

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences Appliquées

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

SELLAM MUSTAPHA

TILIOUINE FARES-WAIL

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

Analyse sismique d'un bâtiment irrégulier en
Introduisant l'effet de l'interaction sol structure

Devant le jury composé de :

Mr Mokeddem .Y		UAMOB	Président
Mme Boumaiza .M		UAMOB	Encadreur
Mme Mohamadi. S		UAMOB	Co.Encadreur
Mr Aouadi .A		UAMOB	Examineur 01
Mr Reffas		UAMOB	Examineur 02

Année Universitaire 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

SOMMAIRE

Remercîments

Dédicace

Dédicace

Résumé

Abstract

المخلص

Liste des tableaux

Liste des figures

INTRODUCTION GENERALE1

**CHAPITRE I Présentation De L'ouvrage, Prédimensionnement Des Eléments Et
Ferrailage Des Eléments Secondaires**

I.1	Introduction.....	5
I.2	Caractéristiques géométriques de bâtiment	5
I.3	Hypothèse de calcul, et caractéristique des matériaux	7
I.4	Descente de charges, prédimensionnement et ferrailage des éléments secondaires	8
	I.4.1 Descente des Charges.....	8
	I.4.2 Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires	9
I.5	Prédimensionnement des éléments principaux (selon BAEL 99, RPA 2024).....	15
	I.5.1 Le prédimensionnement des poutres	15
	I.5.2 Prédimensionnement des voiles	15
	I.5.3 Prédimensionnement des poteaux	16

CHAPITRE II Méthodes D'Analyse DE L'interaction Sol-Structure

II.1	Introduction.....	19
II.2	Les méthodes d'analyse de l'ISS.....	19
	II.2.1 L'approche d'analyse directes	19
	II.2.2 La méthode de sous structure	20
II.3	Les normes relatives à l'interaction sol-structure	24
	II.3.1 Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)	24
	II.3.2 ASCE/SEI 7-22 (États-Unis)	24
	II.3.3 Le RPA (2024) Algérie.....	25

**CHAPITRE III Modélisation De La Structure Et L'Analyse De L'interaction sol-
structure**

III.1	Introduction.....	27
III.2	Modélisation de la structure à base fixe (sans interaction).....	27
	III.2.1 Facteur de qualité (tableau 3.18 RPA24 page :69)	28
	III.2.2 La disposition des voiles.....	34
	III.2.3 Caractéristiques géométriques et massique de la structure	34
	III.2.4 Résultats de l'analyse dynamique.....	34
	III.2.5 Coefficient de comportement	35
	III.2.6 Calcul de la période fondamentale de la structure (art 4.2.4 RPA 2024)	37
	III.2.7 L'étude sismique.....	37
III.3	Modélisation de la structure à base flexible (avec interaction)	42

III.3.1	Model de sol	43
III.3.2	Analyse paramétrique et interprétation.....	44
CHAPITRE IV Ferrailage Des Eléments Principaux Et Fondation		
IV.1	Introduction.....	53
IV.2	Le ferrailage des poteaux.....	53
IV.2.1	Vérifications spécifiques	53
IV.2.2	Résultats des efforts et ferrailage	53
IV.2.3	Armatures longitudinales :.....	54
IV.2.4	Les armatures transversales :.....	55
IV.2.5	Vérification A'ELS	57
IV.3	Ferrailage des Poutres.....	58
IV.3.1	Résultats des efforts.....	58
IV.3.2	Armatures longitudinales.....	60
IV.3.3	Vérification à l'ELS.....	61
IV.3.4	Les recommandes de RPA.....	61
IV.3.5	Vérification de la flèche	61
IV.3.6	Vérification de l'effort tranchant.....	62
IV.3.7	Armatures transversales.....	63
IV.4	Ferrailage des voiles	65
IV.4.1	Vérification spécifique	65
IV.4.2	Résultats des efforts et ferrailage	66
IV.4.3	Ferrailage	66
IV.5	Etude des fondations.....	77
IV.5.1	Introductions	77
IV.5.2	Combinaison d'action	77
IV.5.3	Type de fondation :.....	77
IV.5.4	Prédimensionnement de radier	77
IV.5.5	Vérification des contraintes dans le sol	80
IV.5.6	Vérification au poinçonnement selon l'article a.5.2.4 cba93	81
IV.5.7	Vérification au cisaillement selon CBA93 art. A.5.1	83
IV.5.8	Ferrailage de radier.....	83
CONCLUSION GENERALE		87
BIBLIOGRAPHIE.....		89
LA LISTE DES SYMBOLES.....		92
ANNEXE "A" : Schèmes Des Ferrailages Des Eléments Seconder		97
ANNEXE "B" : Interaction De Sol		100
ANNEXE "C" : Schèmes Des Ferrailages Des Eléments Principaux		103
ANNEXE "D" : Condition De Ductilité Locale.....		117



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions **ALLAH** pour sa grace, sa faveur et son succès dans la réalisation de ce mémoire.

Ensuite, celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas **ALLAH**.

Tout d'abord, nous remercions la personne qui a dirigé ce travail, **Mme. Malika Boumaïza** et **Mme. Mohamadi Saddika**, qui nous ont fait bénéficier de leