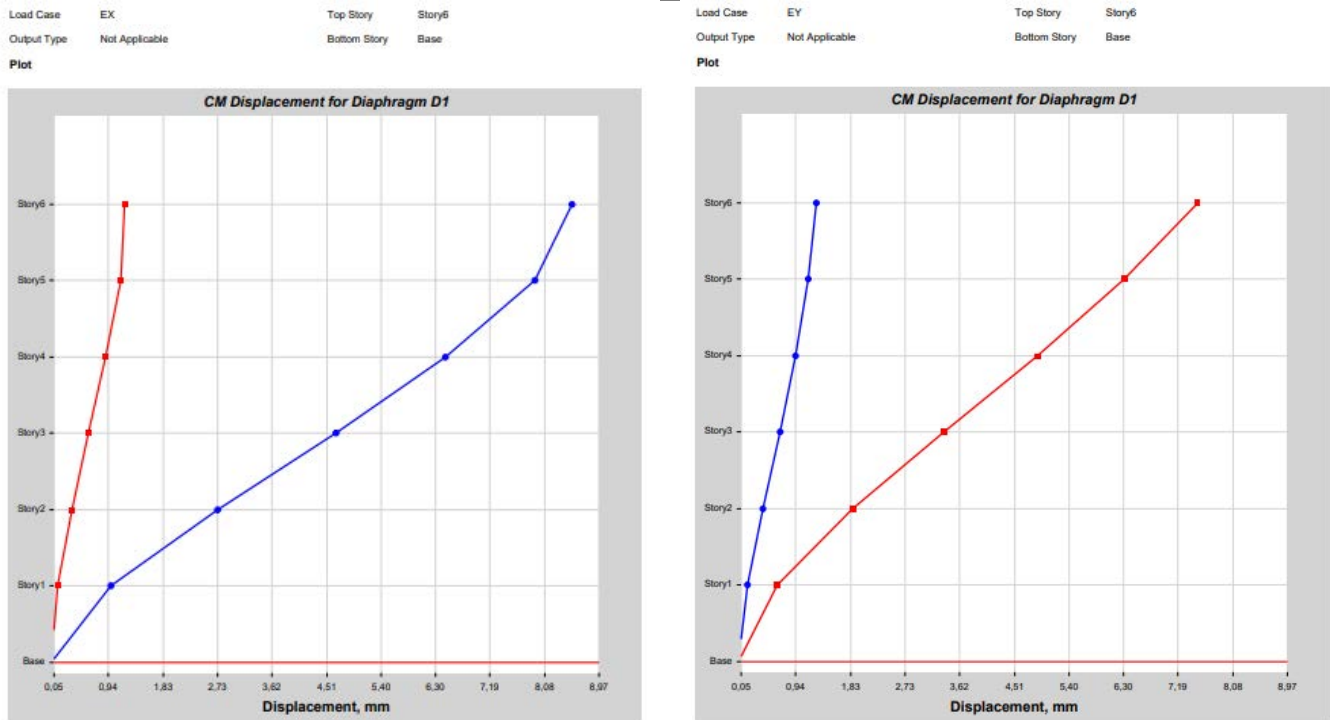


Figure 13: les déplacements dans chaque niveau sous Ex, Ey

III.6.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, l'effet P-Δ (effet de second ordre), qui est l'effet des charges verticales après déplacement, peut être négligé :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 1,10 \quad ; \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k)

$$P_K = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1. H_k : Hauteur d'étage (k).

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Si $\theta_k < 0,1$: Les effets de second ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Vérification de l'effet de second ordre suivant X

Sens X-X						
Niveaux	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
Etage 3	0,003035	1262,6217	151,4988	3,06	0,008266113	Vérifié
Etage 2	0,00733	2747,9821	290,5147	3,06	0,022658353	Vérifié
Etage 1	0,008965	4233,3426	401,1656	3,06	0,030916377	Vérifié
RDC	0,009705	5718,703	483,9742	3,06	0,037475673	Vérifié
E-SOL2	0,0087	7626,0487	555,2513	3,06	0,039048811	Vérifié
E-SOL1	0,00491	9143,8654	583,0955	3,06	0,025162292	Vérifié

Tableau 16 : Vérification de l'effet de second ordre suivant Y.

Sens Y-Y						
Niveaux	Δk (m)	Pk (KN)	Vk (KN)	hk (m)	Θ	Observation
Etage 3	0,00598	1262,6217	182,4994	3,06	0,01352046	Vérifié
Etage 2	0,00713	2747,9821	335,0019	3,06	0,01911326	Vérifié
Etage 1	0,00764	4233,3426	453,0245	3,06	0,02333102	Vérifié
RDC	0,00746	5718,703	539,3132	3,06	0,02585079	Vérifié
E-SOL2	0,00615	7626,0487	612,4599	3,06	0,02502509	Vérifié
E-SOL1	0,00319	9143,8654	642,3232	3,06	0,0148404	Vérifié

- On voit bien que la condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite, d'où les effets du 2eme ordre peuvent être négligés.

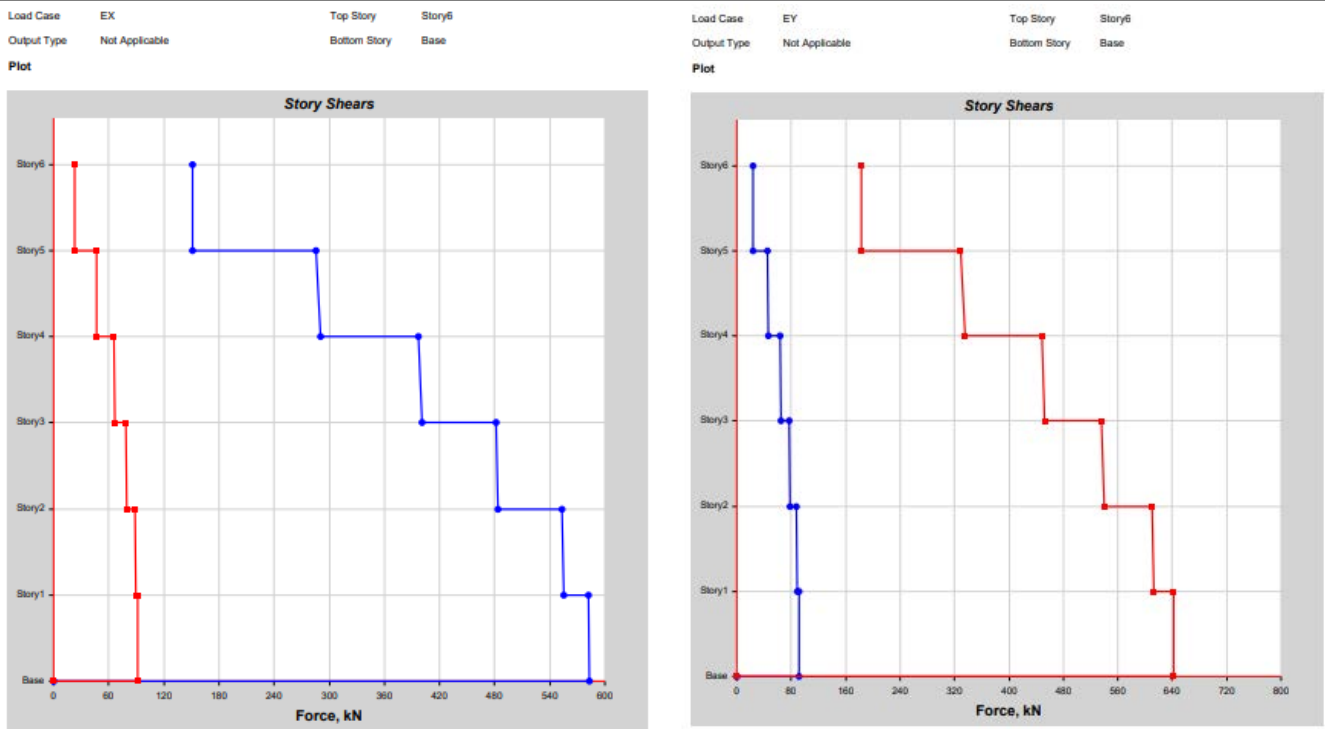


Figure 14: les efforts tranchants dans chaque niveau sous Ex, Ey.

III.7 Conclusion

En conclusion, grâce à l'étude sismique approfondie et à la mise en place des voiles de renforcement, nous avons réussi à rendre la bâtisse conforme aux exigences du Règlement Parasismique Algérien (**RPA**). L'étude sismique nous a permis d'analyser les charges sismiques auxquelles la structure peut être soumise et de dimensionner les éléments porteurs en conséquence.

La disposition des voiles de renforcement a joué un rôle essentiel dans l'amélioration de la résistance et de la stabilité de la bâtisse face aux séismes. Les voiles ont été stratégiquement positionnés pour répartir les forces sismiques et assurer une meilleure dissipation de l'énergie, réduisant ainsi les risques de dommages structurels. En suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003** (Règles Parasismiques Algériennes) et en utilisant des logiciels spécialisés tels que **ETABS 2016**, nous avons pu réaliser une modélisation précise de la bâtisse et effectuer des analyses détaillées pour garantir sa conformité aux normes parasismiques.

Cette étude sismique approfondie, combinée à la mise en place des voiles de renforcement, a permis de renforcer la structure existante et de lui conférer une meilleure capacité à résister aux séismes. La bâtisse est désormais mieux préparée pour faire face aux contraintes sismiques et offrir une meilleure sécurité aux occupants.

PARTIE III

III. Introduction

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après un séisme grâce à ces éléments de contreventement : les portiques (poteaux - poutres) et les voiles. Cependant, ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous types de sollicitations.

III.1 Vérification du ferrailage des poteaux

Les poteaux jouent un rôle crucial dans la structure en assurant la transmission des efforts vers les fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux (N) ainsi qu'à des moments fléchissant (M) dans les directions longitudinale et transversale. Leur ferrailage est conçu pour résister à la flexion composée, en tenant compte des combinaisons de sollicitations les plus défavorables, conformément aux exigences du CBA et aux recommandations du RPA99V2003. Ainsi, les poteaux sont dimensionnés et armés de manière à garantir la résistance et la stabilité de la structure.

- $1.35 G + 1.5 Q$ (1)
- $G + Q \pm Ex$ (2)
- $G + Q \pm Ey$ (3)
- $0.8G \pm Ex$ (4)
- $0.8G \pm Ey$ (5)
- $G+Q$ (6)

Dans le cadre de notre travail de vérification du ferrailage des poteaux de la bâtisse, il est constaté que le ferrailage des poteaux des étages RDC, 1er, 2ème et 3ème est acceptable par rapport au ferrailage existant. En effet, la section des barres longitudinales des poteaux de ces niveaux est $A=12,31 \text{ cm}^2$, ce qui satisfait les critères de conception. De plus, le ferrailage des poteaux est également vérifié en comparaison avec A_{\min} recommandé par les règles de pré dimensionnement applicables (règles parasismiques algériennes RPA/version 2003). Dans ce cas, A_{\min} est défini comme étant égal à 0,8% ($b \times h$), ce qui équivaut à $9,6 \text{ cm}^2$. Le ferrailage actuel des poteaux dépasse largement cette valeur minimale requise, confirmant ainsi sa conformité aux normes de conception. Cependant, les résultats obtenus révèlent que la section d'armature des poteaux situés entre les niveaux d'entre-sol, qui est égale à $A=12,31 \text{ cm}^2$, n'est pas acceptable par rapport au A_{\min} recommandée par les règles de prédimensionnement (RPA), qui est $A=12,80 \text{ cm}^2$ pour tous les poteaux. De plus, en comparaison avec les résultats fournis par le logiciel **ETABS**, il est constaté que la section d'armature longitudinale existante de plusieurs poteaux dépasse les valeurs calculées, à l'exception de deux poteaux de type **A-2**. Ces deux poteaux spécifiques affichent des sections d'armature égales à $A=13 \text{ cm}^2$ et $A=14 \text{ cm}^2$, qui sont supérieures à la section existante et à la section requise selon les règles de prédimensionnement (RPA99 /version2003). Il est donc essentiel de prendre des mesures correctives pour ajuster le ferrailage de ces

poteaux afin de respecter les normes de conception et de garantir la résistance et la stabilité structurelle de la bâtisse.

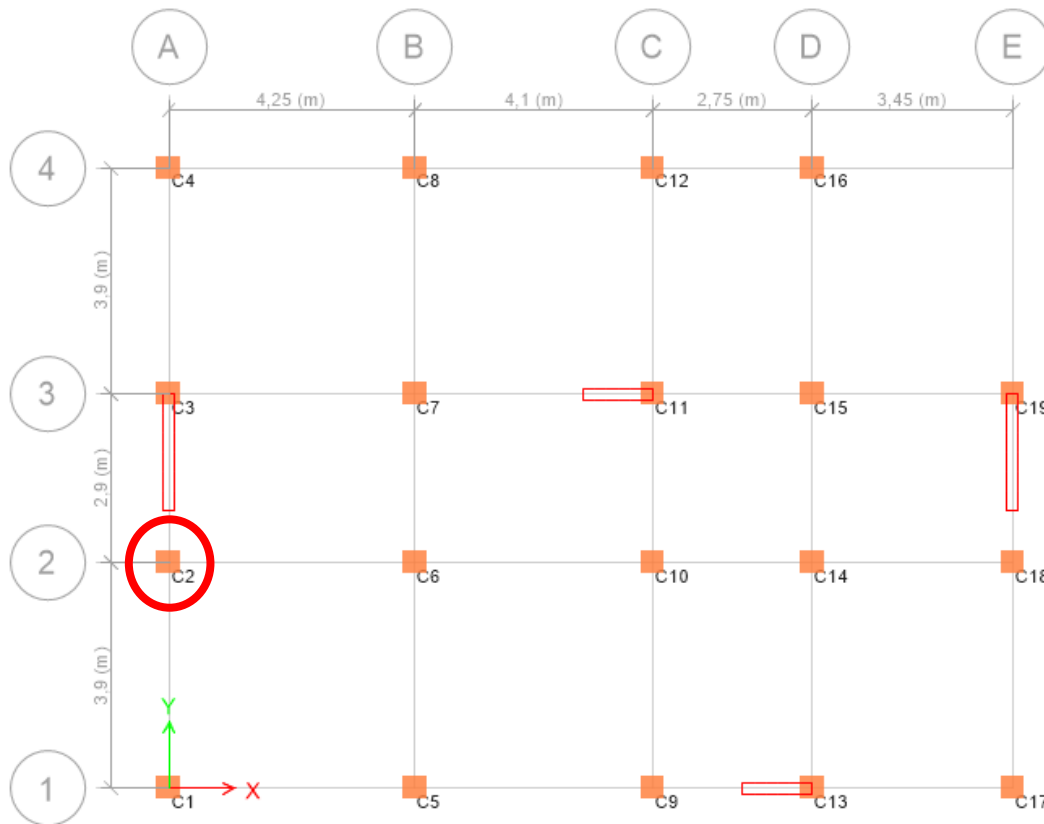


Figure 15 : Plan de repérage des poteaux

III.1.1 Diagramme des efforts internes

Les diagrammes des moments, des efforts tranchants et des efforts axiaux sont des outils graphiques importants utilisés pour représenter les efforts internes dans les éléments structuraux tels que les poteaux. Les diagrammes des moments indiquent la variation des forces de flexion le long de la hauteur du poteau. Ils permettent de visualiser les zones de moment positif et de moment négatif dans le poteau. Les diagrammes des efforts tranchants montrent la variation des forces de cisaillement le long de la hauteur du poteau. Ils révèlent les zones où les forces tranchantes sont maximales, ce qui est important pour dimensionner correctement les armatures transversales du poteau afin de résister à ces charges. Enfin, les diagrammes des efforts axiaux représentent les forces axiales (compression ou traction) appliquées sur le poteau. Ils permettent d'évaluer la capacité du poteau à supporter ces charges et à maintenir sa stabilité. Ces diagrammes fournissent une compréhension visuelle précieuse des efforts internes dans les poteaux, ce qui est essentiel pour analyser et concevoir les structures.

- **Exemple 1 : Portique A avec des poteaux de type A-2**

Dans ce portique, nous avons des poteaux de type A-2 qui sont soumis à une combinaison de charges sismiques de 0,8G-EY. Les diagrammes des efforts internes nous permettent de visualiser les moments,

les efforts tranchants et les efforts axiaux présents dans ces poteaux. En analysant ces diagrammes, nous pouvons déterminer les zones les plus sollicitées.

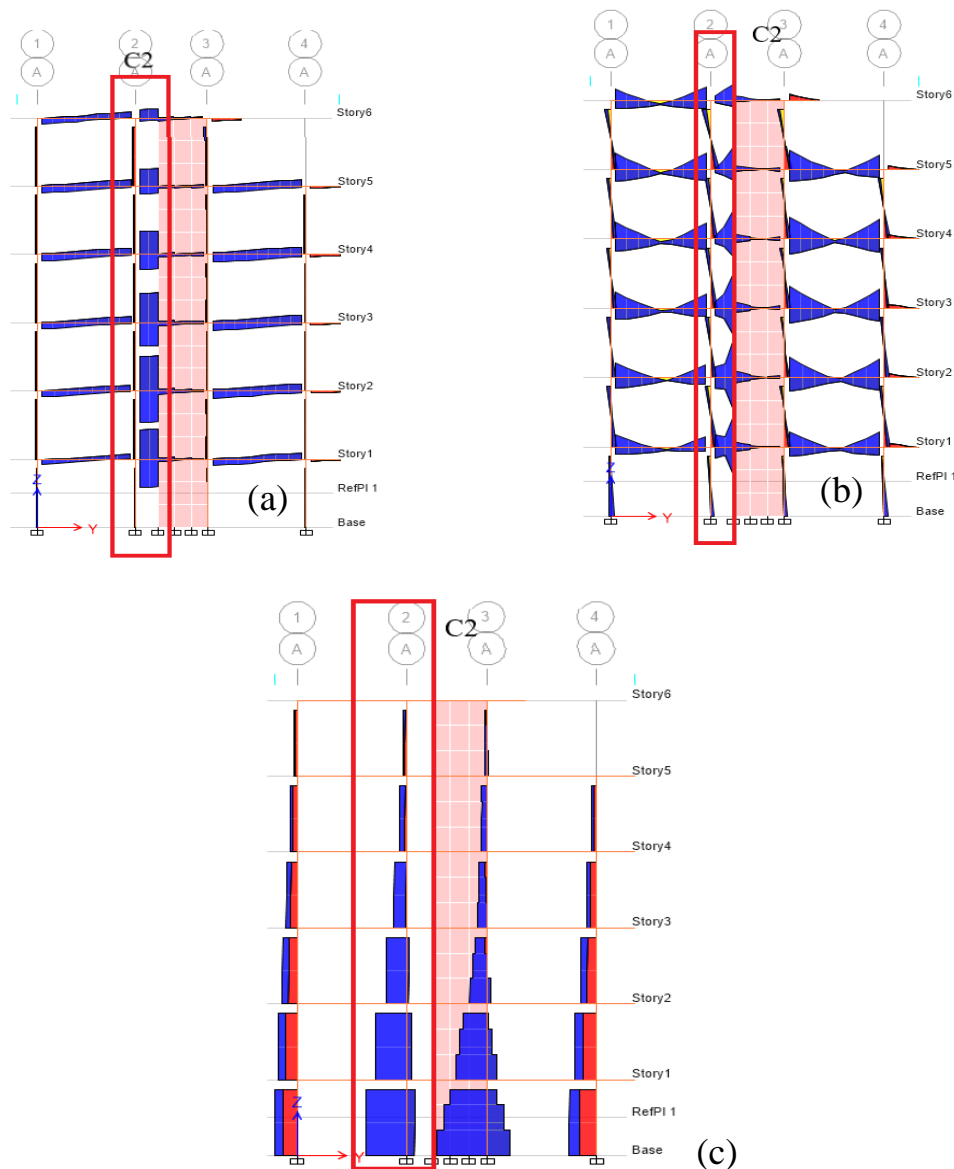


Figure 16 : Diagramme des efforts internes portique A : (a) effort tranchant, (b) moment fléchissant, (c) effort normal

- **Exemple 2 : Portique B**

Les poteaux dans ce portique de types différents et sont soumis à une combinaison de charges similaire, soit 0,8G-EY. Nous utilisons à nouveau les diagrammes des efforts internes pour analyser les moments, les efforts tranchants et les efforts axiaux dans ces poteaux. Cette comparaison nous permet de comprendre les différences de comportement entre les différents types de poteaux.

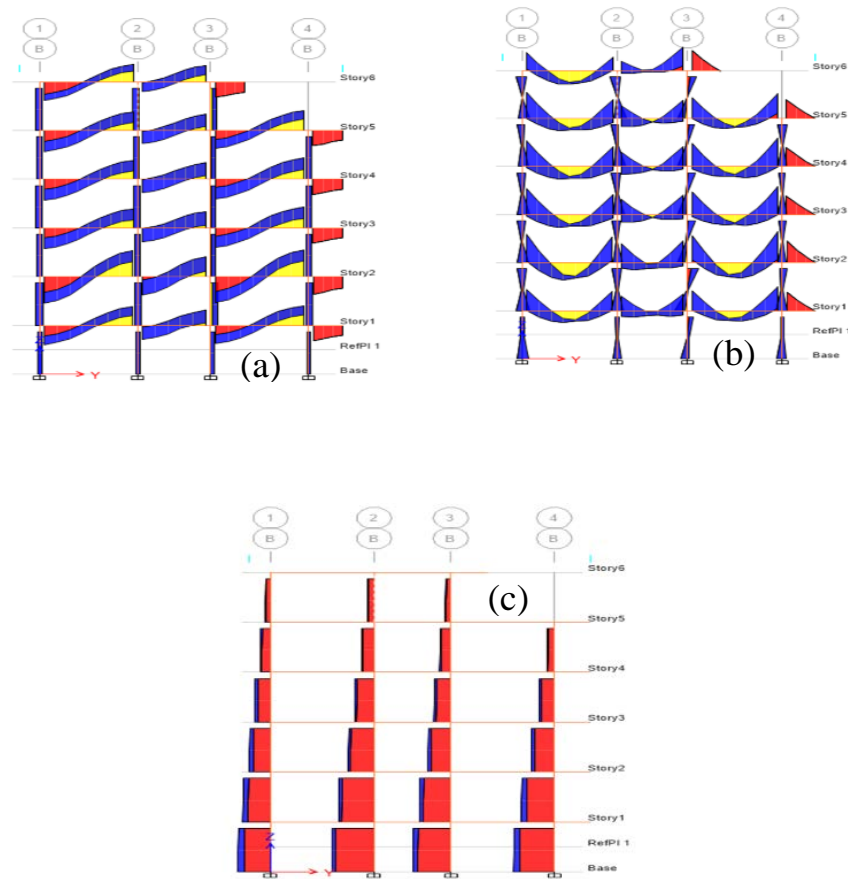


Figure 17 : Diagramme des efforts internes portique B : (a) effort tranchant, (b) moment fléchissant, (c) effort normal

III.1.2 Vérification du ferrillage des poteaux

a. Armatures longitudinales

Tableau 17: Sollicitations et armatures longitudinales calculées pour les poteaux (type A-2)

Niveaux	Section (cm ²)	M3 (KN.m)	M2 (KN.m)	N (KN)	A cal (cm ²)	Combinaison	A existant (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)
Entre sol1	40*40	-7,7961	23,4379	246,307	13	0.8G-Ey	12,31	12,8
Entre sol2	40*40	-17,1811	49,8372	175,2518	14	0.8G-Ey	12,31	12,8
R.D.C	35*35	-13,0876	36,1451	88,7152	10	0.8G-Ey	12,31	9,8
1 ^{er} étage	35*35	-16,2671	35,833	27,4004	10	0.8G-Ey	12,31	9,8
2 ^{ème} étage	35*35	-22,9891	32,5953	-23,6666	9	G + Q-EY	12,31	9,8
3 ^{ème} étage	35*35	-27,4903	30,4895	-20,4976	9	G + Q-EY	12,31	9,8

Tableau 18: Poteaux soumis aux charges maximales aux différents niveaux - Sollicitations et armatures longitudinales calculées

Niveaux	Section (cm ²)	M3 (KN.m)	M2 (KN.m)	N (KN)	A cal (cm ²)	Combinaison	A existant (cm ²)	Amin (RPA) (cm ²)
Entre sol1	40*40	6,0009	-22,7223	162,0394	11	0.8G-Ey	12,31	12,8
Entre sol2	40*40	10,811	37,702	110,3556	12	0.8G-Ey	12,31	12,8
R.D.C	35*35	8,4131	26,9718	47,4459	9	0.8G-Ey	12,31	9,8
1 ^{er} étage	35*35	11,1934	26,4328	5,3387	8	0.8G-Ey	12,31	9,8
2 ^{ème} étage	35*35	11,4629	21,824	-11,9664	6	G + Q-EY	12,31	9,8
3 ^{ème} étage	35*35	26,2693	11,184	-25,6	6	G + Q-EY	12,31	9,8

b. Armatures transversales

Lorsque nous vérifions les poteaux pour s'assurer qu'ils sont suffisamment résistants et sécurisés, nous les examinons individuellement. Pour le poteau de type **A-2**, nous lui accordons une attention particulière en raison de sa proximité avec le voile de contreventement. Nous prenons en compte à la fois les charges appliquées sur le poteau et l'effort tranchant causé par le voile. Pour les autres poteaux, nous avons adopté une approche différente. Nous choisissons l'effort tranchant maximum parmi tous les poteaux d'un même niveau. Cela nous permet de nous assurer que nous prenons en considération les cas les plus difficiles et de faire une vérification complète

Les armatures transversales ont pour fonction de :

- Prévenir les déformations transversales du béton et empêcher le flambement des armatures longitudinales.
- Assurer la résistance aux efforts tranchants et aux sollicitations de cisaillement des poteaux.
- Maintenir en place les armatures longitudinales
- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7(3,06 - 0.4) = 1,862\text{m.}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{1,862}{0.4}\right) = > 4,655 \Rightarrow \rho = 3,75$$

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (St) tout en respectant les conditions suivantes :

- En zone nodale :

$$St \leq \min(10 \varnothing_t^{min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{soit } St=10\text{cm}$$

- En zone courante :

$$t \leq 15 \varnothing_t^{min} \Rightarrow \text{soit } St = 15\text{cm.}$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 18,849 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.4 \times 400} = 0,626 \text{ cm}^2.$$

-La quantité d'armatures transversales minimales

On $3 < \lambda_g < 5$ on interpole entre les valeurs limites précédentes et trouve

$$A_{t \min} = b \times t \times \%$$

$$A_{t \min} = 40 \times 15 \times 0,4\% = 2,4 \text{ cm}^2$$

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau 19 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	entre sol1	entre sol2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
Section (cm²)	40*40	40*40	35*35	35*35	35*35	35*35
Φ_l^{max} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Φ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (m)	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862
λ_g	4,65	4,65	5,32	5,32	5,32	5,32
P	3,75	3,75	2.5	2.5	2.5	2.5
V (KN)	18,849	31,9175	24,7178	24,4889	20,2286	20,8618
$t_{z.nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z.courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t^{calc} (cm ²)	0,626	1,12	0,66	0,95	0,54	0,58
A_t^{min} (cm ²) z.nod	1,6	1,6	1,05	1,05	1,05	1,05
A_t^{min} (cm ²) z.cour	2,4	2,4	1,57	1,57	1,57	1,57
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	3,14	3,14	2,01	2,01	2,01	2,01
$A_t^{Exsistant}$ (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau 20: Armatures transversales dans les poteaux (type A-2)

Niveau	entre sol1	entre sol2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
Section (cm²)	40*40	40*40	35*35	35*35	35*35	35*35
Φ_l^{max} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Φ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
l_f (m)	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862
λ_g	4,65	4,65	5,32	5,32	5,32	5,32
P	3,75	3,75	2.5	2.5	2.5	2.5
V (KN)	17,4606	33,0307	24,6625	24,5183	29,9117	23,3987
$t_{z.nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z.courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t^{calc} (cm ²)	0,613	1,161	0,66	0,65	0,80	0,62
A_t^{min} (cm ²) z.nod	1,6	1,6	1,05	1,05	1,05	1,05
A_t^{min} (cm ²) z.cour	2,4	2,4	1,57	1,57	1,57	1,57
$A_t^{adopté}$ (cm ²)	3,14	3,14	2,01	2,01	2,01	2,01
$A_t^{Exsistant}$ (cm ²)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

c. Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le [RPA, (Art 7.4.3.2)], la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau :

Tableau 21 : Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	L _r (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPA)	τ_{bu}^{adm} (Mpa)	Obs.
E sol1	40*40	1,862	4,65	0,04	0,35	18,85	0,13	1	vérifiée
E sol2	40*40	1,862	4,65	0,04	0,35	31,92	0,22	1	vérifiée
R.D.C	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	24,72	0,23	1,875	vérifiée
1 ^{er} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	24,49	0,23	1,875	vérifiée
2 ^{ème} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	20,23	0,19	1,875	vérifiée
3 ^{ème} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	20,86	0,20	1,875	vérifiée

On voit bien que $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$, donc pas de risque de cisaillement.

- Poteaux type A-2 :

Tableau 22 : Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	L _r (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPA)	τ_{bu}^{adm} (Mpa)	Obs.
E sol1	40*40	1,862	4,65	0,04	0,35	17,46	0,12	1	vérifiée
E sol2	40*40	1,862	4,65	0,04	0,35	33,03	0,23	1	vérifiée
R.D.C	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	24,66	0,23	1,875	vérifiée
1 ^{er} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	24,52	0,23	1,875	vérifiée
2 ^{ème} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	20,91	0,20	1,875	vérifiée
3 ^{ème} étage	35*35	1,862	5,32	0,075	0,3	23,39	0,22	1,875	vérifiée

On voit bien que $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$, donc pas de risque de cisaillement.

III.2 Vérification du ferrailage des poutres

Dans la vérification des poutres de la structure, une analyse approfondie est réalisée à l'aide du logiciel ETABS 2016. Comme pour l'analyse des poteaux, le modèle élaboré sur ETABS joue un rôle essentiel pour la détermination du ferrailage requis pour chaque poutre. En utilisant les combinaisons de charges appropriées,

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $0.8G \pm E_{x, y}$
- 4). $G + Q \pm E_{x, y}$

D'après les résultats de ferrailage obtenus à l'aide du logiciel ETABS pour les différentes poutres de la structure, il est constaté que plusieurs poutres ne satisfont pas les critères de ferrailage par rapport au ferrailage existant. (A=3,39 au niveau de l'appui et la travée) Parmi ces poutres, nous pouvons citer :

- Poutre de file A axe (3-4) aux niveaux 2, 3, 4 et 5
- Poutre de file E axe (3-4) aux niveau 2,3 et 4
- Poutre de file 1 axe (D-E) aux niveaux 2 et 3

- Poutre de file 2 axe (A-B) aux niveaux 2, 3,4 et 5
- Poutre de file 2 axe (B-C) au niveau 2
- Poutre de file 3 axe (A-B) aux niveaux 2, 3, 4 et 5
- Poutre de file 3 axe (C-D) au niveau 2 et 3
- Poutre de file C axe (3-4) au niveau 2
- Poutre de file 3 axe (D-E) au niveau 2 et 3
- Poutre de file B axe (3-4) aux niveaux 2,3 et 4

Dans ces poutres mentionnées, le ferrailage calculé est supérieur au ferrailage existant, indiquant que les poutres existantes ont été dimensionnées avec un ferrailage insuffisant. Il est constaté aussi que plusieurs poutres qui sont adjacentes au voile de contreventement ne satisfont pas les critères de ferrailage par rapport au ferrailage existant. Plus précisément :

- Pour les poutres de file A axe (2-3), (niveaux 1, 2, 3, 4 et 5).
- Pour les poutres de file 3 axe (B-C), (niveaux 1, 2, 3, 4, 5 et 6).
- Pour les poutres de file 1 axe (C-D), (niveau 2).
- Pour les poutres de file E axe (2-3), (niveaux 1, 2, 3 et 4).

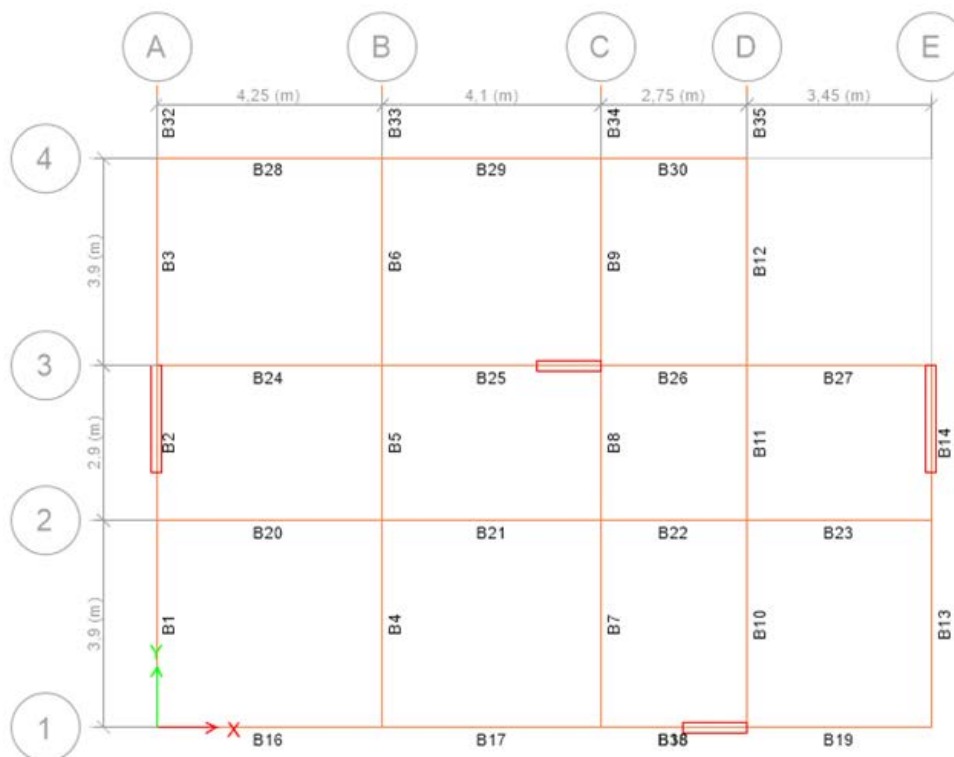


Figure 18: Plan de repérage des poutres

III.2.1 Diagramme des moments dans les poutres

En étudiant le diagramme des moments, les ingénieurs peuvent déterminer les sections critiques de la poutre où les moments sont les plus élevés. Cela aide à dimensionner les sections transversales de la poutre et à choisir les armatures nécessaires pour résister aux charges et aux sollicitations prévues. Le diagramme des moments des poutres est un outil graphique essentiel qui permet de comprendre la distribution des moments fléchissant le long d'une poutre, ce qui est crucial pour la conception et l'analyse des structures

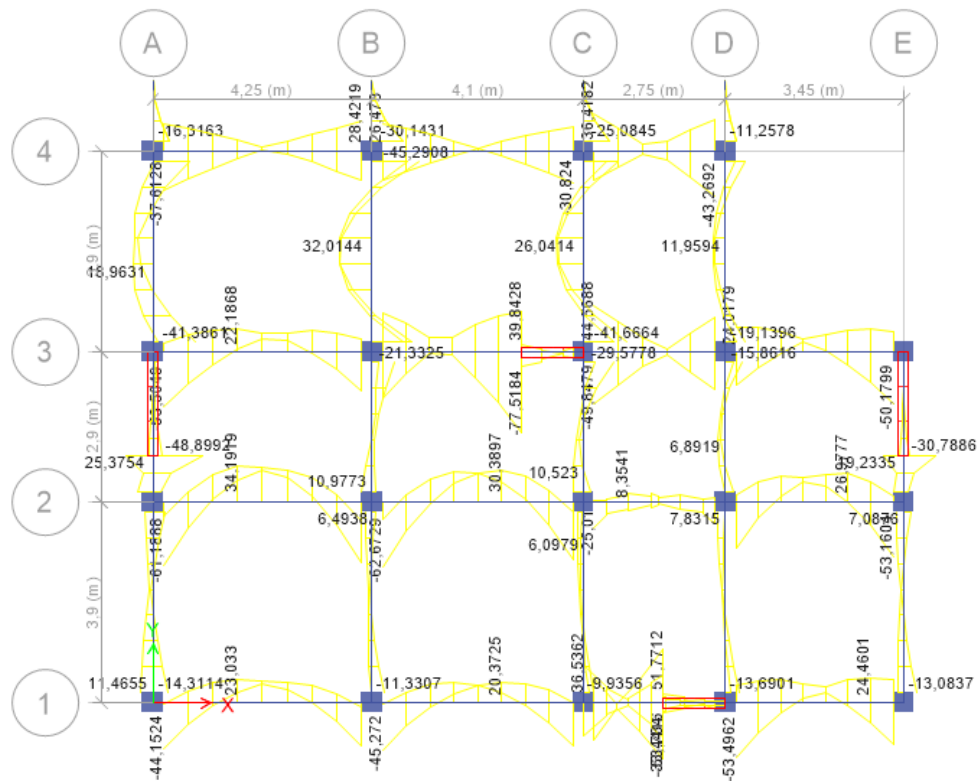


Figure 19 : Diagramme des moments sous une combinaison sismique (ELA) de niveau 2

III.2.2 Vérification des armatures longitudinales

Voici les résultats du ferrailage des poutres, indiquant que le ferrailage calculé est supérieur au ferrailage existant :

Tableau 23 : Ferrailage des poutres de file 1 axe (D-E)

Poutre 1(D-E)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-Ex	-53,49	5	6	3,39
	Travée	0,8G-Ex	26,93	4		
Niv 3	Appui	G+Q-EY	-52,58	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	25,10	3		
Niv 4	Appui	G+Q-EY	-48,42	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	9,34	3		

Tableau 24 : Ferrailage des poutres de file C axe (3-4)

Poutre 4(B-C)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EY	-52,407	4	6	3,39
	Travée	ELU	47,407	3		

Tableau 25 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (D-E)

Poutre 3(D-E)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-50,179	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	26,972	2		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-49,148	4	6	3,39
	Travée	G+Q-EX	26,735	2		3,39

Tableau 26 : Ferrailage des poutres de file A axe (3-4)

Poutre A(3-4)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EY	-60,4	4	6	3,39
	Travée	ELU	30,19	2		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EY	-58,53	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	29,53	2		3,39
Niv 4	Appui	G+Q-EY	-59,09	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	27,88	3		3,39
Niv 5	Appui	G+Q-EY	-52,49	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	23,42	2		3,39

Tableau 27 : Ferrailage des poutres de file B axe (3-4)

Poutre B(3-4)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EY	-61,77	5	6	3,39
	Travée	ELU	57,97	4		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EY	-53,52	4	6	3,39
	Travée	ELU	35,16	3		3,39
Niv 4	Appui	G+Q-EY	-54,35	4	6	3,39
	Travée	ELU	34,86	3		3,39

Tableau 28 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (C-D)

Poutre 3(D-E)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-49,847	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	44,828	3		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-50,865	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	42,852	3		3,39

Tableau 29 : Ferrailage des poutres de file 3 axe (A-B)

Poutre 3(A-B)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-53,50	4	6	3,39
	Travée	ELU	27,48	2		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-51,74	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	18,27	2		3,39
Niv 4	Appui	G+Q-EX	-50,49	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	14,83	2		3,39
Niv 5	Appui	G+Q-EX	-49,26	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EY	10,68	2		3,39

Tableau 30 : Ferrailage des poutres de file 2 axe (A-B)

Poutre 2(A-B)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-61,18	5	6	3,39
	Travée	ELU	58,53	4		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-52,78	4	6	3,39
	Travée	ELU	34,82	3		3,39
Niv 4	Appui	G+Q-EX	-51,16	4	6	3,39
	Travée	ELU	34,90	3		3,39
Niv 5	Appui	G+Q-EX	-50,69	4	6	3,39
	Travée	ELU	34,21	2		3,39

Tableau 31 : Ferrailage des poutres de file 2 axe (B-C)

Poutre 2(B-C)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-62,67	4	6	3,39
	Travée	ELU	53,36	3		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-48,09	4	6	3,39
	Travée	ELU	31,11	3		3,39

Tableau 32 : Ferrailage des poutres de file C axe (3-4)

Poutre 4(B-C)	Localisation	Combinaison	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{existant} (cm ²)
Niv 2	Appui	G+Q-EX	-50,179	4	6	3,39
	Travée	0,8G-EX	26,97	2		3,39
Niv 3	Appui	G+Q-EX	-49,148	4	6	3,39
	Travée	G+Q-EX	26,73	2		3,39

III.2.3 Vérification des armatures transversales

- **Calcul du diamètre transversal ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 3\phi_8 = 1,51 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 épingle)

$A_{T \text{ Existant}} = A_{CAL}$ donc les armatures transversales vérifier

- **Calcul des espacements St**

D'après [RPA, (Art7.5.2.2)]

En zone nodale $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}\right) = 10 \text{ Cm}$

En zone courantes $St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 15 \text{ cm}$

- **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ Vérifiée

- **Vérfications à l'ELU**

Condition de non fragilité

Poutre principale/secondaire $\rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,26 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes tangentielles**

Dans le cadre de la vérification des contraintes de cisaillement des poutres, nous avons fait un choix spécifique pour les poutres **A (2-3), 3 (B-C), 1 (C-D), E (2-3)**. Étant donné que ces poutres présentaient un effort tranchant significativement plus élevé après l'ajout des voiles de contreventement, une vérification spécifique a été effectuée en utilisant leur propre effort tranchant. Cette approche visait à garantir une vérification précise et rigoureuse des contraintes de cisaillement dans ces poutres spécifiques. Pour les autres poutres, la vérification a été réalisée en utilisant la force de cisaillement maximum parmi toutes les poutres d'un même niveau. Cela a permis de prendre en compte les charges les plus défavorables et d'assurer une marge de sécurité adéquate dans la vérification des contraintes de cisaillement.

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) \quad (F.T.N)$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau :

Tableau 33: Vérification des contraintes tangentielles

Poutre	Vmax (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
E-SOL1	77,19	0,73	3,26	Vérifiée
E-SOL2	115,51	1,10	3,26	Vérifiée
RDC	78,86	0,75	3,26	Vérifiée
1er étage	79,11	0,75	3,26	Vérifiée
2eme étage	78,69	0,749	3,26	Vérifiée
3em étage	70,99	0,67	3,26	Vérifiée

Tableau 34 : Vérification des contraintes tangentielles (POUTRE B2)

poutre	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
E-SOL1	145,1	1,382	3,26	Vérifiée
E-SOL2	170,32	1,622	3,26	Vérifiée
RDC	148,67	1,416	3,26	Vérifiée
1 ^{er} étage	121,04	1,153	3,26	Vérifiée
2eme étage	95,95	0,914	3,26	Vérifiée
3em étage	55,43	0,528	3,26	Vérifiée

Tableau 35 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement (Poutre B14)

poutre	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
E-SOL1	109,97	1,047	3,26	Vérifiée
E-SOL2	128,84	1,227	3,26	Vérifiée
RDC	112,36	1,07	3,26	Vérifiée
1 ^{er} étage	91,74	0,874	3,26	Vérifiée
2eme étage	74,91	0,713	3,26	Vérifiée
3em étage	44,89	0,428	3,26	Vérifiée

Tableau 36 : : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement (Poutre B25)

poutre	V^{\max} (KN)	τ_{bu} (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
E-SOL1	51,5362	0,491	3,26	Vérifiée
E-SOL2	67,0173	0,638	3,26	Vérifiée
RDC	61,2421	0,583	3,26	Vérifiée
1 ^{er} étage	58,5428	0,558	3,26	Vérifiée
2eme étage	54,6787	0,521	3,26	Vérifiée
3em étage	43,7222	0,416	3,26	Vérifiée

III.2.4 Vérification Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement la poutre la plus défavorable, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement.

Les résultats sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau 37 : Etage courant

Poutre	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Poutre	Travée	24,9122	3,39	0,0932	4,16*E-4	5,58	15	Vérifiée
	Appui	-35,9123	3,39	0,0932	4,16*E-4	8,04	15	Vérifiée

La vérification concerne uniquement la poutre la plus défavorable, car si cette dernière est vérifiée, les autres le seront sûrement.

Tableau 38 : Etage commerce niveau

Poutre	Localisation	M^{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	Contraintes		Observation
						σ (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Poutre	Travée	31,7217	3,39	0,0932	4,16*E-4	7,10	15	Vérifiée
	Appui	-40,0143	3,39	0,0932	4,16*E-4	8,96	15	Vérifiée

III.3 Vérification de la zone nodale

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25(M_w + M_e)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

- Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

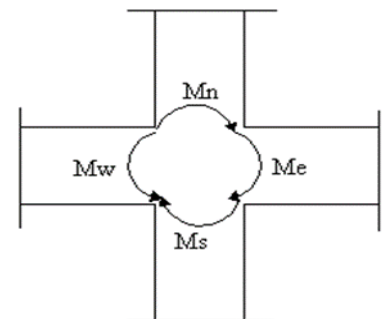


Figure 20 : dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

- Des dimension de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0,9 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

Cette vérification est dans le but de l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres
 - Les poteaux

Le tableau suivant démontre les moments résistants dans les poteaux :

Tableau 39 : Moments résistants dans les poteaux

Niveau	H (cm)	Z (cm)	A_N (xz) (cm ²)	A_S (yz) (cm ²)	σ_s (MPa)	M_{RN} (KN.m)	M_{RS} (KN.m)
Entre sol1	40	36	9,23	9,23	400	132.912	132.912
Entre sol2	40	36	9,23	9,23	400	132.912	132.912
RDC	35	31,5	9,23	9,23	400	116.298	116.298
1 ^{er}	35	31,5	9,23	9,23	400	116.298	116.298
2 ^{ème}	35	31,5	9,23	9,23	400	116.298	116.298
3 ^{ème}	35	31,5	9,23	9,23	400	116.298	116.298

- Les poutres

Le tableau suivant illustre les moments résistants dans les poutres :

Tableau 40 : Moments résistants dans les poutres

Niveau	H (cm)	Z (cm)	A_W (sz) (cm ²)	A_E (yz) (cm ²)	σ_s (MPa)	M_{RW} (KN.m)	M_{RE} (KN.m)
Poutre Principale et Secondaire	40	36	3,39	3,39	400	48,816	48,816

Tableau 41: Vérification des zones nodales

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Entre sol 1	66,528	66,528	265.824	48,816	48,816	122,04	Vérifiée
Entre sol 2	66,528	66,528	265.824	48,816	48,816	122,04	Vérifiée
RDC	58,212	58,212	232.596	48,816	48,816	122,04	Vérifiée
1^{er}	58,212	58,212	232.596	48,816	48,816	122,04	Vérifiée
2^{ème}	58,212	58,212	232.596	48,816	48,816	122,04	Vérifiée
3^{ème}	58,212	58,212	232.596	48,816	48,816	122,04	Vérifiée

III.4 Etude des voiles

Les forces sismiques qui agissent sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre dépendent non seulement des caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi de la rigidité de la structure sollicitée. On a constaté que de nombreux bâtiments équipés de voiles en béton armé ont résisté avec succès sans subir de dommages importants. En plus de leur rôle de support des charges verticales (jusqu'à 20% maximum), les voiles en béton armé correctement dimensionnés peuvent être particulièrement efficaces pour résister aux forces horizontales, réduisant ainsi les risques.

L'utilisation de voiles présente l'avantage significatif de réduire considérablement les dommages sismiques aux éléments non structuraux et à l'ensemble du bâtiment. Ceci est possible grâce à leur grande rigidité face aux forces horizontales. Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8G \pm E$

- **Recommandations du RPA**

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales, également connues sous le nom d'épingles, sont principalement utilisées pour prévenir le flambement des barres verticales. Elles sont disposées à raison de quatre épingles par mètre carré.

Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue
 e : Épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

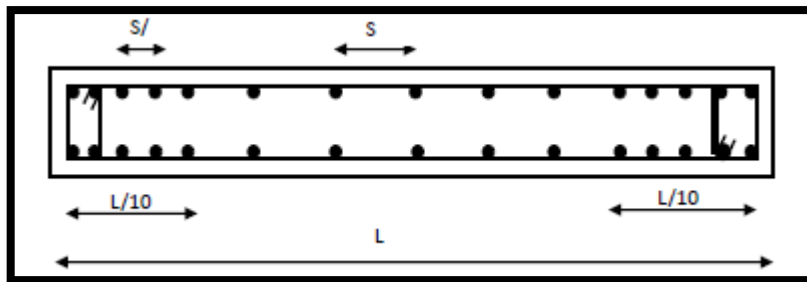


Figure 21: Disposition des armatures verticales (vue en plan).

- **Armatures horizontales**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- **Règles communes**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{v}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

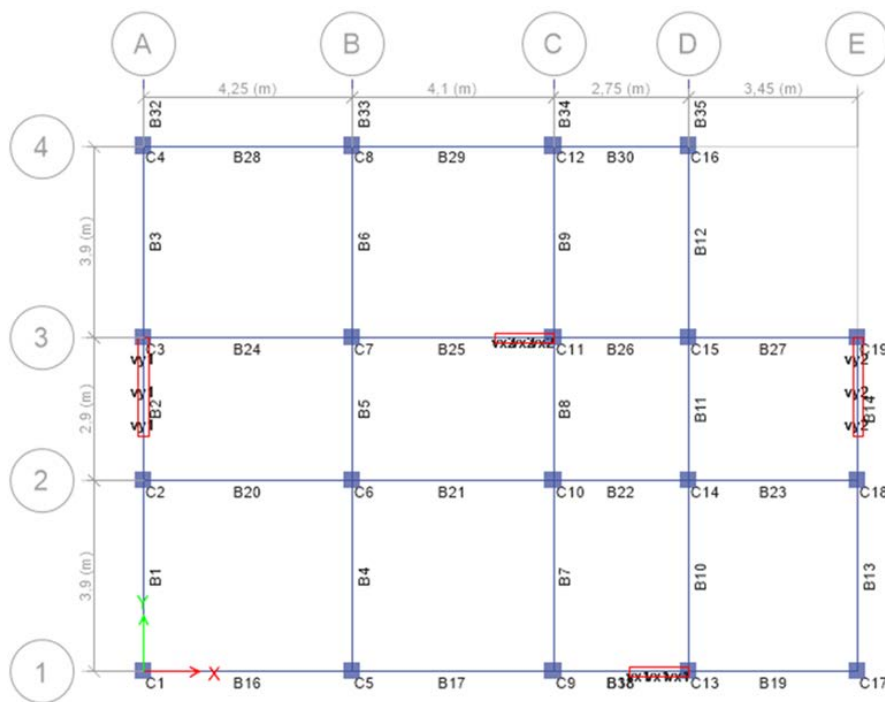


Figure 22 : Repérage des voiles de contreventement

III.4.1 Le ferrillage des voiles

Exemple de calcul :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorable (M ,N) pour une section (e×l).la section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du **RPA**

$$N_{MAX} \rightarrow N_{COR}$$

$$N = 560.1865 \text{ KN}, M = 250 .15 \text{ KN.M}$$

$$L = 1,2 \text{ m}, e = 0,2, d = 1,1 \text{ m}, d' = 0,05 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 7.545 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -2.877 \text{ MPa}$$

$\sigma_{max} > 0$ et $\sigma_{min} < 0$. Donc la section est partialement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation a la flexion simple.

- Calcul des armatures verticales

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 530.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = 0.119$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,159$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.03 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z f_{st}} = \frac{530.24 \times 10^{-3}}{1.03 \times 400} = 12.86 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 12.86 \times 10^{-4} - \frac{530.24 \times 10^{-3}}{400} = -3.96 \text{ cm}^2 \text{ Donc } A_{V1}=0 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des longueurs (tendue et comprimée)**

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.331 \text{ m (partie tendue du voile)}$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.54 \text{ m (partie comprimée du voile)}$$

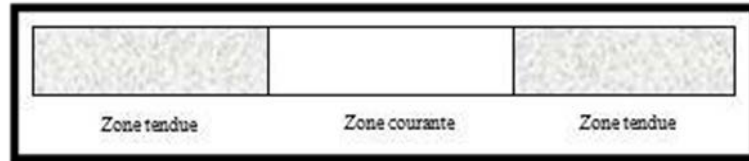


Figure 23 : Zone tendue et courante dans les voiles

- **Armature minimal dans la zone tendue et comprimée**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% (e \times l_t) = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{comp} = 0.1\% (e \times l_c) = 1.08 \text{ cm}^2$$

$M_{max} \rightarrow N_{cor}$: dans ce cas c'est la même combinaison que **$N_{max} \rightarrow M_{cor}$** .

$N_{min} \rightarrow M_{cor}$

$$N = 124.695 \text{ KN. } M = 249.5431 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = 5.718 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = -4.679 \text{ MPa}$$

$\sigma_{max} > 0$ et $\sigma_{min} < 0$. Donc la section est partialement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = 0.54 \text{ m} \quad A_{min} = 2.16 \text{ cm}^2$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.12 \text{ m} \quad A_{min} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{V3} = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max (A_{v1}, A_{v2}, A_{v3}) = 4.25 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\% (e \times l) = 0.15\% (0.2 \times 1.2) = 3.6 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales : $S_t \leq \min (1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

III.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement [RPA, (ART.7.7.2)]

Selon le RPA : il faut majorer l'effort tranchant avec 40%

$$\tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 155.7754 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.1} = 0.9912 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

- **Armatures horizontales**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_H = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,9 \times f_e} \quad S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{On fixe } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_H = \frac{0,9912 \times 0,2 \times 0,2}{0,9 \times 400} = 1,1 \text{ cm}^2 \quad A_{Hmin} = \frac{0,4 \times b \times t}{f_e} = 0,4 \text{ cm}^2$$

✚ Choix des armatures

- Armatures verticales

La section qu'on a calculée on va la mettre dans une face de la zone tendu $A^t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$. En zone comprimée $AZ_c = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- Armatures horizontales

$$A_h = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}$$

Tableau 42 : ferrailage du voile V_{X1} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol1	Entre sol 2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
N(KN)	124.695	499.901	433.498	344.26	230.29	19.03
M(KN.m)	249.543	32.532	24.814	6.46	5.389	34.61
V(KN)	155.77	99.41	87.63	56.31	34.50	31.21
τ (MPa)	0.99	0.63	0.55	0.358	0.22	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	4.25	0	0	0	0	0.6
A_{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$N^{barre}/face$	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.1	0.7	0.605	0.39	0.242	0.209
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 43 : ferrailage du voile V_{X2} dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol1	Entre sol 2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
N(KN)	56.613	156.31	575.10	445.91	297.99	39.35
M(KN.m)	281.55	118.96	11.601	5.08	7.304	33.62
V(KN)	138.53	75.95	79.74	56.16	38.44	30.77
τ (MPa)	0.88	0.483	0.507	0.357	0.244	0.19
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	5.88	0.8	0	0	0	0.3
A_{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$N^{barre}/face$	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.96	0.531	0.557	0.392	0.268	0.209
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 44 : ferrailage du voile V_{Y1} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol1	Entre sol 2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
N(KN)	183.59	463.88	412.31	184.103	106.12	49.44
M(KN.m)	770.63	484.05	325.80	168.74	96.82	71.19
V(KN)	277.94	205.09	176.92	122.09	66.96	37.32
τ (MPa)	1.02	0.754	0.651	0.45	0.246	0.137
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	8.1	0.3	0	0	0	0.32
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
$N^{barre}/face$	5HA16	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.122	0.829	0.716	0.495	0.27	0.15
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 45 : ferrailage du voile V_{Y2} dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol1	Entre sol 2	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
N(KN)	156.04	379.47	426.38	103.31	54.94	20.903
M(KN.m)	586.64	391.34	12.95	115.96	71.27	65.42
V(KN)	223.71	154.62	128.34	87.74	47.48	44.98
τ (MPa)	0.82	0.569	0.472	0.322	0.174	0.16
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	3.8	0.1	0	0.21	0.19	0.54
A_{min} (cm ²)	6	6	6	6	6	6
$N^{barre}/face$	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0.902	0.62	0.52	0.35	0.19	0.176
A_h^{min} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

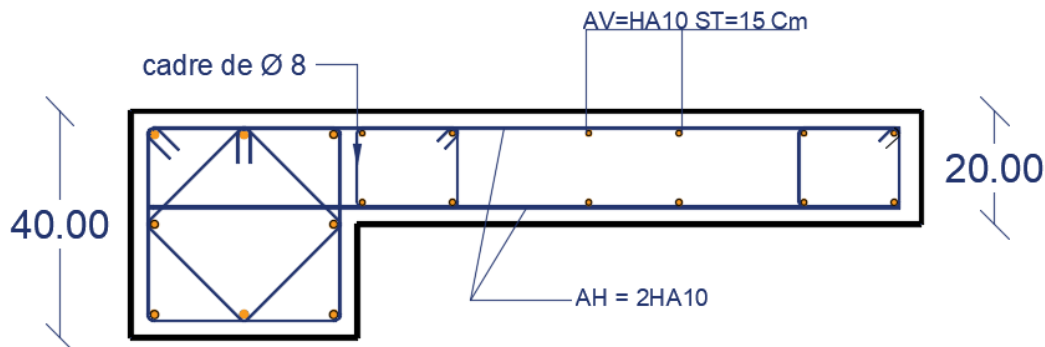


Figure 24 : schéma de ferrailage du voile vx1 (niveau E-sol 1)

III.5 Conclusion

Les résultats de la vérification des poteaux entre les niveaux d'entresol 1 et 2 indiquent clairement que des mesures de renforcement sont nécessaires. Le ferrailage des armatures transversales ne respecte pas les critères du Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003), tout comme le ferrailage longitudinal des poteaux. Il est donc impératif de prendre des mesures correctives pour remédier à ces non-conformités, en procédant notamment au chemisage des poteaux. Le chemisage des poteaux consiste à ajouter une couche supplémentaire d'armatures afin d'améliorer leur résistance et de les rendre conformes aux normes requises. Des informations détaillées sur les procédures de chemisage des poteaux peuvent être consultées dans l'annexe 1. Il convient de souligner l'importance de l'utilisation d'un pachomètre pour mesurer précisément l'épaisseur du béton et vérifier l'espacement des armatures transversales des poteaux. Suite à l'évaluation approfondie des poutres de la structure, Il a été constaté que le ferrailage existant des poutres A (3-4), E (3-4),1 (D-E),2 (A-B),2 (B-C),3 (A-B),3 (C-D), C (3-4) ,3(D-E), B (3-4), A (2-3) ,3(B-C) ,1(C-D), E (2-3) est inférieur aux calculs de ferrailage requis et ne respecte pas le (A min) établies par le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003). Cela signifie que les poutres actuelles ne sont pas assez solides pour faire face aux secousses sismiques prévues, ce qui les rend vulnérables et instables.

IV.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiel

IV.2 Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour l'un des types précédents.

IV.3 Contrainte admissible

- La contrainte admissible est calculée selon la formule suivante :

$$q_a = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F}; \quad F \geq 3 \quad \text{article 3.4(DTR - BC2.331)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} D : \text{encastrement de la fondation} \\ q_u : \text{contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)} \\ \gamma : \text{Poids volumique} \\ F : \text{coefficient de sécurité} \\ q_a : \text{contrainte admissible du sol} \end{array} \right.$$

- Détermination de q_u par l'essai de laboratoire :
- Coefficient de forme :

$$\begin{cases} q_u = S_c \times C \times N_c + \frac{1}{2} \times S_\gamma \times \gamma \times B \times N_\gamma + S_q \times \gamma \times D \times N_q \\ S_\gamma = 1 - 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_c = 1 + 0,2 \times \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \end{cases} \quad \text{Article 3.31 (DTR - BC2.331)}$$

B : largeur de la fondation.

C : cohésion du sol

N_c, N_γ, N_q sont des paramètres sans dimension dépendant de γ , ils sont donnés par le tableau de l'article 3.31 (DTR-BC2.331).

La contrainte admissible est 2 bar à une profondeur de 1,3 m.

IV.4 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- G + Q ± E
 - 0,8×G ± E
- Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :
- 1.35G+1.5Q
 - G+Q

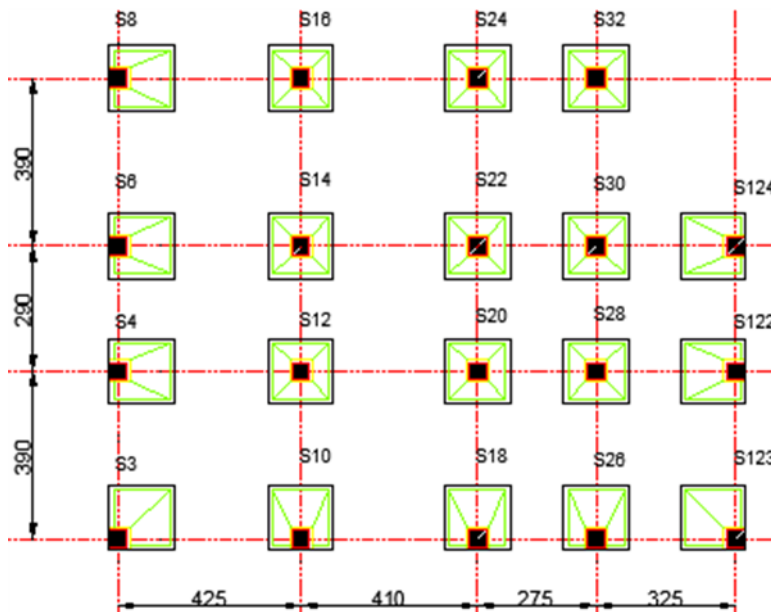


Figure 1: la disposition des semelle isolées

IV.5 Vérification des semelles isolées

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

La vérification à faire : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N_s : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par **ETABS 2016**.

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

La vérification doit entrer à ELS.

$$S = 1.3 \times 1.3 = 1.69 \text{ m}^2 < \frac{749.7}{200} = 3.75 \text{ m}^2$$

Tableau 1 :Vérification des semelles isolées

semelle	Section (m ²)	Effort(KN) ELS	σ_{sol} (kpa)	σ (kpa)
3	1.69	330.27	200	1.65
4	1.69	296.14	200	1.48
6	1.69	363.25	200	1.82
8	1.69	411.99	200	2.06
10	1.69	564.97	200	2.82
12	1.69	749.70	200	3.75
14	1.69	700.64	200	3.50
16	1.69	705.97	200	3.53
18	1.69	367.36	200	1.83
20	1.69	675.51	200	3.38
22	1.69	493.85	200	2.47
24	1.69	594.13	200	2.97
26	1.69	324.96	200	1.62
28	1.69	590.35	200	2.95
30	1.69	455.48	200	2.27
32	1.69	363.81	200	1.81
120	1.69	273.24	200	1.36
122	1.69	277.79	200	1.39
124	1.69	189.68	200	0.95

- Observation

D'après les résultats de ce tableau, il a été constaté que les semelles suivantes n'ont pas été vérifiées : S6, S8, S10, S12, S14, S16, S18, S20, S22, S24, S28, S30, S32. Il est donc essentiel de procéder à une vérification approfondie de ces semelles pour s'assurer de leur conformité et de leur capacité à supporter les charges qui leur sont transmises. Elles doivent être réalisées comme suite :

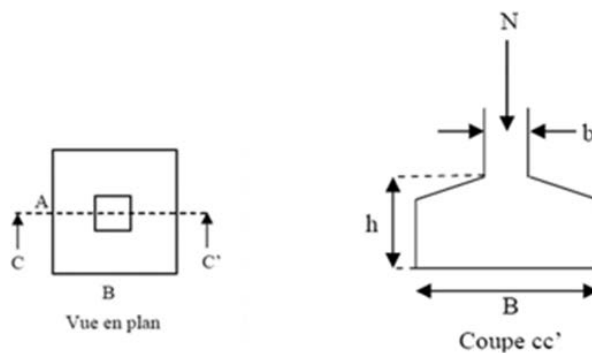


Figure 2 :Semelle isolée

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{749.7}{200} = 3,8209 \text{ m}^2$$

$$A = B > 1,95 \text{ m}$$

On opte: $A = B = 2,1 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{210-40}{4}; \frac{210-40}{4}\right) + 5 = 45\text{cm} \quad \text{On prend : } h = 45\text{cm}$$

- **Vérification en tenant compte le poids de la semelle et l'avant poteau**

On a : $N_t = N_s + P_s$ Avec : $P_s = \gamma_b \times V_{\text{semelle}} = 25 \times 2,1 \times 2,1 \times 0,45 + 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 0,85 = 53,0125\text{KN}$.

$$N_t = 749,7 + 53,0125 = 802,7125\text{KN}$$

- **Vérification de la capacité portante du sol**

Il faut vérifier que : $q_{\text{réf}} < \sigma_{\text{adm}}$

D'après le fascicule 62 : $\frac{A}{6} = 0,33 > \frac{M}{N_t} = \frac{0,0002584}{0,8027125} = 0,321 \text{ cm} \rightarrow$ diagramme trapézoïdale

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,182\text{Mpa} \quad e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0,345\text{mm}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,181\text{Mpa} \quad q_{\text{réf}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 0,182\text{Mpa}$$

e_0 : c'est l'excentricité de la semelle,

N_t : c'est l'effort repris par la semelle,

B : c'est la largeur de la semelle.

$$q_{\text{réf}} = 0,182 \text{ MPA} < \sigma_{\text{adm}} = 0,2 \text{ MPA}$$

On remarque qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement.

- **Vérification de la stabilité de renversement [RPA, Art.10.5.1]**

$$e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}; \quad \frac{M}{N} = 1,02\text{cm} \quad \frac{B}{4} = 50\text{cm} > 0,222\text{cm}$$

- **Vérification du glissement (DTR)**

Il faut que : $H_u = 0,5N_u \geq F_y$ alors : $H_u = 0,5N_u = 0,5 \times 749,7 = 374,85\text{KN} > F_y = 0,3522 \text{ KN}$.

IV.6 Ferrailage de la semelle à l'ELU

Tableau 2: les semelles avec leur effort

La semelle	Effort (KN)	La semelle	Effort (KN)
2	454.26	22	680.33
4	406.91	24	824.99
6	499.66	26	445.26
8	571.61	28	375.32
10	779.43	30	625.51
12	1035.61	32	502.79
14	968.12	120	375.32
16	982.25	122	381.67
18	505.11	124	258.75
20	932.07		

On ferraille avec l'effort maximum

$$N_u = 1035,6122 \text{ KN}; \quad M_u = 0,3464 \text{ KN.M}$$

$N_t = N + P_s = 1035,6122 + 1,35 \times 53,0124 = 1107,17\text{KN}$. D'après le fascicule 62 :

$$\frac{A}{6} = 0,33 > \frac{M_u}{N_u} = 0,033\text{cm} \rightarrow \text{diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,274 \text{ MPA} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) = 0,248 \text{ Mpa}$$

$$q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,267 \text{ MPA} \quad N' = \sigma_{réf} \times A \times B = 1180,43 \text{ KN.}$$

$$B = 2,00\text{m} ; d = 40\text{cm} ; \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa} ; b = 40\text{cm} \quad A_s^A = A_s^B = \frac{N'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 16,96 \text{ cm}^2.$$

- Le calcul du ferrailage à ELS

$$N' = q_{réf} \times A \times B = 815,85 \text{ KN. } B = 2,00\text{m} ; d = 40\text{cm} ; \sigma_{st} = 201 \text{ Mpa} ; b = 40\text{cm}$$

$$A_s^A = A_s^B = \frac{N'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = 31,2 \text{ cm}^2$$

- Condition minimal

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 9,66 \text{ cm}^2 < A_s^A \quad \text{On ferraille avec } A_{calculée}.$$

$$A_x = A_A = A_B = 16\text{HA}16 = 32,17 \text{ cm}^2 \quad St = 15 \text{ cm}$$

- Disposition du ferrailage

Si : $L_s > \frac{A}{4}$ ou $\frac{B}{4} \rightarrow$ Toutes les barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité et comporte des enclaves

courbe. Si : $\frac{A}{8} < L_s \leq \frac{B}{4} \rightarrow$ Toutes les barres doivent être prolongé jusqu'au les extrémités mais

peuvent être droites. Si : $L_s < \frac{B}{4} \rightarrow$ Les barres peuvent être droites et on peut arrêter 1 barres/2 a une

longueur $0,71A$ ou bien alterné des barres de $0,86A$. $L_s = 40\varnothing = 48\text{cm}$. $\frac{A}{8} = 25\text{cm} ; \frac{A}{4} = 50\text{cm} \rightarrow L_s > \frac{A}{4}$

\rightarrow Donc tous les barres doivent être prolongé jusqu'à l'extrémité et comporte des enclaves courbe.

IV.7 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent rigidifier l'ensemble des semelles elles sont soumises à des forces axiale de traction. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont données selon les critères réglementaires suivant : 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3, 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4. Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (25x30) cm². Selon article (10.1.1) RPA 99/2003 Les longrines sont sollicité à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$N_t = \max \left(\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right) \text{ Avec :}$$

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités. α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. On a un site meuble S3 et une zone IIa $\rightarrow \alpha = 15$. Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm , $15\varnothing_l$)

$$\text{ELU} \rightarrow N_t = \frac{1035,6122}{15} = 70,38 \text{ KN} \quad A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{69,04 \cdot 10^{-3}}{348} = 1,983 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS} \rightarrow N_t = \frac{749,7098}{15} = 50,94 \text{ KN} \quad A_s = \frac{N_t}{\sigma_{st}} = \frac{50 \cdot 10^{-3}}{201} = 2,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 4,5 \text{ cm}^2$$

On choisit 6HA12 = 6,79 cm

IV.8 Les Semelles filantes

Après avoir effectué les vérifications des semelles de poteaux, il a été constaté qu'elles nécessitent un renforcement. Les poteaux adjacents aux voiles ont été regroupés avec ces derniers pour former des semelles filantes. On choisit une semelle de largeur B et de longueur L, située sous un voile et poteau.

La surface totale des semelles est donnée par le Modèle de Meyerhof comme suivant :

$$S_s \geq \frac{N}{(L - 2e_0)\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times (L - 2e_0)}$$

N_i : l'effort normal provenant

$$N_2 = 363,2561 \text{ KN}$$

$$N_1 = 496,3611 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^4 N_i = 859,6222 \text{ KN}$$

d : La distance entre le point d'application de la résultante des forces et le point O.

d_G : La distance entre le centre de gravité de la semelle et le point O.

$$\sum N_i d_i = N_1 d_1 + N_2 d_2 = R_s \times d$$

$$R_s = \sum_{i=1}^4 N_i, \quad d = \frac{\sum N_i d_i}{R_s}, \quad e = d_G - d, \quad \sum N_i d_i = 1061.0338 \text{ KN.m},$$

$$d = \frac{1061.0338}{859,6222} = 1,23 \text{ m}$$

$$e = 1.23 - 1.1 = 0.13 \text{ m}, \quad M_G = \Delta M + M_0 \quad / \quad \Delta M = R_s \times e$$

$$M_0 = \sum M_i$$

$$\Delta M = 1061.03 \times 0,13 = 137.93 \text{ KN.m}, \quad M_0 = 3,7031 + 1,4874 = 5.1905 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 137.93 + 5.1905 = 143.12 \text{ KN.m}, \quad e_0 = \frac{M_G}{R_s} = \frac{143.12}{859,6222} = 0,166 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{859,6222}{200 \times (2.2 - 2 \times 0,166)} \rightarrow B \geq 2,3 \text{ m}$$

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles, On prend $B = 2,5 \text{ m}$

La hauteur est donnée par la condition suivante :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{250-40}{4}\right) + 5 = 60 \text{ cm}$$

On prend : $h = 60 \text{ cm}$

- Vérification de la capacité portante du sol

$$\sigma_{max} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) / \sigma_{min} = \frac{N_t}{B^2} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right)$$

$$q_{réf} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \rightarrow q_{réf} = \frac{R_s}{B \times L} + \frac{3 \times R_s \times e}{B \times L^2}$$

$$q_{réf} = 0,175 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$$

On remarque qu'il y a un risque de poinçonnement.

- Vérification de la stabilité de renversement

Selon le [RPA, Art 10.1.5] on doit vérifier que :

$$M_G = 143.12 \text{ KN.m}; \quad N_s = 1155,74 \text{ KN} \quad e_0 = \frac{B}{4} \rightarrow \frac{M_G}{N_s} \leq \frac{B}{4}; \quad \frac{M_G}{N_s} = 12.3 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = 62,5\text{cm} > 12,3\text{cm}$$

- **Calcul du chargement sur la semelle**

$$P_u = q_{réf} \times B = 181 \times 2,5 = 439.53 \text{ KN/ml}$$

- **Ferraillage de la semelle (BAEL91)**

• **Principale**

$$B = 2,5\text{m} ; b = 40\text{cm} ; \sigma_{st} = 201\text{MPa} ; N = 1588,95\text{KN} ; d = 40\text{cm}$$

$$A_s^{''B} = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_s^{''B} = \frac{0,43953(2,5-0,4)}{8 \times 0,4 \times 201} = 14,35\text{cm}^2$$

On a adoptée 11HA 14 = 16,93 cm² → St = 20cm.

• **Secondaire**

On met seulement des aciers de construction $A_s^{''L} = \frac{A_s^{''B}}{3} = 5,64 \text{ cm}^2$ On adopte 12HA8 = 6,03cm² → St = 20cm.

IV.9 Conclusions

Il est crucial de renforcer les semelles S6, S8, S10, S12, S14, S16, S18, S20, S22, S24, S28, S30, S32, dont les sections existantes n'ont pas été vérifiées, afin d'assurer la stabilité et la solidité du bâtiment. Les fondations jouent un rôle essentiel en fournissant une base solide pour soutenir toute la structure. Cependant, nos calculs ont révélé que ces semelles, avec leurs sections existantes, ne sont pas capables de supporter les charges qui leur sont transmises. Pour remédier à cette situation, il est essentiel de procéder au renforcement des fondations. Le chemisage des fondations offre une solution pratique et économique pour renforcer et réparer les fondations existantes. Cette technique permet d'augmenter la stabilité et la durabilité des bâtiments, assurant ainsi la sécurité des occupants et préservant la valeur à long terme des propriétés. Pour obtenir plus d'informations sur les procédures de renforcement des fondations, veuillez-vous référer à l'annexe 1. Il est impératif de prendre ces mesures de renforcement afin de garantir la stabilité et la solidité de l'ensemble du bâtiment, assurant ainsi la sécurité des occupants et préservant la valeur de la propriété à long terme.

Conclusion générale

L'expertise technique et le diagnostic en génie civil sont essentiels pour évaluer la sécurité, la performance et la durabilité des structures et des infrastructures de construction. Ils permettent d'identifier les problèmes, d'évaluer les risques et de proposer des solutions appropriées. Ces processus contribuent à assurer la fiabilité et la durée de vie des ouvrages, tout en garantissant la sécurité des utilisateurs et en optimisant les ressources disponibles.

Suite à une évaluation approfondie, nous avons repéré des défauts de conformité aux réglementations parasismiques algériennes, ce qui demande des mesures immédiates pour renforcer la structure existante. Pour résoudre cette situation, nous avons injecté des voiles de contreventement afin de considérablement accroître leur capacité à résister aux charges sismiques.

Nous avons également souligné l'importance de prendre en considération l'espacement entre les voiles de contreventement et les éléments adjacents, comme les poteaux, lors de l'installation. Un mauvais espacement peut avoir des conséquences graves sur la stabilité de la structure. De plus, l'utilisation d'un pachomètre est indispensable pour garantir l'espacement approprié des armatures longitudinales et transversales, ainsi que pour vérifier leur existence dans les éléments de poteaux et de poutres. Un espacement adéquat des armatures est essentiel pour assurer la résistance et la stabilité de la structure.

En Algérie, il est évident qu'il existe un manque de réglementations spécifiques et cohérentes en ce qui concerne la préservation des bâtiments anciens, ainsi que l'absence de normes de renforcement clairement définies et applicables pour l'ensemble des constructions. C'est un défi majeur pour la sécurité sismique et la préservation du patrimoine architectural du pays.

En conclusion, il est impératif pour des pays comme l'Algérie de mettre en place des réglementations claires concernant la préservation des bâtiments anciens, tout en établissant des normes de renforcement adéquates pour l'ensemble des constructions. Cela contribuera à assurer la sécurité des bâtiments face aux risques sismiques, tout en préservant le riche patrimoine architectural de la nation.

Bibliographie

- [10]. ABOU CHAKRA Farid, mémoire Présenté en vue d'obtenir Le diplôme d'ingénieur Cnam « Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone - comparaison des codes. » Conservatoire national des arts et métiers ISSAE – Centre associé du Liban soutenu le 09 mars 2016.

- [1]. BABAOUI, Y. & BOUKLI HACENE, A.S. Expertise d'un cas pathologique : Lycée Malek Ibn Nabi de Sidi Abedeli. Tlemcen. 1995/1996. 121 p.

- [8]. BELHAMDI, Noureddine. Module : Pathologie des ouvrages et Techniques de Renforcement, Chapitre 2 : Diagnostic et techniques d'auscultation des ouvrages, Université A. MIRA de Bejaia Faculté de Technologie Département de Génie Civil.

- [2]. BOUKHEZAR, Mohcene. Réhabilitation et renforcement des poutres au moyen des Matériaux composites. Constantine. 2009. 123 p.

- [9]. BOUALLA Nabila, mémoire de licence « Réhabilitation des ouvrages en béton armé » Université d'Oran. Année 2011.

- [4]. BOUILLETTE J.P. Protection des constructions en acier contre la corrosion, traité Construction 1983.

- [5]. HAMOUCHI Meryem, mémoire de master II « Pathologie et réparation des Ouvrages en béton armé », Université 8 Mai 1945 Guelma, Année 2013.

- [3]. MEHTA, P.K. ET GERWICK, B.C., Concrete structures, properties and materials, Concrete International, 1982.

- [6]. MAIZI Ibtissam, BENJOUDI Mouslam, mémoire de master II « Réhabilitation des structures en béton armé », Université 8 Mai 1945 Guelma, Année 2013.

- [7]. Grégoire & TCHOUMI Samuel, Réhabilitation des ouvrages en béton armé Dégradés par la corrosion des armatures - NDZANA A KONGO.

- [C.B.A 93] (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé)

- [D.T.R. C2-45] (DOCUMENT TECHNIQUE réglementaire) Règles de conception et de calcul des maçonneries

- [DTR E2.4] (Travaux de maçonnerie de petits éléments)

- [DTR E4-1] (Travaux d'étanchéité des toiture-terrasse et toitures inclinées)

- [Fiche D1-7-GUIDE_AUSCULTATION_OUVRAGE-ART-CAHIER_INTERACTIF-IFSTTAR.PDF]

- [Norme algérienne NA 5071] essais pour béton dans les structures carottes-prélèvement, examen et essais en compression

- [Norme algérienne NA5075] essai pour béton durci résistance à la compression des éprouvettes
- [Norme algérienne NA17004 version 2008] : évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et les éléments préfabriqués en béton
- [Norme algérienne NA17004 version 2022] : évaluation de la résistance à la compression sur site des structures et les éléments préfabriqués en béton
- [Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003)]
- [Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91]

ANNEXES.

TABLE DES ANNEXES

ANNEXE 01 Techniques de réparation et de renforcement	1
ANNEXE 02 Résultats Diagnostique de l'ouvrage.....	25

I. Renforcement par ajout de voiles en béton

Il s'agit d'une technique de renforcement qui consiste à ajouter des voiles en béton armé à un bâtiment qui n'est pas suffisamment contreventé. Cette technique permet de reprendre les efforts horizontaux, d'augmenter la rigidité globale du bâtiment et de réduire l'effet de torsion. Cependant, cette méthode a quelques défauts. Elle peut modifier les espaces intérieurs, transférer les charges vers les zones les plus faibles et potentiellement créer des irrégularités en hauteur. De plus, c'est une intervention lourde dans un bâtiment et les effets de surcharge, notamment sur les fondations, doivent être pris en compte. Les liaisons entre la structure existante et les nouveaux voiles doivent être soigneusement exécutées en scellant des barres de liaison régulièrement espacées dans la structure existante et en les reliant au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts, en traitant les interfaces entre la nouvelle et l'ancienne structure avec un mortier sans retrait. [1]

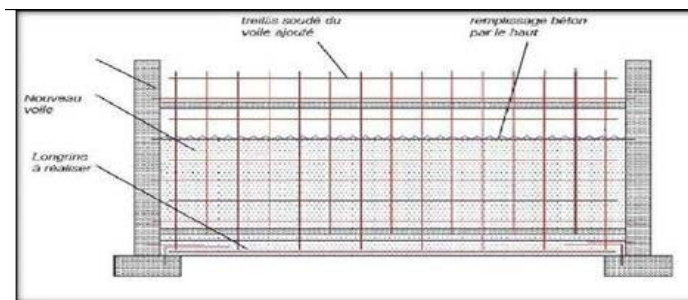
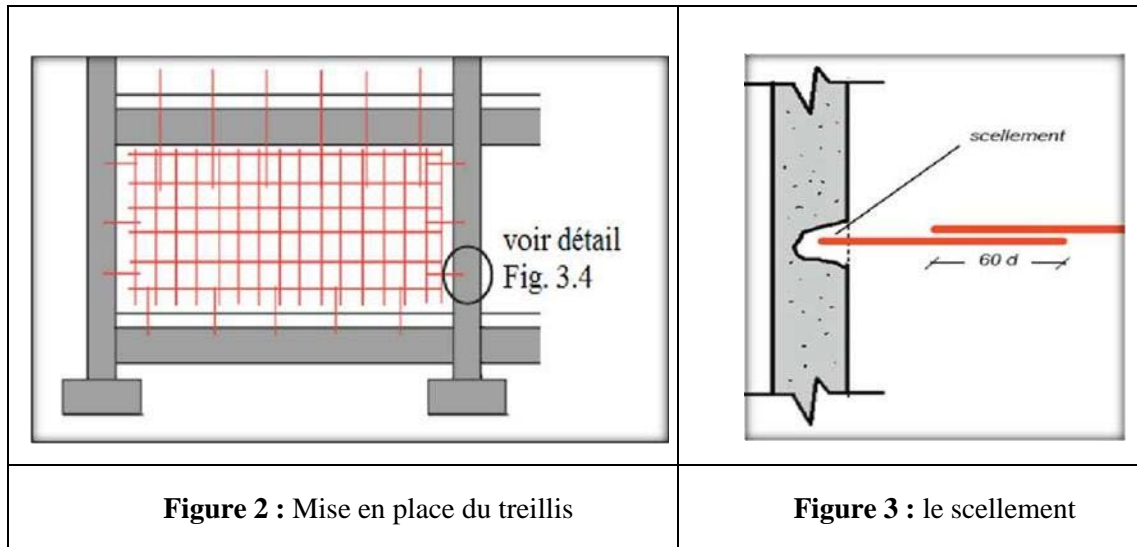


Figure 1: Ajout d'un mur de contreventement

II. Renforcement par des murs de remplissage

Cette méthode de renforcement est spécifiquement utilisée pour les structures en poteaux-poutres, également appelées portiques. Elle consiste à ajouter des voiles en béton armé pour reprendre les efforts horizontaux, augmenter la rigidité globale du bâtiment et réduire l'effet de torsion. Cependant, il s'agit d'une intervention complexe qui peut affecter les fondations du bâtiment et doit être soigneusement planifiée. Cette méthode peut également être utilisée pour remplir les ouvertures, telles que les murs de façade, afin de leur donner une fonction de contreventement. Pour réaliser cette technique, il est nécessaire de sceller les armatures de continuité et les barres de liaison, de mettre en place le ferrailage du voile avec un treillis soudé, de coffrer et de couler le béton en prenant soin d'assurer une bonne liaison entre la poutre et le voile. [1]

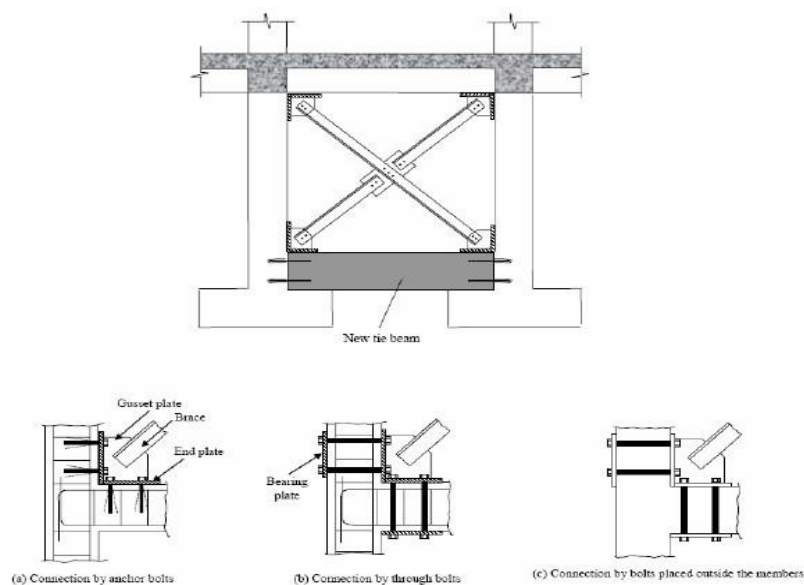


III. Renforcement par des murs en ailes

Lorsqu'on souhaite renforcer la résistance latérale d'un poteau contre les forces sismiques ou si les conditions d'utilisation ne permettent pas la construction d'un mur de renforcement complet, on peut opter pour des éléments de voiles ou d'ailes de chaque côté du poteau, avec une bonne liaison entre eux. Il est également important d'ancrer ces nouveaux éléments dans l'infrastructure existante pour assurer leur efficacité. [2]

IV. Renforcement par insertion de palées métalliques triangulées

On peut renforcer une structure en béton armé existante en utilisant des palées métalliques triangulées. Il est important de bien réaliser les liaisons entre les éléments en acier et les éléments en béton [3]



V. Technique Dissipation d'énergie (dispositifs amortisseurs)

Il existe actuellement de nombreuses techniques de renforcement parasismique, parmi lesquelles on peut distinguer deux types d'amortisseurs : les amortisseurs

à frottement et les amortisseurs visqueux. Ces derniers font partie des nouvelles techniques, et ont pour rôle de dissiper une quantité importante d'énergie lors d'un séisme, permettant ainsi de réduire les amplitudes d'oscillation et les charges sismiques. [3]

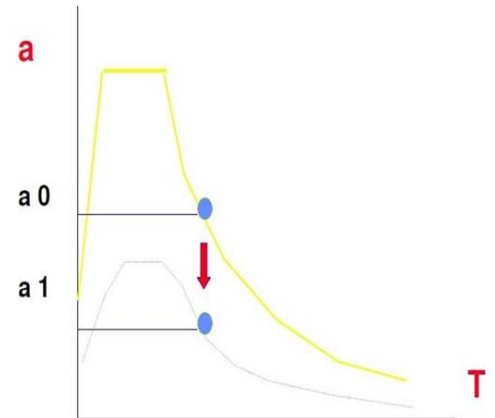


Figure 4 : exemple d'amortisseur à frottement

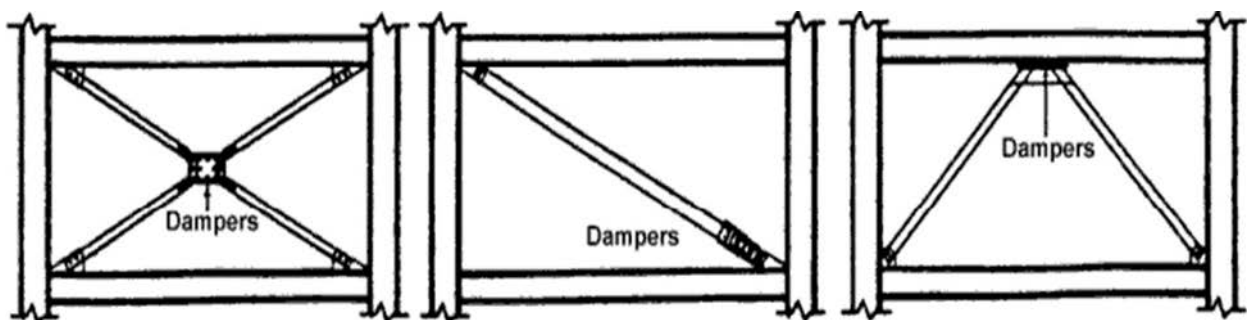


Figure 5 : frottement et les méthodes de mise en œuvre

V.1 Action d'un amortisseur à friction :

Lorsque la tension exercée sur les contreventements force le mouvement de l'amortisseur, ce mécanisme permet de réduire la déformation de l'autre contreventement et ainsi prévenir le flambement. [3]

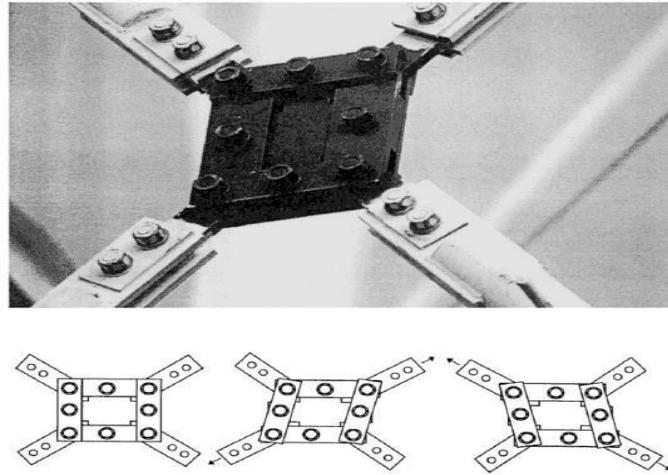


Figure 6 : amortisseur a friction

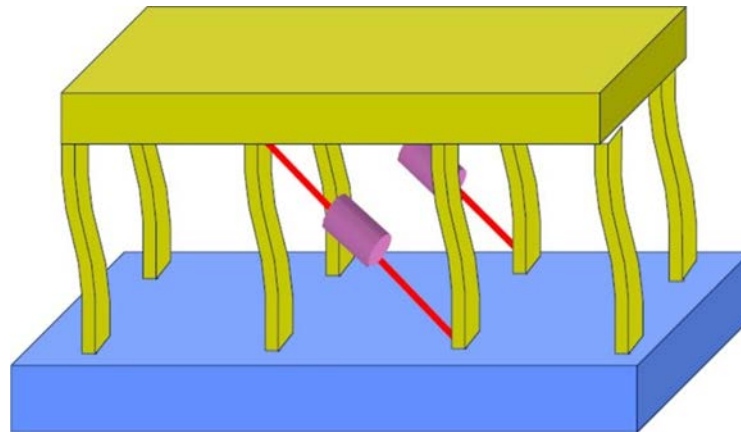
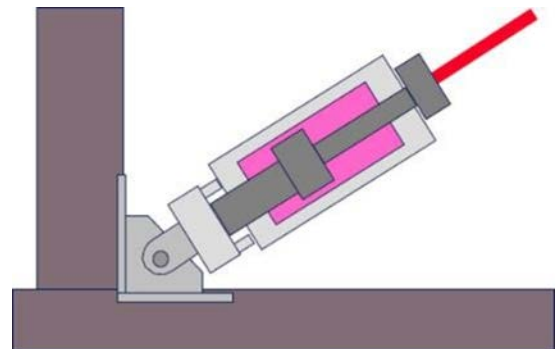


Figure 7 : Amortisseurs visqueux

V.2 Amortisseurs visqueux

Ces systèmes sont généralement composés de tiges ou de poutres reliées à la structure principale et immergées dans un matériau à haute densité mais

Déformable tel que le bitume à haute viscosité, le plomb (qui possède la capacité de se recristalliser après déformation) ou l'huile de densité élevée. [3]



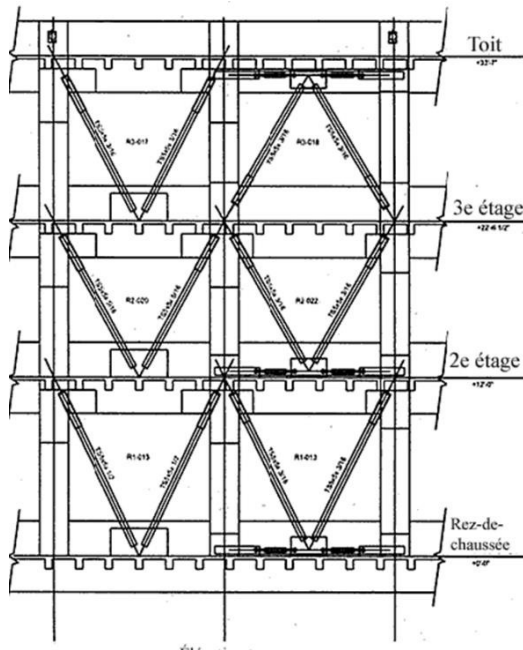


Figure 8 : Amortisseurs visqueux

VI. Techniques de renforcement des éléments

VI.1 Renforcement des poteaux :

Les méthodes les plus couramment employées pour réparer et/ou renforcer les poteaux sont les suivantes :

❖ Injection :

Cette méthode est employée lorsque les seuls dommages apparents sur les poteaux sont des fissures. Des injecteurs sont placés le long des fissures autour des poteaux. Le débit, la pression d'injection et l'espacement des injecteurs sont ajustés en fonction de l'ampleur des fissures. [4]



Figure 9 : La réparation d'une fissure à l'aide d'une injection

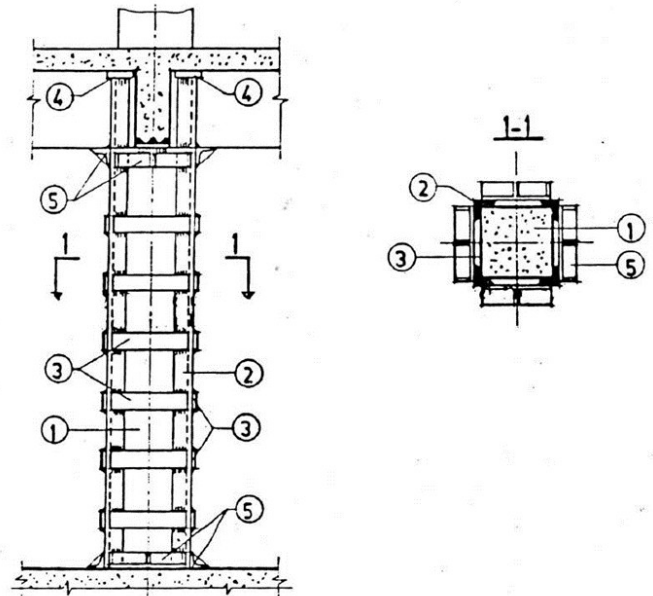
❖ **Gainage :**

Le gainage du béton peut être réalisé par deux méthodes :

➤ **Gainage métallique**

La méthode du gainage métallique consiste à envelopper le poteau en béton armé avec un treillis métallique constitué de fers plats pour les montants et de cornières pour les membrures verticales. Cette structure métallique est ensuite recouverte d'un enduit

de ciment. Cette technique permet une mise en œuvre rapide sur site, car les éléments métalliques peuvent être fabriqués en atelier. [3]



1 - Poteau existant; 2 - Cornières métalliques; 3 - Fer plat; 4 - Cales métallique; 5 - Cornières

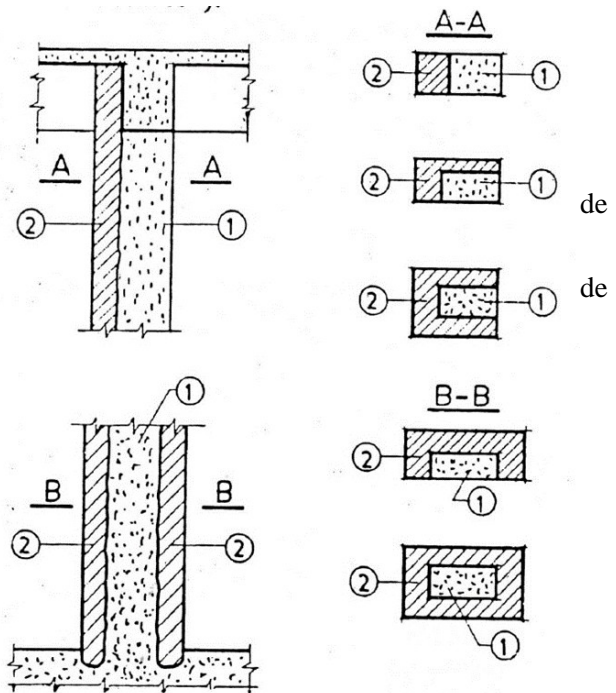


Figure 10 : Renforcement de poteaux au moyen de profils métallique

➤ **Gainage en béton armé (chemisage)**

La technique en question est appelée "gainage" et vise à restaurer ou à augmenter la section d'un élément structurel en service, principalement pour

ceux travaillant en compression. Pour un poteau, cette technique implique l'enveloppement d'une, deux, trois ou quatre faces de sa section. Toutefois, pour garantir une bonne rigidité en cas séisme, il est recommandé de procéder au gainage des quatre faces du poteau. Le choix de la méthode gainage dépend de l'espace disponible autour du poteau et peut être réalisé par coulage ou projection de béton après avoir enlevé le béton endommagé et les armatures corrodées. [3]



1 - Poteau existant; 2 - Gaine en béton.

- **Mise en œuvre :**
- **Préparation des surfaces :**

Pour que la nouvelle partie de béton adhère correctement à l'ancien béton, il est nécessaire de rendre la surface de ce dernier rugueuse en la piquant. Il est également important d'éliminer tout béton endommagé et de procéder à un nettoyage minutieux à l'aide d'un jet d'eau puissant pour éliminer les poussières. [3]

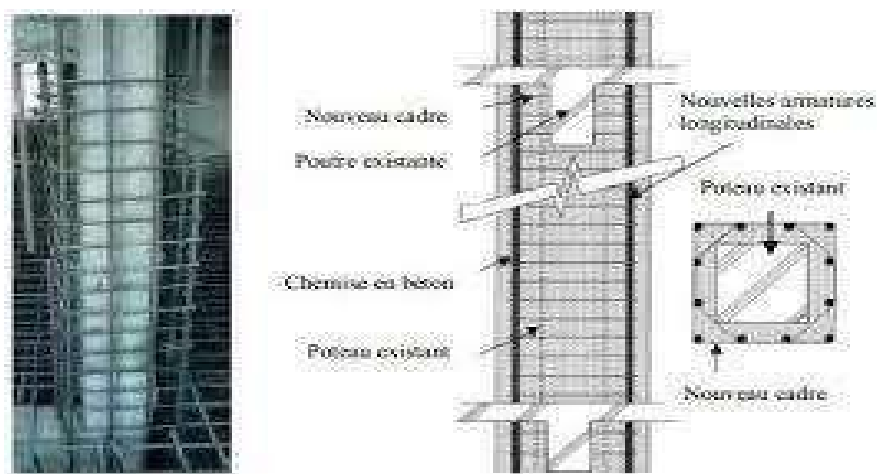


Figure 11 : Méthode Préparation des surfaces

- **Le ferrailage :**

Le renforcement de la gaine est réalisé sur place en positionnant les armatures nécessaires en fonction des besoins en résistance et en rigidité. Les diamètres et les quantités des aciers sont soigneusement sélectionnés pour garantir l'efficacité de la réparation. [3]

- **Le bétonnage :**

Pour garantir un remplissage optimal de la gaine, il est recommandé d'utiliser un béton fluide qui peut être mis en place par déversement par trémie ou tout autre procédé approuvé. Cependant, il convient de prendre en compte l'espace limité de la gaine et donc d'adapter la granulométrie du béton pour permettre un passage facile entre les armatures. [3]

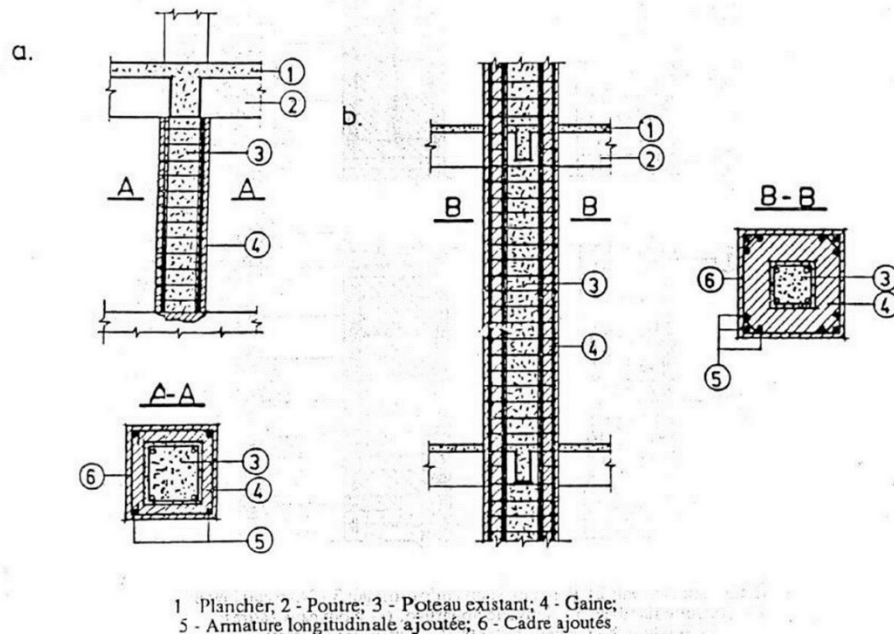


Figure 11 : Gainage en béton armé pour poteaux rectangulaires [3]

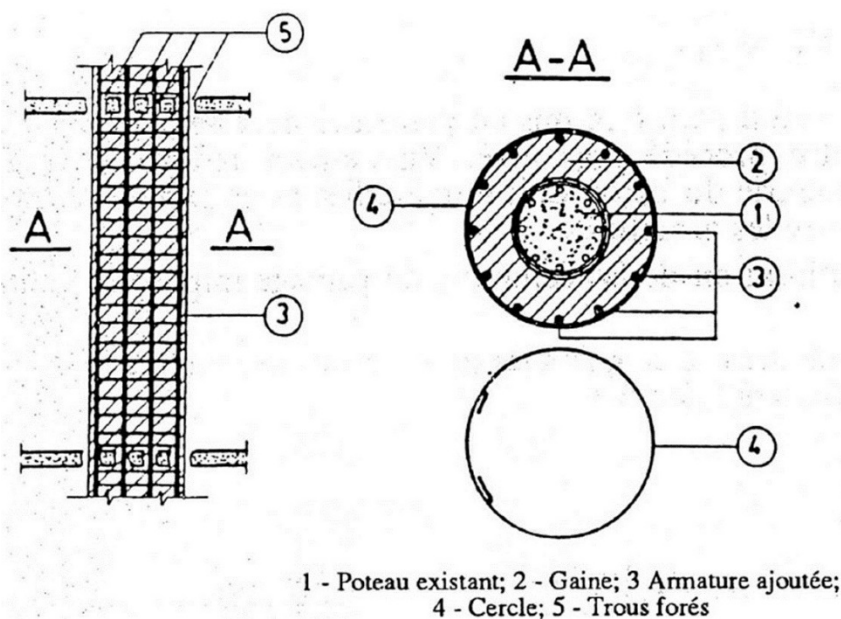


Figure 12 : Gainage en béton armé pour poteaux circulaires [3]

➤ **Chemises en acier :**

Les chemises en acier constituent une technique moderne qui peut être utilisée pour renforcer la résistance sismique ou réparer les poteaux en béton armé.

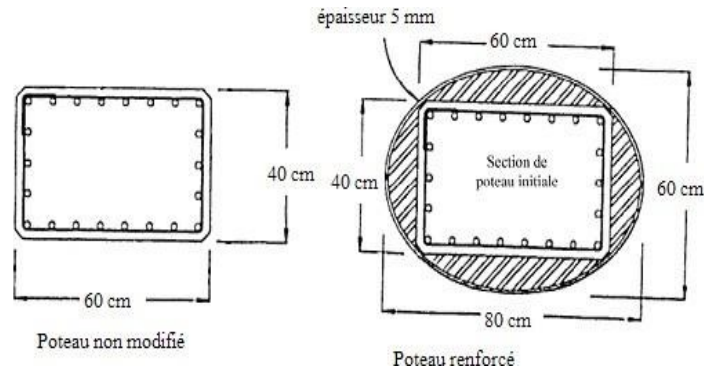


Figure 13 : Renforcement d'un poteau rectangulaire [3]

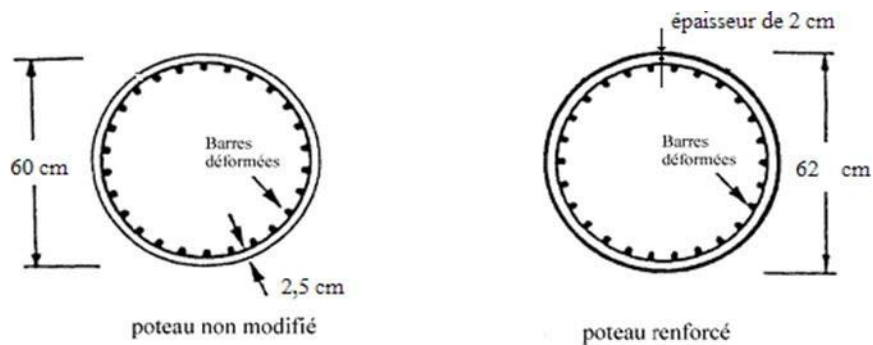


Figure 14 : Renforcement d'un poteau circulaire [3]

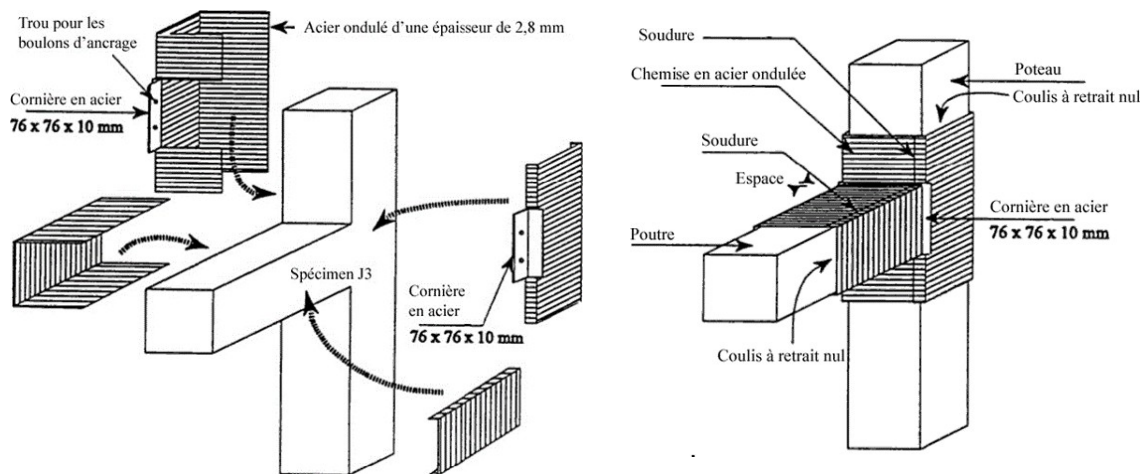


Figure 15 : Chemisage des zones nodales poteaux-poutres Application particulière pour les cadres sans dalles [3]

➤ **Précontrainte latérale (transversale)**

Il s'agit d'une nouvelle technique développée par l'Université d'Ottawa qui consiste à utiliser des bandes d'acier à haute résistance pour renforcer les poteaux. [3]

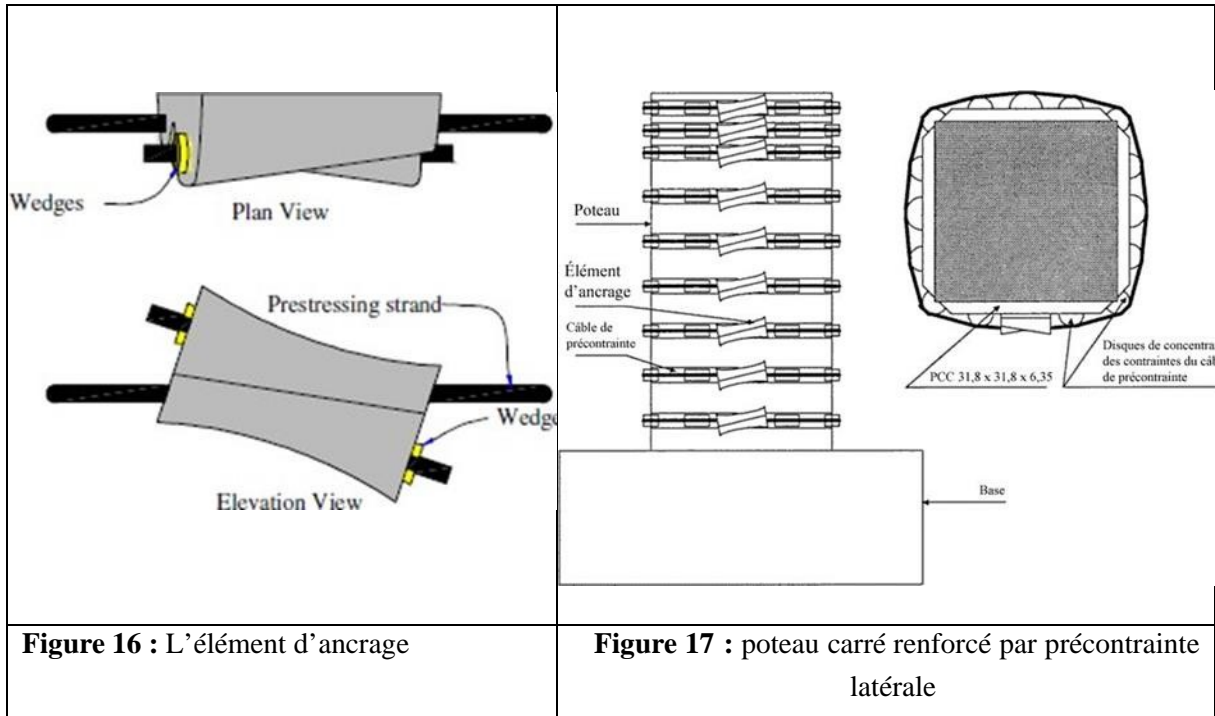
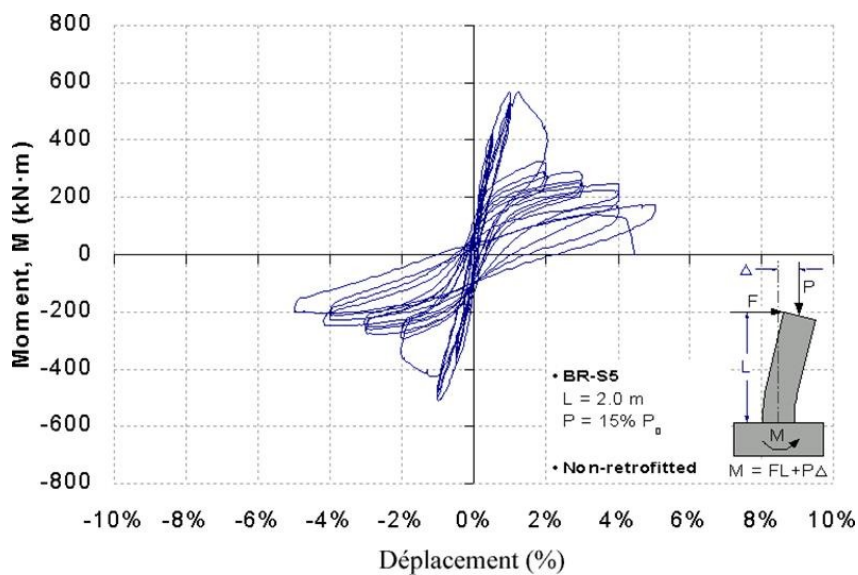
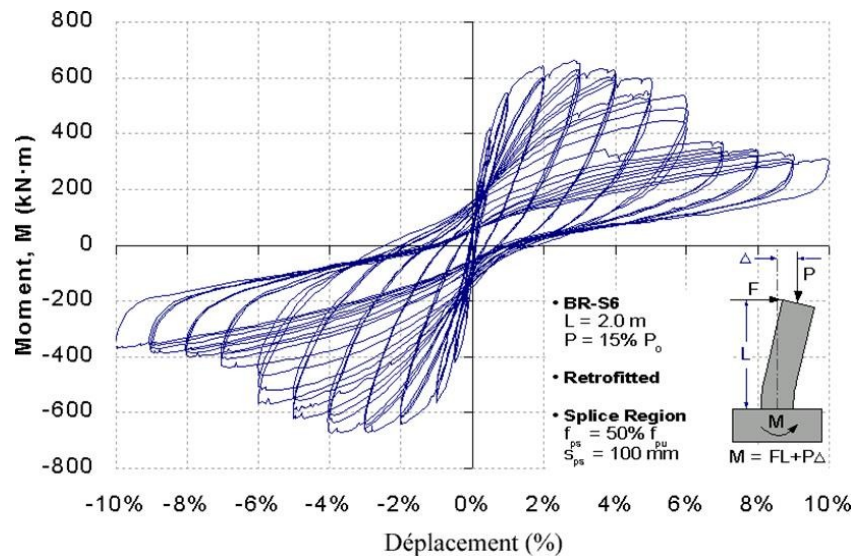


Figure 16 : L'élément d'ancrage

Figure 17 : poteau carré renforcé par précontrainte latérale



➤ **Réponse mécanique d'un poteau carré non renforcé [3]**



- Réponse mécanique d'un poteau carré renforcé par précontrainte latérale [3]

VI.2 Renforcement des poutres :

➤ Gainage :

Il est possible de réaliser le gainage sur la retombée de la poutre ou bien de l'envelopper entièrement. Dans tous les cas, les nouveaux matériaux utilisés doivent avoir une résistance au moins équivalente à celle des matériaux existants. Les aciers longitudinaux doivent être ancrés dans les poteaux, tout en respectant les critères de dimensionnement et d'espacement. [4]

➤ Gainage en béton armé.

Pour les poutres, il est possible de réaliser le gainage sur une, trois ou quatre faces de la poutre (voir Figure 19) Le béton armé utilisé pour la gaine doit respecter les critères suivants :

- Les nouveaux matériaux utilisés doivent avoir une résistance égale ou supérieure à celle des matériaux d'origine de la poutre.
- L'épaisseur de la gaine ne doit pas être inférieure à 4 cm si le béton est projeté, ou 8 cm si le béton est coulé.
- Les aciers de la gaine doivent être ancrés dans la poutre.
- Dans les zones nodales dont la longueur est égale à 4 fois la hauteur de la section de la poutre, l'espacement entre les aciers transversaux ne doit pas dépasser le quart de la hauteur de la section.



Figure 19 : Renforcement des poutres en acier

VII. Restitution de la capacité portante vis à vis des charges verticales

En utilisant des tiges métalliques et des cadres extérieurs, il est possible de rétablir la résistance d'une poutre à l'effort tranchant. Cette méthode implique l'utilisation de cadres verticaux ou inclinés. [5]

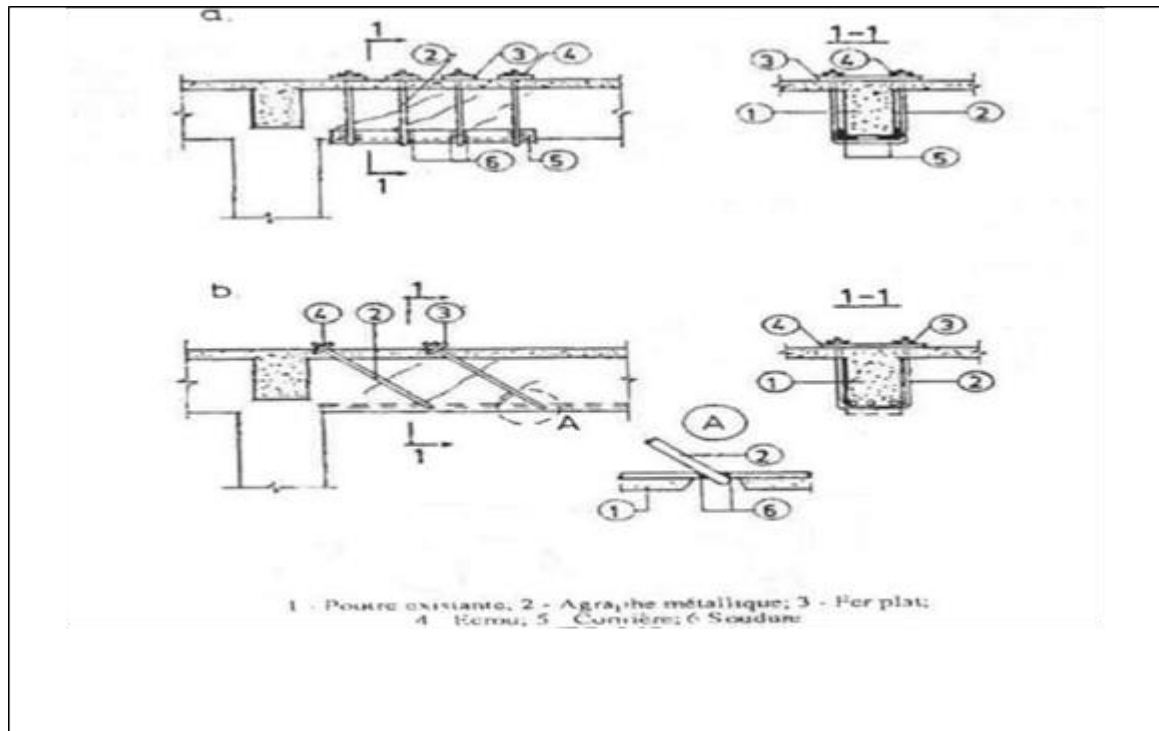


Figure 18 : Restitution de la capacité portante vis à vis des charges verticales

VII.1 Renforcement des planchers :

Les planchers ont pour fonction première de supporter les charges verticales, mais ils jouent également un rôle essentiel dans la structure en tant qu'éléments de contreventement. Ainsi, ils doivent avoir une résistance et une rigidité suffisantes. Les dommages subis par un plancher sont généralement localisés aux endroits où des efforts sismiques se concentrent, tels que les ouvertures. La réparation est alors effectuée après les dommages subis, tandis que le renforcement peut être réalisé lorsque le plancher est mal dimensionné ou pour augmenter sa rigidité dans les zones où de nouveaux murs sont ajoutés. Pour les réparations locales, des résines époxy ou des coulis de ciment peuvent être injectés pour colmater les fissures. Il est également possible de procéder à une réparation en remplaçant le béton endommagé par du béton frais dans les zones touchées. Les solutions préconisées dépendent de l'importance des dégâts constatés.

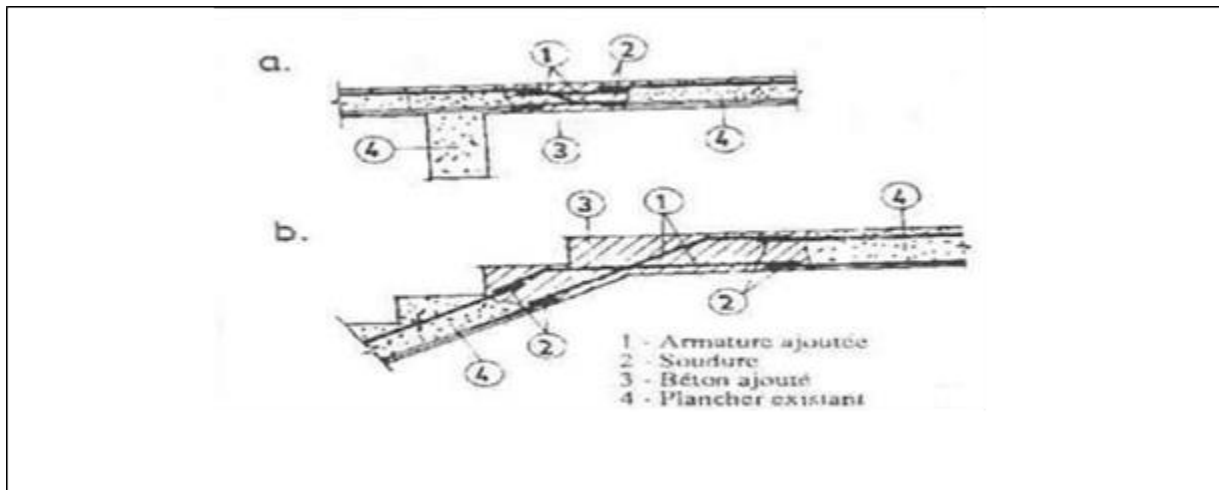


Figure 19 : Procédé au remplacement des aciers rompus et du béton ; utiliser L'injection des résines

- **Injection :**

L'injection est recommandée lorsque le plancher présente uniquement des fissures, et l'utilisation de résines époxy est préconisée.

- **Gainage :**

Le plancher doit être entièrement gainé en recouvrant toute sa surface, soit par projection du béton en-dessous, soit par coulage du béton au-dessus. Le support doit être préparé de manière appropriée, et les nouveaux aciers doivent être liés à la structure existante en respectant les critères de dimensionnement et d'espacement. [4]



Figure 20 : Renforcement de plancher de profiles métallique



Figure 21 : Renforcement de plancher en béton armée

VII.2 Renforcement des murs en maçonnerie :

Les murs en maçonnerie peuvent subir des dégradations telles que des fissures, des désintégrations ou des dommages plus importants. Différentes méthodes de réparation peuvent être mises en œuvre, notamment :

- L'injection et la réhabilitation des éléments endommagés
- La réparation des intersections de murs par l'utilisation de briques ou de moellons pour les lier, ou par l'insertion de fers plats pour recoudre les fissures
- Le gainage

La précontrainte externe [5]

VII.3 Renforcement des fondations :

La réparation ou le renforcement des fondations représente une opération complexe et coûteuse en raison de son exécution dans le sol. Pour renforcer les semelles, il est possible d'augmenter la surface de contact avec le sol en créant une ceinture rigide qui entoure la semelle isolée. Une autre méthode de renforcement consiste à introduire de nouvelles fondations en ajoutant de nouveaux éléments à la superstructure, tels qu'un voile ou un élément similaire. Dans tous les cas, il est essentiel de réaliser des liaisons soigneuses entre les fondations existantes et les nouvelles. [5]



Figure 22 : Renforcement de fondations existantes

VII.4 Renforcement par l'introduction de nouvelles fondations :

Il est souvent nécessaire d'introduire de nouvelles fondations pour renforcer un ouvrage avec des murs en béton armé ou des éléments similaires (Fig. 23 et 24). Une attention particulière doit être portée à l'incorporation de la semelle existante dans la nouvelle structure de fondation ainsi qu'au comportement de l'ensemble. L'ancrage des aciers principaux du mur dans la fondation est crucial et doit être réalisé avec soin. Des techniques telles que l'utilisation d'épaulements et de barres d'ancrage peuvent être employées pour assurer une liaison solide entre les fondations existantes et les nouvelles. [5]



Figure 23: Renforcement par l'introduction de nouvelles fondations

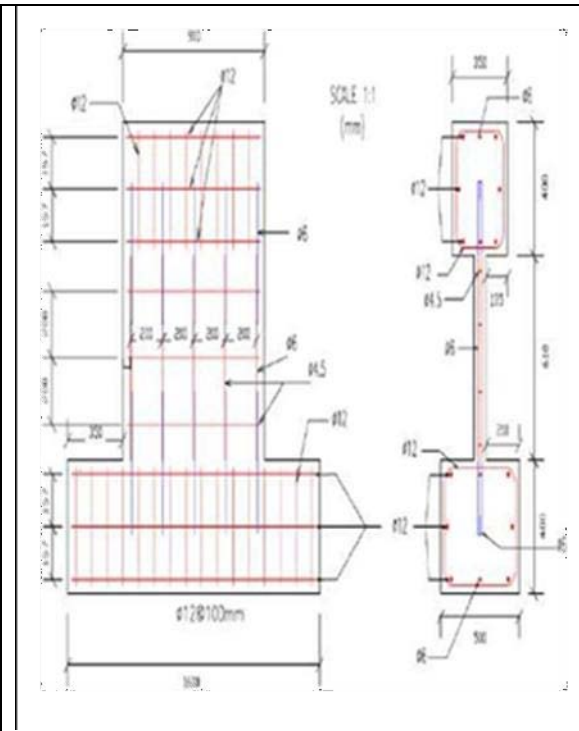


Figure 24 : Renforcé par des mursen béton armé

✚ Caractéristiques des produits de renforcement :

Les produits de renforcement utilisés doivent posséder certaines qualités vis-à-vis d'un béton dégradé, telles que décrites ci-dessous [6]

a) Ils doivent être compatibles avec le support en ayant :

- Un retrait plastique limité pour les liants hydrauliques, afin d'éviter l'apparition de fissures durant la prise et le durcissement. L'ajout de fibres de polypropylène permet de répartir la fissuration sous forme de microfissures, mais il est important de prendre des précautions particulières lors de la mise en œuvre, notamment en humidifiant le support et en le protégeant contre la dessiccation.
- Un retrait limité pour les liants hydrauliques, de manière à éviter la formation de fissures ou de décollement de l'interface entre le produit de renforcement et le béton renforcé.
- Une adhérence au béton support au moins égale à celle du béton renforcé, ainsi qu'une adhérence aux armatures métalliques initiales ou rajoutées.
- Des résistances mécaniques à la compression et à la traction similaires ou supérieures à celles du béton de support.
- Un coefficient de dilatation le plus proche possible de celui du béton support.

b) Ils doivent présenter une durabilité face aux conditions environnementales, notamment :

- Les principaux agents agressifs qui participent à la corrosion des armatures, tels que les chlorures, les sulfates, le gaz carbonique et l'oxygène.
- Les vecteurs de ces agents agressifs, à savoir l'air et l'eau.

- Une compacité suffisante pour obtenir une imperméabilité garantie, permettant de résister à la carbonatation, c'est-à-dire à la pénétration du gaz carbonique contenu dans l'air, qui provoque la corrosion des armatures. Cette caractéristique dépend notamment de la formulation du produit de renforcement, mais également de sa mise en œuvre et de sa mise en place.
- Une résistance aux sulfates, apportés par l'eau de mer, les sols riches en gypse ou le sel de déverglaçage utilisé en hiver. En présence de sulfates dans un milieu alcalin comme le béton, des hydrates expansifs (ettringite) se forment, entraînant à terme la ruine du béton. Il est donc important de prendre cet élément en compte lors de la formulation du produit de renforcement, en choisissant les ciments adaptés, que ce soit en usine ou sur le chantier.
- Une résistance aux chlorures, apportés essentiellement par l'eau de mer et le sel de déverglaçage. Les chlorures migrent dans le béton et se transforment en acide chlorhydrique, provoquant la corrosion des armatures.
- Une résistance aux cycles de gel et dégel, indispensable pour ces produits de renforcement à base de liant hydraulique. Il est donc nécessaire d'utiliser un entraîneur d'air pour répondre à cette exigence.

VIII. Réparation des fissures

Les fissures fonctionnelles ne nécessitent pas de traitement, à condition que les sollicitations restent dans les limites de calcul et que le fonctionnement de l'ouvrage soit conforme à la modélisation initiale. En cas de problème, il faut consolider ou modifier les éléments concernés pour assurer un fonctionnement correct. [7]

Les fissures accidentelles doivent généralement être traitées, surtout si leur ouverture dépasse les limites indiquées précédemment. Le choix du traitement dépend de l'objectif recherché, comme éviter la corrosion des armatures, empêcher l'eau de traverser une paroi ou corriger un défaut d'aspect extérieur. Les solutions courantes sont les suivantes :

- La protection de surface avec un revêtement imperméable ou étanche pour supprimer le défaut de protection des armatures.
- Le rebouchage des fissures élargies avec une pâte de ciment additionnée de résines ou des mastics appropriés.
- L'injection des fissures avec des coulis de ciment ou des résines synthétiques, qui nécessite un nettoyage préalable des fissures au moyen d'un jet d'eau sous pression et éventuellement d'un détergent, ainsi qu'une humidification ou un séchage des fissures en fonction du produit injecté.

➤ **Projection du béton :**

Il s'agit d'une technique largement utilisée pour renforcer des structures ou des éléments structurels insuffisants ou pour réparer des structures ou des éléments défailants, mais elle nécessite une mise en œuvre soignée. On peut associer la projection de béton avec le rajout d'armatures d'acier pour renforcer davantage la structure. Cette méthode peut être réalisée soit par voie sèche, soit par voie humide.

Le procédé par voie sèche est recommandé pour la réparation d'ouvrages car il permet de recueillir un béton très compact. Il faut toutefois procéder à un repiquage ou à une démolition des surfaces de béton si les dégradations sont profondes, sinon on peut utiliser le procédé de sablage pour les dégradations superficielles. Les matériaux d'adjonction ou de rajouts doivent être de qualité égale ou supérieure à celle des matériaux d'origine de la structure.

Pour obtenir une couche compacte, il est important de tenir la lance de projection perpendiculairement à la surface à traiter, à une distance moyenne de 1,2 m, et de réaliser un enrobage régulier en effectuant un nombre de passes aussi faible que possible. Il est déconseillé de projeter verticalement vers le bas ou de talocher. [8]



Figure 25 : Renforcement au moyen de béton projeté

✚ Description des deux méthodes :

a) Projection par voie sèche :

La lance de projection éjecte le mélange à une vitesse d'environ 100m/s. Les éléments légers, tels que l'eau, les fines et le ciment, ralentissent plus rapidement que les gros granulats. Ainsi, une fine couche de pâte se forme sur la surface d'application, retenant immédiatement les granulats fins, tandis que les gros granulats rebondissent initialement. Au fil du temps, cette couche épaisse et les gros granulats la "martèlent" jusqu'à ce qu'ils soient retenus, ce qui résulte en un serrage énergique et une bonne adhérence grâce à la richesse en ciment de la zone de contact avec la surface d'application. Le dosage initial en ciment peut être réduit en raison de l'enrichissement en ciment près de la surface, mais les normes recommandent un dosage minimum de 280 kg/m³ de ciment ayant une résistance à la compression supérieure à 25 MPA.

b) Projection par voie mouillée :

Le béton projeté par voie humide présente une vitesse de transport et de projection inférieure à 1m/s, ce qui est considérablement plus lent que la projection à voie sèche. Contrairement à la projection à voie sèche, le mélange du béton projeté par voie humide a sa composition définitive au moment de la projection, ce qui évite tout surdosage dans la zone de contact avec la surface d'application. Cependant, pour obtenir des performances mécaniques similaires à celles du béton projeté par voie sèche, il est nécessaire d'augmenter le dosage en ciment. Les adjuvants peuvent être utilisés pour atteindre la maniabilité souhaitée tout en réduisant le dosage en eau autant que possible. Le béton projeté par voie humide aura une consistance qui nécessitera un affaissement au cône d'environ 12 cm.

✚ Avantages des deux méthodes :

En utilisant la méthode de projection de béton par voie sèche, il est possible d'utiliser des granulats de grande taille allant de 15 à 20 mm et d'avoir un dosage en ciment relativement faible. Cette technique permet également une pénétration en profondeur dans les pores de la surface d'application. En revanche, en utilisant la méthode de projection par voie mouillée, la couche projetée a une composition uniforme

et il n'y a pas de rebondissement violent des granulats.

✚ **Inconvénients des deux méthodes :**

a) Par voie sèche :

- Il y a des pertes importantes de volume du béton projeté dues au rebondissement.
- La production de poussières est un inconvénient.

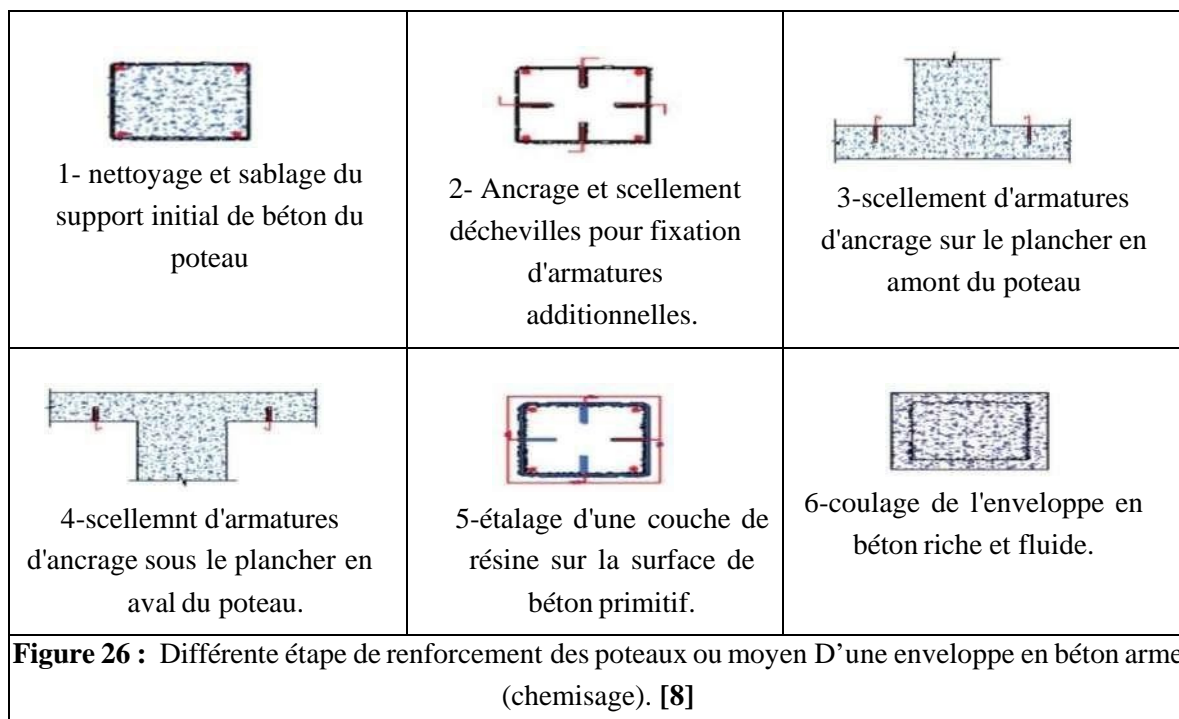
b) Par voie mouillée :

- Pour obtenir la plasticité nécessaire, le dosage en eau et en ciment est plus élevé.
- Le compactage est faible.
- Des accélérateurs de prise sont nécessaires.

IX. Chemisage des sections de béton

Le procédé courant pour renforcer un élément consiste à augmenter sa section en appliquant une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément d'origine. L'utilisation d'un micro-béton auto-compactant pour remplir les vides sans recourir à des vibrations peut être nécessaire. Il est primordial de bien préparer la surface de l'élément existant en effectuant des décaissés pour améliorer la transmission des forces, en utilisant une peinture primaire de résine époxy sur les surfaces, et en mettant en place des armatures si nécessaire avant de couler ou de pomper le béton.

Dans les cas où un chemisage complet de l'élément existant n'est pas possible, d'autres techniques doivent être employées. Par exemple, le renforcement peut être effectué à l'aide de plaques métalliques ou en épaississant l'élément en béton sur deux faces opposées. Les éléments de renforcement doivent être solidement ancrés dans le béton existant, soit par boulonnage dans le cas de plaques métalliques, soit par ancrage pour le béton ajouté. Ces techniques doivent être soigneusement choisies pour s'adapter à chaque situation spécifique.



IX.1 Les inconvénients de chemisage :

Les désavantages du renforcement par ajout de béton sont les suivants : il faut noter que le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section de béton (chemisage) affecte la masse de la structure directement, contrairement aux autres méthodes de renforcement qui sont relativement plus légères.

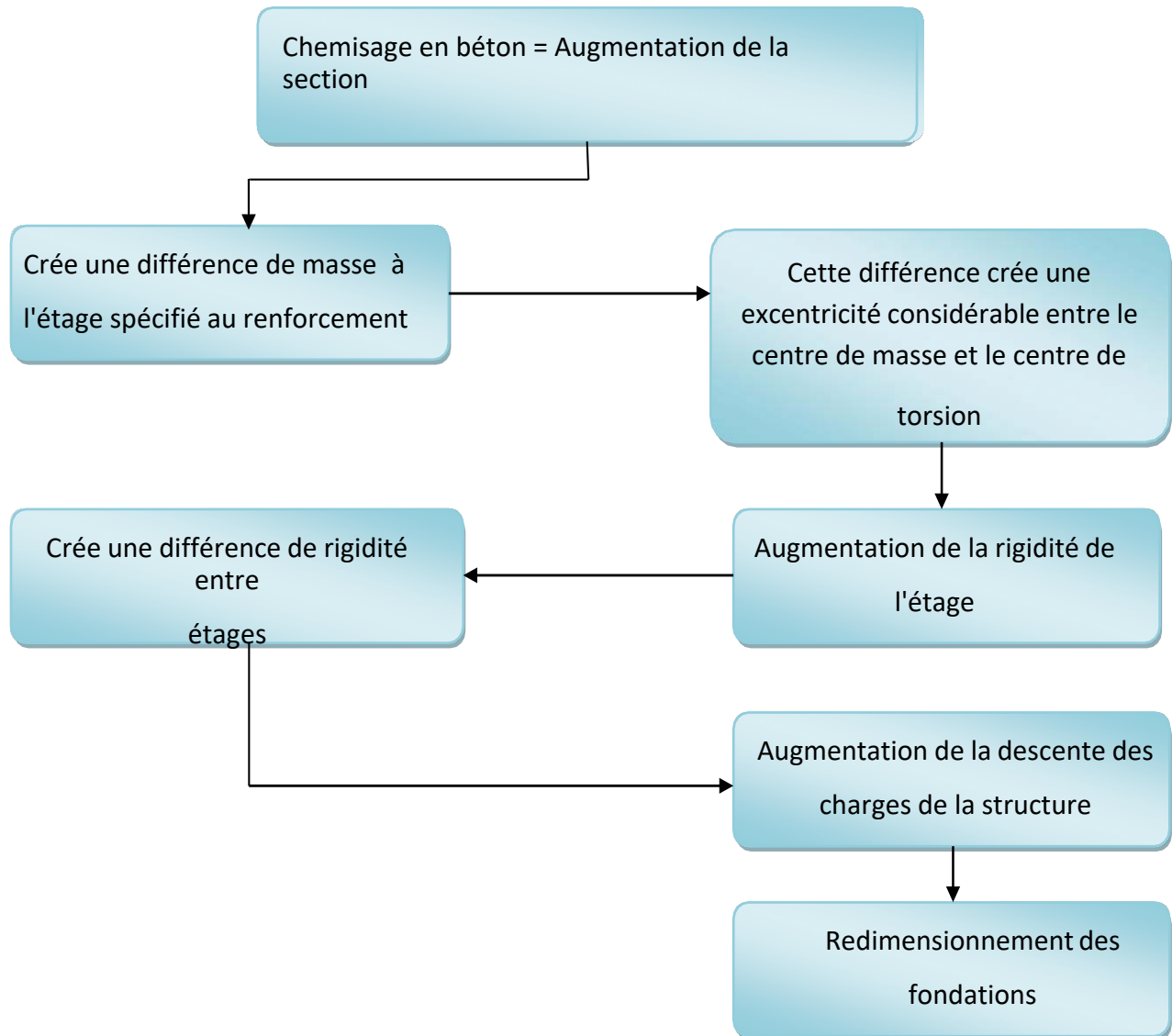


Figure 27 : organigramme du processus de chemisage en béton armé

IX.1.1 Renforcement par gainage métallique

En général, ce type de renforcement est employé pour renforcer les poteaux. Pour assurer une bonne transmission des efforts, il est possible de fixer la platine à la structure par collage, vissage ou ancrage. Cependant, le collage est considéré comme la technique la plus efficace.

✓ Les matériaux utilisés :

Pour ce type de renforcement, on utilise généralement une résine époxy comme colle en raison de ses propriétés d'adhérence sur l'acier et le béton. Il est important que le film résiduel de colle soit fin et suffisamment rigide pour transmettre les efforts à la tôle. Toutefois, la rigidité peut être réduite à des températures élevées, nécessitant des précautions particulières pour les structures exposées à ces

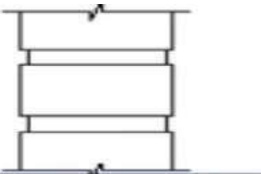
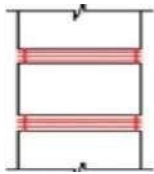
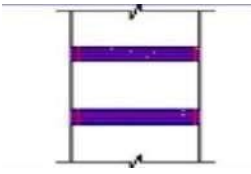
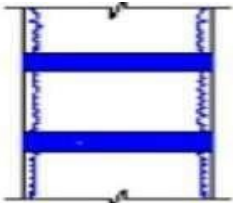

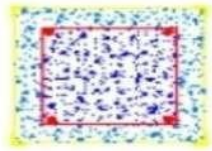
conditions. Bien que la colle n'ajoute pas de résistance mécanique, elle doit transmettre les efforts.

En ce qui concerne les tôles, les tôles d'acier courantes sont utilisées, avec une épaisseur maximale de 3 mm pour leur permettre de suivre les courbures du support. Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer plusieurs tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur afin de suivre la forme de la section renforcée en béton (par exemple, pour les ressorts à lames des camions). [9]

✓ **La mise en œuvre des plats collés :**

Pour que les plats puissent être collés, il est nécessaire de les sabler pour leur donner une surface rugueuse. Ensuite, ils doivent être recouverts d'un produit de protection, tel qu'un vérin ou un primaire époxy compatible avec la colle, afin de garantir une adhérence adéquate et une protection temporaire de la tôle. Cependant, le sablage est une opération délicate, car elle est soumise aux conditions atmosphériques. Les tôles doivent être manipulées avec précaution pour éviter tout dommage et être préparées pour éliminer les parties endommagées et aplanir la surface, si nécessaire, en utilisant un mortier de résine. Les produits de ragréage doivent être compatibles avec les produits de collage. En général, la surface à ragréer ne doit pas dépasser 20% de la surface à coller. Les plats doivent être protégés contre la corrosion à la fin des travaux à l'aide d'une peinture époxy compatible avec le primaire de protection provisoire. Si la structure doit résister au feu, une protection supplémentaire des plats peut être nécessaire pour empêcher la colle de dépasser une température critique. Cette protection peut être réalisée à l'aide d'un matériau isolant.

Cependant, l'utilisation de plats en acier pour le renforcement présente des inconvénients, notamment la nécessité de découper les plats en atelier, une longueur limitée, un transport difficile, et parfois la nécessité d'étayer les éléments structurels. La durabilité vis-à-vis de la corrosion et de la fatigue peut également poser problème. [8]

 <p>1- Création de rainures autour du poteau</p>	 <p>2- Installation de bandes métallique</p>	 <p>3- Enrobage des bandes avec un mortier</p>
 <p>4- Repiquage de l'enrobage du béton jusqu'à l'apparition des armatures</p>	 <p>5- Installation de gainage métallique</p>	 <p>6-remplissage du vide avec un béton maigre et plastique.</p>
<p>Figure 28 : Différents étapes de renforcement d'un poteau par gainage métallique [8]</p>		

IX.1.2 Le renforcement au moyen de profilés métalliques :

L'utilisation de profilés métalliques en association avec des structures en béton armé permet d'accroître leur capacité portante. Ainsi, la création d'une structure mixte acier-béton est essentielle pour garantir la compatibilité entre ces deux matériaux et assurer une bonne transmission des efforts internes. Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être rapidement réalisée sur place, avec des pièces métalliques préfabriquées en atelier et assemblées à l'aide de chevilles ou de tiges ancrées. La division des éléments en tronçons pour l'assemblage facilite également leur transport et leur mise en place. Toutefois, l'inconvénient majeur de cette méthode est la nécessité d'une grande précision lors de la mesure de la structure existante pour que les éléments s'adaptent correctement lors du montage. Ainsi, il est recommandé de prévoir des possibilités d'ajustement et de positionnement pour les pièces métalliques pré-forées par rapport aux forages dans le béton lors du montage, contrairement aux nouvelles constructions métalliques.

IX.1.3 Le scellement d'armatures pour béton armé :

Les scellements d'armatures dans le béton armé ont généralement pour objectif de résoudre des problèmes tels que les oublis d'armatures en attente, l'extension d'un ouvrage ou encore l'assurance de la continuité d'éléments préfabriqués. Ils sont effectués en utilisant du mortier à base de liants hydrauliques ou de résines dont les constituants sont pré-dosés. Dans le cas des scellements chimiques, le scellement peut être réalisé à volume prédéterminé (par broyage d'une ampoule prête à l'emploi) ou à volume à la demande (par mélange d'une résine et d'un durcisseur à l'aide d'une buse et d'un pistolet ou à partir d'un kit).

Il est important de noter qu'il existe une certification pour les produits spéciaux destinés à la construction en béton, y compris les produits de scellement et de calage. Cette certification a pour but de garantir l'aptitude à l'emploi des produits de scellement, notamment leurs performances minimales, après avoir reçu l'avis favorable d'un contrôleur technique. [8]

IX.1.4 Renforcement par une précontrainte additionnelle :

Il est possible de renforcer des ouvrages existants en appliquant des efforts de précontrainte, que ce soit pour leur redonner leur état de service initial ou pour leur donner un nouvel état de service. Cette technique présente l'avantage de répartir les efforts sur l'ensemble de la structure, évitant ainsi les efforts concentrés importants. Elle convient particulièrement bien aux structures minces et ferrillées. Toutefois, étant donné que les câbles additionnels sont souvent situés à l'extérieur du béton, il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble, tel que le flambement. Pour prévenir ce risque, des fixations transversales doivent également être prévues pour empêcher toute mise en vibration de ces câbles. La conception et le calcul doivent être effectués conformément aux réglementations en vigueur. L'étude doit également porter sur l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels qui n'ont pas été conçus à l'origine pour les recevoir. Les tracés des armatures de précontrainte additionnelle peuvent être rectilignes ou polygonaux. Les tracés rectilignes sont simples et faciles à mettre en œuvre, mais ils améliorent peu la résistance au cisaillement (voir la figure 29).

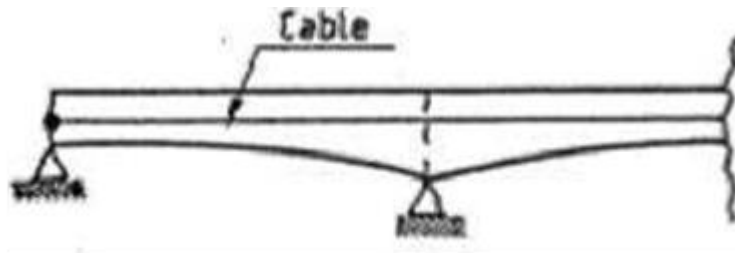


Figure 29 : une trace rectiligne d'une précontrainte

Le tracé polygonal s'avère plus performant que le tracé rectiligne en termes d'efficacité, cependant, il implique la mise en place de déviateurs qui peuvent entraîner des pertes par frottement accrues lors de la mise en tension des câbles (illustré dans la figure30).

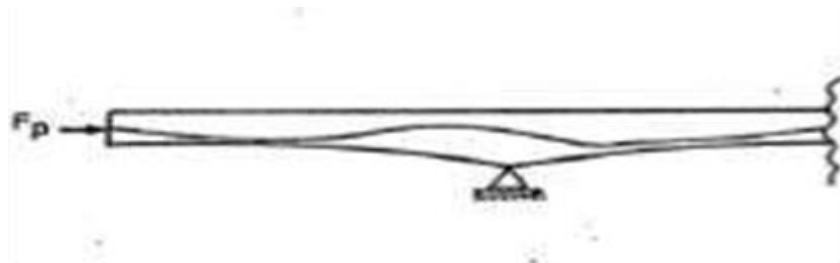


Figure 30 : trace polygonale d'une précontrainte

Les efforts additionnels appliqués à la structure sont introduits en deux points, soit aux extrémités de l'armature dans le cas d'un tracé rectiligne, soit à certains points de courbure où se situent les déviateurs dans le cas d'un tracé polygonal. Il est également possible d'appliquer une précontrainte additionnelle à l'intérieur de gaines prévues à cet effet lors de la conception de l'ouvrage (ce qui est assez rare), ou à l'extérieur du béton dans l'âme en cas de poutres pleines.

X. Adjonction de matériaux composites (Polymères Renforcés en Fibres) :

X.1 Introduction

Bien que le renforcement des structures par collage de tôle d'acier soit largement utilisé dans le secteur du bâtiment, il n'a pas connu autant de succès dans le domaine du génie civil. Pour contourner cette limitation, des groupes de recherche ont commencé à explorer d'autres options en utilisant des matériaux composites. Cette approche se révèle plus prometteuse et consiste à développer une technique de renforcement des structures en béton et en acier en imprégnant et en collant un tissu sec à base de fibres, tel qu'un polymère renforcé en fibre de carbone (PRFC).

X.2 Définitions et avantages

Un matériau composite est formé en combinant deux matériaux de natures différentes, qui ensemble créent un matériau dont les performances globales sont supérieures à celles de ses composants individuels. Les composites sont constitués de fibres immergées dans une matrice. Les fibres sont faites de plusieurs filaments, dont le diamètre est d'environ 5 μm , et ont un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture selon des lois de comportement fragiles. Les propriétés mécaniques des composites

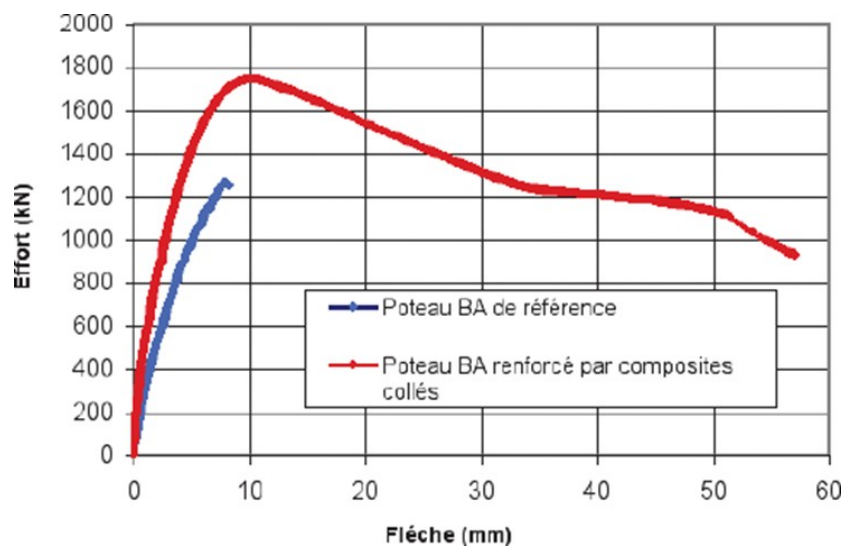
dépendent des types de fibres et de matrices utilisées, qui doivent être compatibles entre elles. La matrice est le matériau qui assure l'adhérence des fibres entre elles, transfère les charges extérieures sur celles-ci, et offre la solidité globale à l'ensemble. Elle joue également un rôle crucial dans la résistance aux contraintes de cisaillement et protège les fibres de l'humidité, de l'oxydation et des agents chimiques agressifs

Les avantages de l'utilisation des composites comme renforcement comprennent :

- Une légèreté 5 fois supérieure à celle de l'acier.
- Une résistance 10 fois plus élevée que celle des plaques d'acier.
- Un poids d'environ 800g par mètre carré avec une épaisseur d'environ 1 mm.
- Une facilité de mise en place et de découpe selon les formes désirées.
- Une résistance à la corrosion et aux attaques chimiques.
- Une meilleure résistance au feu et à la fatigue. [8]

D'après une étude menée par le laboratoire LCPC à Paris, France, le renforcement de poteaux par matériaux composites permet d'obtenir les résultats suivants [3] :

1. Une augmentation de la rigidité ;
2. Un effort de ruine significativement plus élevé ;
3. Une augmentation notable de la ductilité.



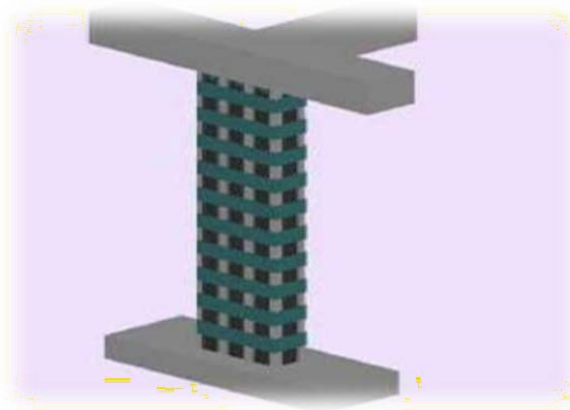
➤ Réponse mécanique d'un poteau en BA avec ou sans renfort de matériaux Composites [3]

🔧 Propriétés du tissu et de la résine de collage

Le tissu en fibre de carbone est facilement transportable et manœuvrable, ne pesant que 0,8 kg/m². Il peut être découpé sur place selon la forme désirée, sans nécessiter d'échafaudage lourd. Contrairement aux tôles d'acier, le TFC (tissu de fibre de carbone) ne requiert pas de pression de contact pendant le durcissement de la résine. Sa faible épaisseur d'environ 1 mm permet son entraînement en traction par la résine durcie, sans subir de flexions parasites. La résine est utilisée à double fin, pour l'imprégnation du tissu et son collage au support, simplifiant ainsi la mise en œuvre et améliorant son fonctionnement mécanique en ne comportant qu'une seule surface de contact. La résine peut être appliquée sur un support humide après le mélange de deux composants, et sa durée de prise et de durcissement varie peu en fonction de la température. [10].

✚ Procédures de la mise en œuvre

Pour le béton, il est nécessaire de réaliser un sablage à sec afin d'obtenir une surface rugueuse et uniforme avec des reliefs d'impact compris entre 0,5 et 1 mm. Les dépôts de poussière et les particules non adhérentes doivent être éliminés par un brossage et les arêtes vives doivent être chanfreinées. La couche de résine est ensuite appliquée à l'aide d'un rouleau à poils, avec un dépôt moyen de 0,7 Kg/m². Ensuite, le tissu est appliqué, avec la possibilité de juxtaposer plusieurs bandes bord à bord si nécessaire. Enfin, une couche d'imprégnation de la même résine est appliquée, et si nécessaire, cette opération peut être renouvelée avec une deuxième couche de TFC.

**Figure 31** : Renforcement d'un poteau**Figure 32**: Renforcement d'une poutre**Figure 33** : renforcement du poteau : dans le sens longitudinal vis-à-vis de la flexion ; et dans le sens radial (confinement) vis-à-vis la compression

Bibliographie

- [8]. Azizinamini, A., Corley. W. and Johal, P.L.S. "Effects of transverse reinforcement on seismic performance of columns." ACI Structural J., 89(4), 442-450, 1992.

- [3]. BELHAMDI, Noureddine. Module : Pathologie des ouvrages et Techniques de Renforcement, Chapitre 4 : Techniques de renforcement et/ou de réparation des ouvrages, Université A. MIRA de Bejaia Faculté de Technologie Département de Génie Civil.

- [4]. B.Kebaili, B.Redjel. ANALYSE DU SEISME DE BOUMERDES JUIN 2003 ET REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNE. Algeria : SBEIDCO – Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing countries, October 2009.

- [1]. DAVIDOVICHI, Victor. Conception et réalisation d'hôpitaux en zone sismique. PARIS : DYNAMIQUE CONCEPT, 2007.

- [5]. Impression de livres sur presses typographiques – Editions Universitaires, Place Ben Aknoun – Algérie.

- [7]. J.A. CALGARO, maintenance et réparation des ponts, ENPC, année 1997.

- [10]. J.V. MIRANDA, techniques et systèmes de renfort des structures en béton 2004.

- [6]. J. PERCHAT. « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Techniques de l'Ingénieur, C2306-C2320, 1991.

- [9]. J. PERCHAT. « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Techniques de l'Ingénieur, C2306-C2320, 1991.

- [2]. Renforcer le bâti existant en zone sismique. L'appui du Ministère de l'Écologie et du Développement Durable ; et des professionnels. Article 3 de l'arrêté du 22 octobre 2010, PARIS : Agence Qualité Construction, 2011.

I. Résultats des essais

- **Principe de l'essai**

L'ultrason est une méthode de test qui implique la transmission d'une impulsion à travers le matériau en question à l'aide d'un émetteur. La durée que prend l'onde ultrasonique pour parcourir une distance connue entre l'émetteur et le récepteur est mesurée pour évaluer la qualité du matériau.

Pour assurer une précision maximale lors de l'utilisation de cette méthode, il est essentiel d'avoir un bon contact acoustique entre la surface du béton et chacun des transducteurs utilisés. Pour garantir cela, la surface du béton doit être suffisamment lisse et un agent couplant tel que de la graisse, de la vaseline ou de la pâte de kaolin doit être utilisé. En outre, une pression constante et suffisante doit être appliquée sur la surface du béton pour assurer des résultats fiables.

- **Essai in situ**

La méthode la plus simple, qui consiste à mesurer uniquement la vitesse des ondes longitudinales VL, permet d'établir une évaluation qualitative des éléments auscultés. Une campagne d'essais ultrasoniques a été menée au niveau de la bâtisse pour évaluer son état structurel



Figure 1 : Appareille ultrason

Tableau 1 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	ENTRE-SOL 1	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU ENTRE-SOL 1					
1	Poteau (A-1)	4132	4184	4115	4144
2	Poteau (A-2)	4255	4484	4049	4281
3	Poteau (A-3)	4149	4255	4484	4263
4	Poteau (A-4)	4292	4167	4310	4256
5	Poteau (B-1)	4247	4263	4280	4264
6	Poteau (B-2)	4139	4164	4168	4157
7	Poteau (B-3)	4297	4356	4315	4323
8	Poteau (B-4)	4201	4191	4112	4168
9	Poteau (C-1)	4291	4032	4184	4169
10	Poteau (C-2)	4324	4223	4301	4283
11	Poteau (C-3)	4348	4274	4167	4263
12	Poteau (C-4)	4132	4329	4310	4257
13	Poteau (D-1)	4274	4202	4329	4268
14	Poteau (D-2)	4209	4223	4260	4231
15	Poteau (D-3)	4151	4152	4162	4155
16	Poteau (D-4)	4285	4246	4311	4281
17	Poteau (E-2)	4367	4444	4348	4386
18	Poteau (E-3)	4115	4386	4219	4240
19	Poteau (E-4)	4231	4039	4295	4206
20	Poutre B (3-4)	4172	4370	4328	4290
21	Poutre C (1-2)	4353	4275	4328	4319
22	Poutre C (2-3)	4215	4283	4194	4231
23	Poutre D (2-3)	4255	4484	4049	4263
24	Poutre D (3-4)	4149	4149	4332	4210
25	Poutre 3(C-D)	4292	4167	4310	4256

Tableau 2 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	ENTRE-SOL 2	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU ENTRE-SOL2					
1	Poteau (F-1)	4200	4184	4115	4167
2	Poteau (F-2)	4310	4115	4348	4212
3	Poteau (F-3)	4274	4032	4329	4212
4	Poteau (F-4)	4149	4115	4255	4173
5	Poteau (G-1)	4184	4274	4367	4275
6	Poteau (G-2)	4587	4255	4132	4325
7	Poteau (G-3)	4149	4342	4098	4197
8	Poteau (G-4)	4201	4193	4115	4170
9	Poteau (H-1)	4377	4282	4360	4340
10	Poteau (H-2)	4141	4236	4384	4254
11	Poteau (H-3)	4296	4036	4193	4175
12	Poteau (H-4)	4221	4395	4286	4301
13	Poteau (I-1)	4012	4389	4205	4202
14	Poteau (I-2)	4206	4233	4263	4234
15	Poteau (I-3)	4150	4052	4168	4155
16	Poteau (I-4)	4233	4236	4361	4277
17	Poteau (J-2)	4360	4424	4318	4367
18	Poteau (J-3)	4114	4286	4219	4206
19	Poteau (J-4)	4236	4019	4265	4173
20	Poutre G (1-2)	4176	4270	4128	4191
21	Poutre G (2-3)	4350	4285	4228	4288
22	Poutre 2(G-H)	4225	4206	4293	4241
23	Poutre H (1-2)	4200	4183	4140	4174
24	Poutre 3(H-G)	4133	4049	4234	4139
25	Poutre 3(I-J)	4111	4187	4219	4172

Tableau 3 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	Rez-de-chaussée	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU RDC					
1	Poteau (K-1)	4009	4114	4110	4078
2	Poteau (K-2)	4200	4184	4019	4134
3	Poteau (K-3)	4100	4115	4184	4133
4	Poteau (K-4)	4145	4177	4210	4177
5	Poteau (L-1)	4333	4213	4250	4265
6	Poteau (L-2)	4139	4164	4168	4157
7	Poteau (L-3)	4211	4256	4215	4227
8	Poteau (L-4)	4300	4101	4002	4134
9	Poteau (M-1)	4345	4012	3984	4113
10	Poteau (M-2)	3998	4000	4111	4036
11	Poteau (M-3)	3800	4100	4127	4009
12	Poteau (M-4)	4132	4229	4230	4197
13	Poteau (N-1)	4111	4102	4229	4147
14	Poteau (N-2)	3900	4113	4220	4041
15	Poteau (N-3)	3998	3882	3800	3893
16	Poteau (N-4)	4300	4146	4211	4281
17	Poteau (O-2)	4098	4244	4148	4163
18	Poteau (O-3)	4116	4376	4119	4203
19	Poteau (O-4)	4111	4229	4290	4210
20	Poutre L (1-2)	4200	4270	4228	4233
21	Poutre M (1-2)	4300	4235	4228	4254
22	Poutre 3(K-L)	4222	4280	4094	4198
23	Poutre 3(L-M)	4200	4284	4019	4168
24	Poutre L (3-4)	4133	4119	4112	4121
25	Poutre 4 (N-O)	4000	4105	4210	4105

Tableau 4 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	1 ^{er} ETAGE	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU 1^{ER} ETAGE					
1	Poteau (P-1)	3820	3950	3850	3873.33
2	Poteau (P-2)	3921	3901	3851	3891
3	Poteau (P-3)	3850	4050	3890	3930
4	Poteau (P-4)	3898	3986	3997	3960.33
5	Poteau (Q-1)	3820	3803	3780	3801
6	Poteau (Q-2)	3960	3986	3860	3935.33
7	Poteau (Q-3)	3922	3860	3880	3887.33
8	Poteau (Q-4)	3901	4001	3922	3941.33
9	Poteau (R-1)	3986	3889	4012	3962.33
10	Poteau (R-2)	3898	3925	3801	3874.67
11	Poteau (R-3)	3954	3850	3985	3929.67
12	Poteau (R-4)	3987	3981	3889	3952.33
13	Poteau (S-1)	3838	3987	3912	3912.33
14	Poteau (S-2)	3785	3898	3888	3857
15	Poteau(S-3)	4023	3958	3987	3989.33
16	Poteau (S-4)	3901	3982	3844	3909
17	Poteau (T-2)	3982	3889	3890	3920.33
18	Poteau (T-3)	3901	3897	3982	3926.67
19	Poteau (T-4)	3927	3988	3912	3942.33
20	Poutre Q (1-2)	3987	3897	3850	3911.33
21	Poutre R(1-2)	4009	3982	4021	4004
22	Poutre 3 (Q-R)	3986	3867	4080	3977.67
23	Poutre 3 (S-T)	3995	3958	3899	3950.67
24	Poutre R (2-3)	4012	3950	4005	3989
25	Poutre 3(R-S)	3922	3852	4056	3943.33

Tableau 5 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	2em ETAGE	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX ET POUTRES NIVEAU DU 2em ETAGE					
1	Poteau (U-1)	3833	3949	3859	3880.33
2	Poteau (U-2)	3919	3980	3987	3962
3	Poteau (U-3)	3800	3822	3789	3803.67
4	Poteau (U-4)	3822	3929	3876	3842.33
5	Poteau (V-1)	3801	3838	3880	3839.67
6	Poteau (V-2)	3958	3912	3882	3917.33
7	Poteau (V-3)	3889	3850	3981	3906.67
8	Poteau (V-4)	3812	3900	3892	3868
9	Poteau (W-1)	3805	3877	3985	3889
10	Poteau (W-2)	3820	3982	3938	3913.33
11	Poteau (W-3)	3984	4132	3968	4028
12	Poteau (W-4)	3984	3968	3891	3947.66
13	Poteau (X-1)	4032	4048	3984	4021.33
14	Poteau (X-2)	3968	3984	3952	3968
15	Poteau (X-3)	3984	4049	3937	3990
16	Poteau (X-4)	4063	3929	4021	4004
17	Poteau (Y-2)	3929	3884	3984	3932
18	Poteau (Y-3)	4038	3976	3876	3963.33
19	Poteau (Y-4)	3932	3995	3942	3956
20	Poutre 3(E-V)	4010	3908	4141	4020
21	Poutre 3(V-W)	4076	3958	3953	3996
22	Poutre V (3-4)	4092	4081	3943	4038
23	Poutre W(1-2)	4087	3942	4038	4022
24	Poutre 3(W-X)	3800	3982	3910	3897.33
25	Poutre 3 (x-y)	3958	3821	3992	3890.33

Tableau 6 : les résultats avec essai d'ultrason

N°	3em ETAGE	Vitesses (m/s)			Vitesse moyen (m/s)
POTEAUX, ET POUTRES NIVEAU DU 3em ETAGE					
1	Poteau (A'-1)	3985	4021	3858	3954.67
2	Poteau (A'-2)	3883	3972	3910	3921.67
3	Poteau (A'-3)	3783	3812	3899	3831.33
4	Poteau (A'-4)	3812	3921	3901	3878
5	Poteau (B'-1)	3728	3832	3841	3800.33
6	Poteau (B'-2)	3861	3902	3860	3874.33
7	Poteau (B'-3)	3822	3828	3989	3879.67
8	Poteau (B'-4)	3821	3925	3822	3856
9	Poteau (C'-1)	3900	3982	3851	3911
10	Poteau (C'-2)	3935	3980	4007	3974
11	Poteau (C'-3)	3812	3850	3958	3873.33
12	Poteau (C'-4)	3882	3813	3900	3865
13	Poteau (D'-1)	3853	3823	3912	3862.67
14	Poteau (D'-2)	3887	3901	3925	3904.33
15	Poteau (D'-3)	3923	3858	3987	3922.67
16	Poteau (D'-4)	4021	3982	4012	4005
17	Poteau (E'-2)	3982	3989	4049	4006.67
18	Poteau (E'-3)	4009	3897	3982	3962.67
19	Poteau (E'-4)	3927	3988	3912	3942.33
20	Poutre B'(1-2)	3987	3897	3850	3911.33
21	Poutre C'(1-2)	4009	3982	4021	4004
22	Poutre B'(2-3)	3986	3867	3915	3922.67
23	Poutre 2(B'-C')	3995	3958	3899	3950.67
24	Poutre C'(2-3)	3900	3950	3817	3889
25	Poutre 3(D'-E')	3870	3952	3879	3900.33

II. Essais de carottage

L'essai de carottage est une méthode destructrice utilisée pour évaluer la résistance du béton sur site en écrasant des carottes prélevées.

- **Principe de l'essai :**

L'essai de carottage est une méthode destructrice utilisée pour mesurer la résistance du béton in situ en écrasant des carottes prélevées sur le site. Pour effectuer cet essai, une carotteuse équipée d'un trépan à couronne diamantée est utilisée pour extraire des échantillons de béton. Les carottes destinées à l'essai de compression doivent avoir des extrémités lisses et perpendiculaires à l'axe de la carotte. De plus, la hauteur de la partie surfacée de la carotte doit être deux fois supérieure à son diamètre autant que possible.

- **Essai in situ ;**

Une campagne d'essais de carottage a été réalisée sur l'ensemble de la bâtisse et les résultats de l'essai d'ultrason ont montré que la vitesse moyenne de propagation des ondes est presque identique entre le sol 1 et 2 et le rez-de-chaussée, variant entre 4100 m/s et 4200 m/s. Cependant, cette vitesse diminue à partir du 1er étage jusqu'au 3ème étage, avec des résultats compris entre 3800 m/s et 4000 m/s pour le dernier niveau. Ces résultats ont permis de diviser la bâtisse en deux zones d'essai : la première zone (zone 1) comprend les 3 niveaux du sol 1 et 2 ainsi que le rez-de-chaussée, tandis que la deuxième zone (zone 2) comprend les 3 niveaux du 1er au 3ème étage. Des essais de compression ont été réalisés sur les carottes rectifiées et surfacées, donnant les résultats suivants :



Figure 2 : Carotte prélevée

La norme NA 17004 version 2022, intitulée "Évaluation de la résistance à la compression sur site des structures", qui est équivalente à la norme NF EN 13791, ne mentionne pas explicitement les coefficients de correction K1 et K2. Cependant, il est important de souligner que la norme française NF EN 13791/CN fournit des indications spécifiques concernant ces coefficients. Ces coefficients sont utilisés pour ajuster les valeurs de résistance des carottes de diamètre inférieur à 150 mm et d'élanement différent de 2, afin de les aligner avec les valeurs de référence utilisées dans les analyses et les calculs. Selon la norme NF EN 13791/CN, les coefficients de correction sont déterminés comme suit :

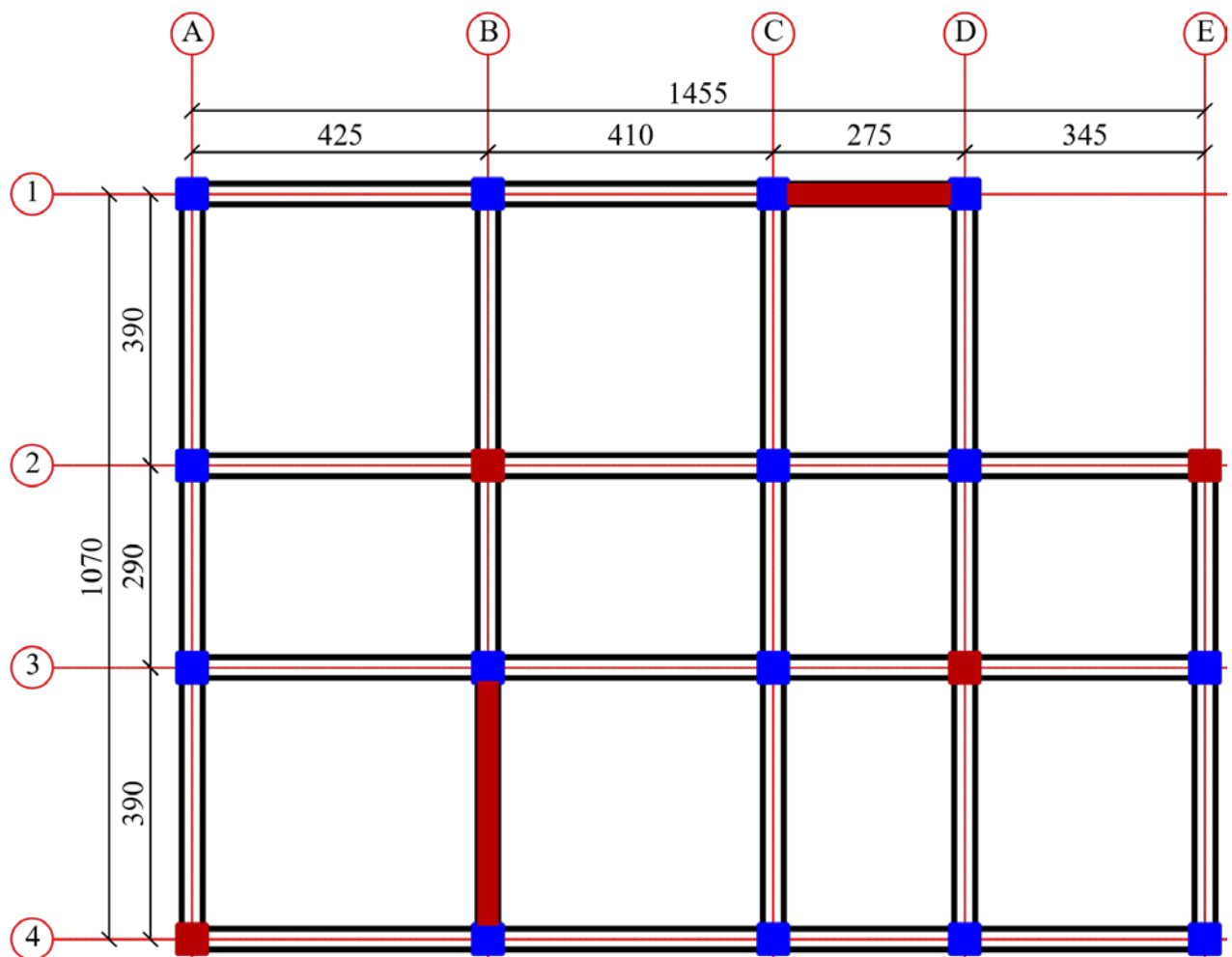
- Pour une résistance inférieure ou égale à 40 MPA :
- $K1 = 108,748 / (-0,0003 \Phi^2 + 0,244 \Phi + 78,898)$
- Pour une résistance supérieure à 40 MPA et inférieure ou égale à 80 MPA :
- $K1 = 106,358 / (-0,0004 \Phi^2 + 0,2266 \Phi + 81,368)$
- $K2 = 0,18E + 0,64$, où E représente l'élanement de la carotte.

En prenant en compte ces coefficients de correction, les résultats de l'essai de carottage peuvent être ajustés de manière appropriée afin d'obtenir des estimations plus précises de la résistance du béton. Cela permet de garantir une interprétation plus fiable des résultats et facilite la prise de décisions éclairées concernant la conception, la réparation ou le renforcement des structures.

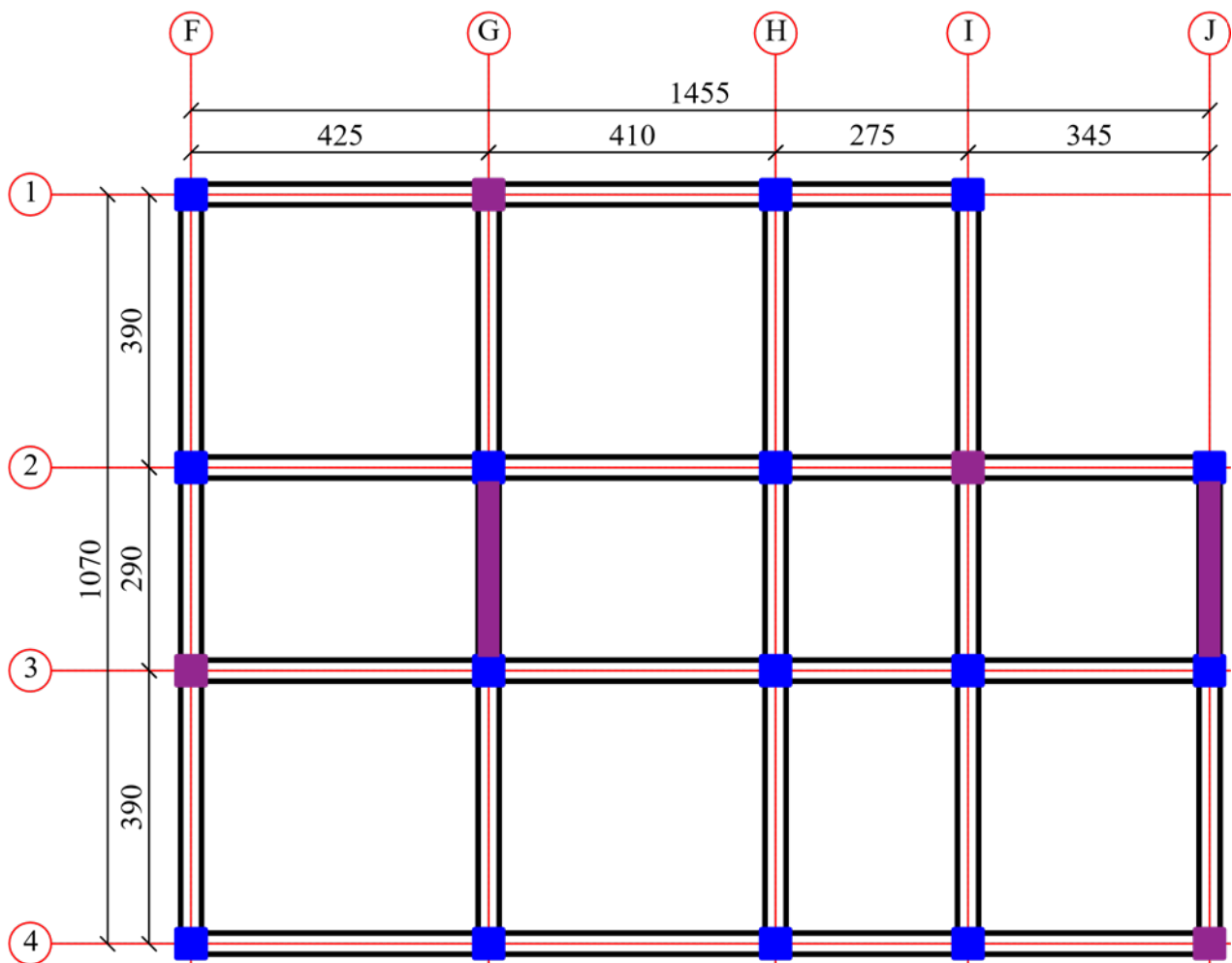
➤ Les résultats de la zone 1

Tableau 7 : Les résultats de la zone 1

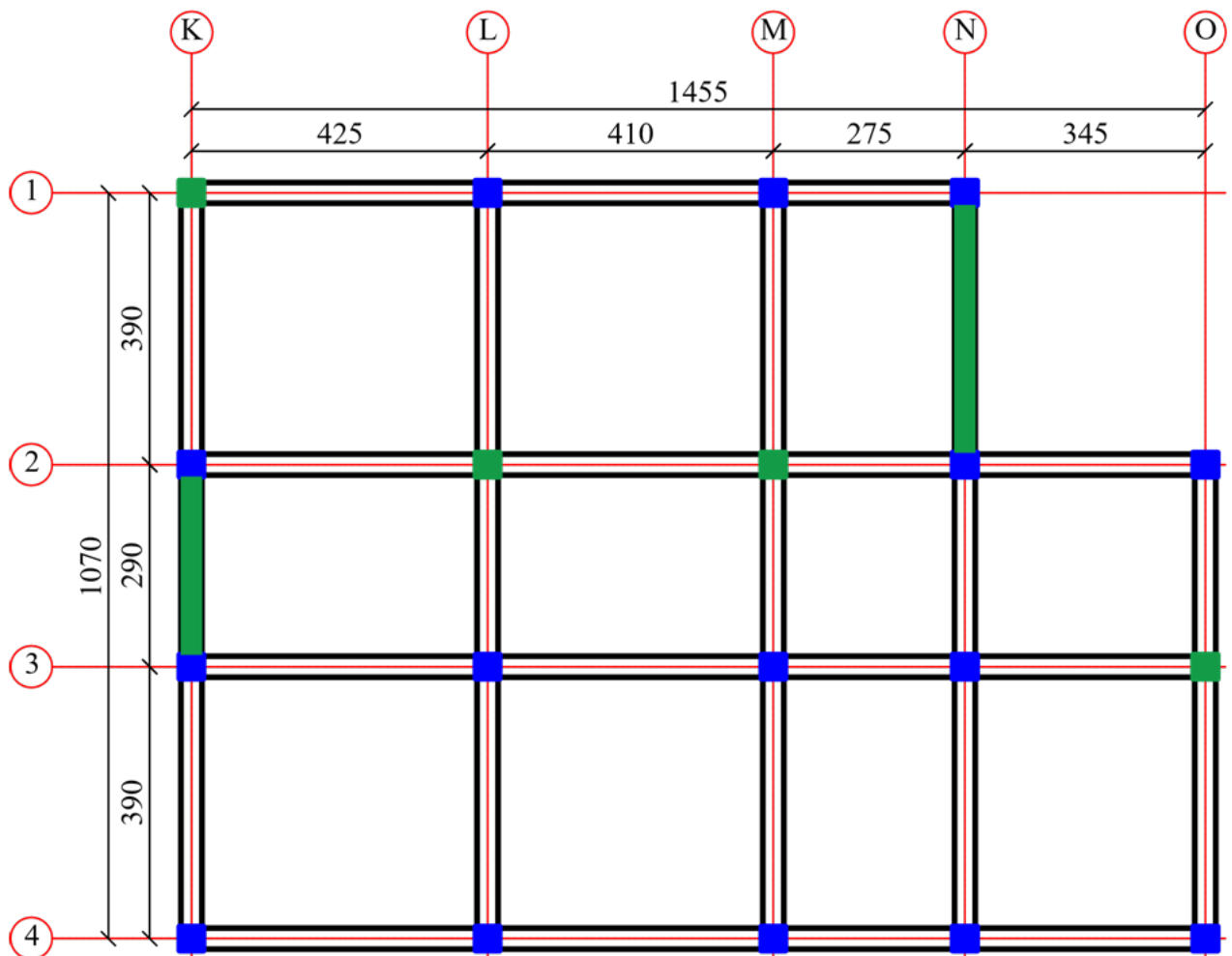
Eléments		Ø (mm)	H (mm)	H/Ø (mm)	Charge (KN)	Densité ($\frac{t}{m^3}$)	RC MPA)	RC (Corrigée)
Entre sol 1	Poteau (B-2)	83	157	1,89	186,9	2,57	34,53	37,93
	Poteau (D-3)	83	120	1,44	151,2	2,41	27,93	28,16
	Poteau (E-2)	83	168	2,02	183,8	2,31	33,95	38,19
	Poteau (A-4)	80	160	2	140,17	2,245	27,9	31,44
	Poutre 1(C-D)	83	146	1,75	143,1	2,38	26,43	28,32
	Poutre B (3-4)	80	160	2	141,667	2,27	28,2	31,78
Entre sol 2	Poteau (F-3)	80	160	2	140,672	2,1961	28	31,55
	Poteau (G-1)	83	168	2,02	191,9	2,28	35,45	39,88
	Poteau (I-2)	83	168	2,02	182,1	2,32	33,64	37,85
	Poteau (J-4)	80	160	2	139,617	2,1874	27,79	31,32
	Poutre G(2-3)	83	168	2,02	134,2	2,42	24,79	27,89
	Poutre J(2-3)	80	160	2	141,174	2,36025	28,1	31,67
RDC	Poteau (K-1)	80	160	2	143,033	2,4037	28,47	32,08
	Poteau (L-2)	80	160	2	145,696	2,42978	29	32,68
	Poteau (M-2)	80	160	2	142,179	2,37848	28,3	31,89
	Poteau (O-3)	80	160	2	148,158	2,2255	29,49	33,23
	Poutre K(3-4)	80	160	2	140,17	2,14803	27,9	31,44
	Poutre N(1-2)	80	160	2	141,677	2,17998	28,2	31,78



Plan de Repérage de l'Entresol 1



Plan de Repérage de l'Entresol 2

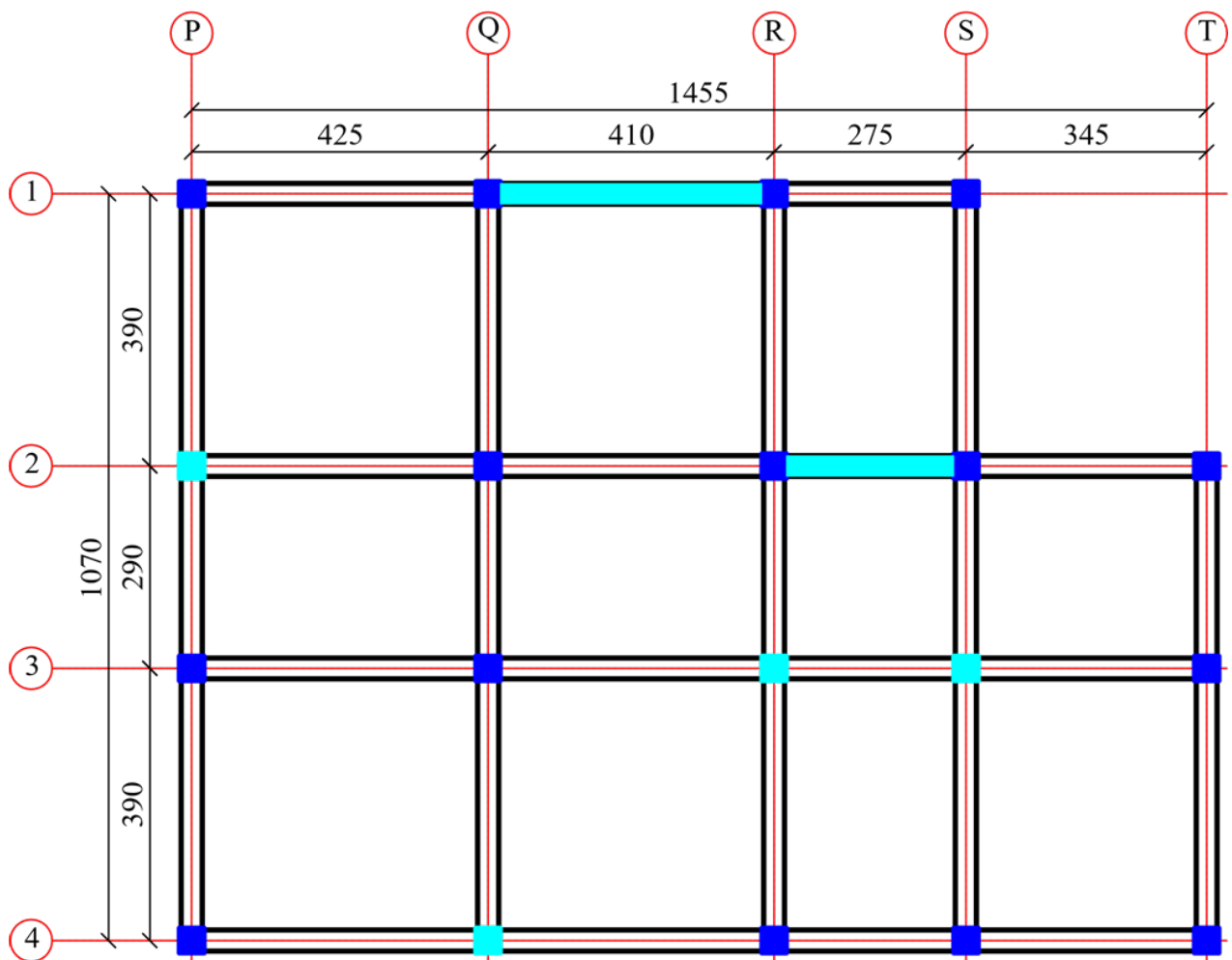


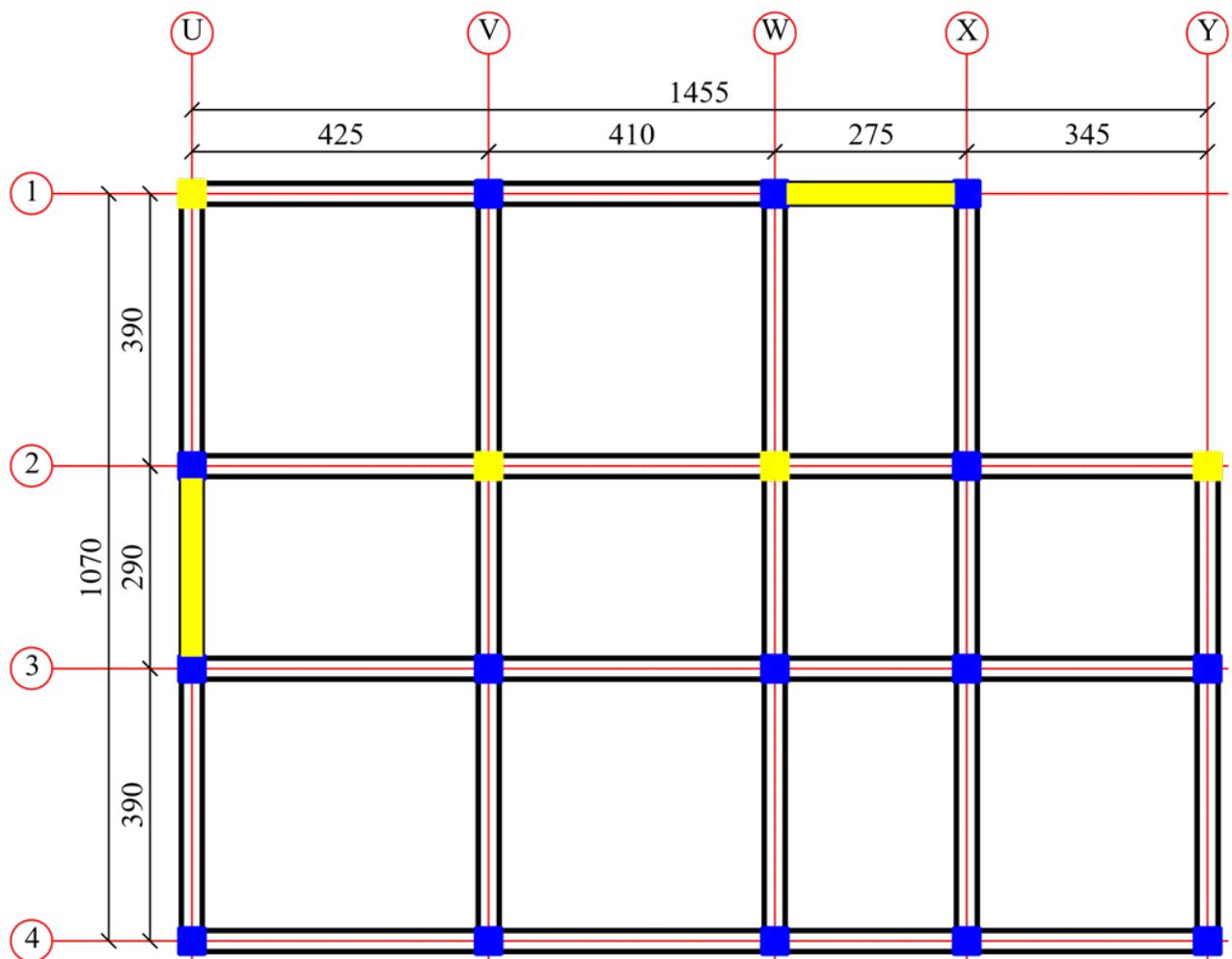
Plan de Repérage du Rez-de-Chaussée

➤ Les résultats de la zone 2 :

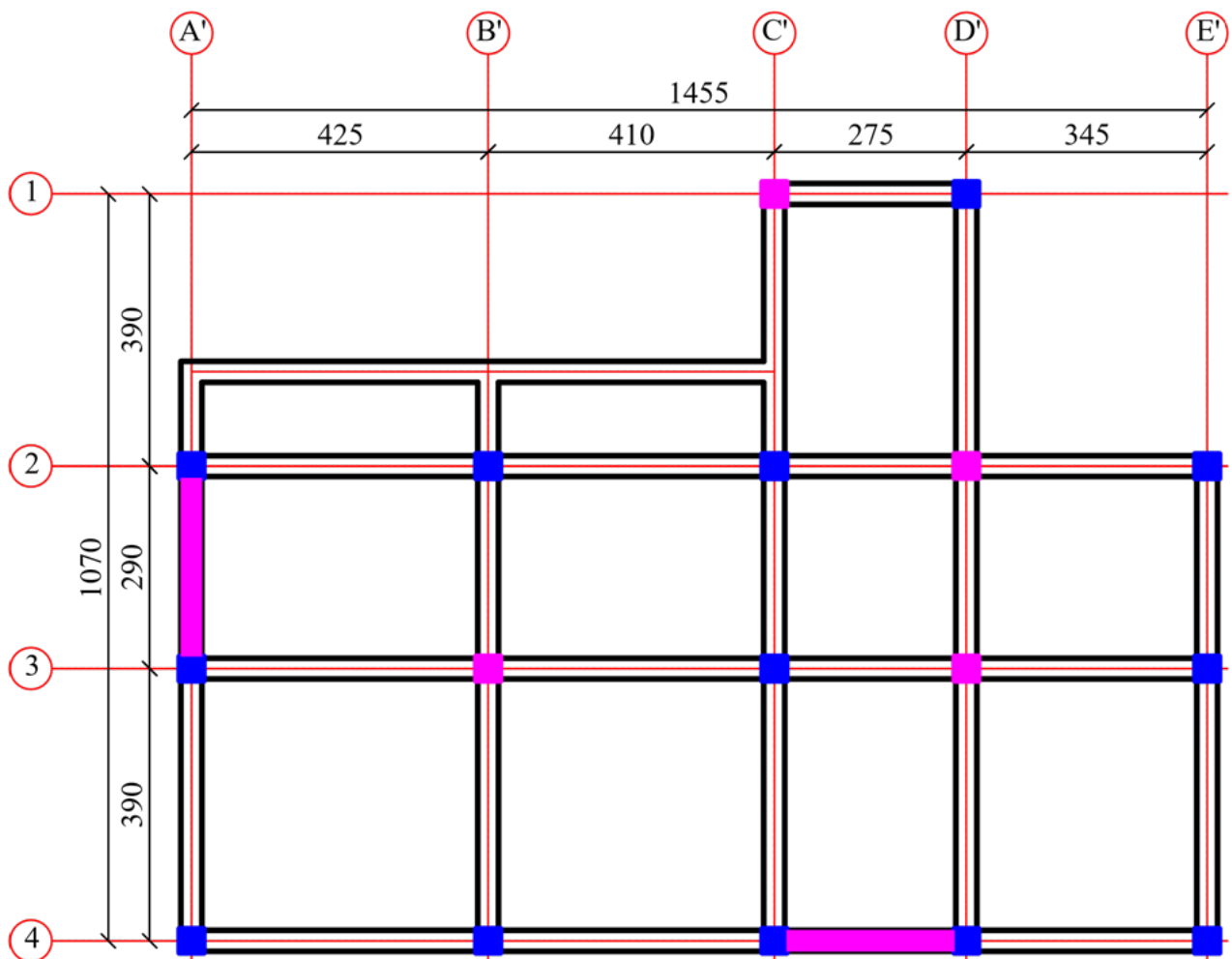
Tableau 8 : Les résultats de la zone 2

Eléments	Ø (mm)	H (mm)	H/ Ø (mm)	Charge (KN)	Densité ($\frac{t}{m^3}$)	RC (MPA)	Résistance Corrigée	
1 ^{er} étage	Poteau (P-2)	75	150	2	97.6	2.303	22.1	25,16
	Poteau (Q-4)	75	150	2	100.3	2.29	22.71	25,86
	Poteau (R-3)	75	150	2	94.1	2.307	21.31	24,26
	Poteau (S-3)	75	150	2	93.7	2.293	21.22	24,16
	Poutre 1(Q-R)	75	150	2	104.8	2.30049	23.73	27,02
	Poutre 2(R-S)	75	150	2	101.3	2.30033	22.94	26,12
2 ^{ème} étage	Poteau (U-1)	75	150	2	92.5	2.29717	20.95	23,85
	Poteau (V-2)	75	150	2	96.4	2.307	21.83	24,49
	Poteau (W-2)	75	150	2	99.4	2.293	22.51	25,63
	Poteau (Y-2)	75	150	2	97.2	2.30049	22.01	25,06
	Poutre 1(w-x)	75	150	2	90	7.624	20.39	23,22
	Poutre U(2-3)	75	150	2	95	7.835	21.51	24,49
3 ^{ème} étage	Poteau (B'-3)	75	150	2	100	7.8806	22.65	25,79
	Poteau (C'-1)	75	150	2	95	8.0467	21.51	24,49
	Poteau (D'-2)	75	150	2	90	7.9259	20.39	23,22
	Poteau (D'-3)	75	150	2	105	8.01655	23.75	27,04
	Poutre A'(3-4)	75	150	2	100	7.9259	22.65	25,79
	Poutre 4(C'-D')	75	150	2	90	7.956	20.39	23,22





Plan de Repérage du Deuxième Étage



Plan de Repérage du Troisième Étage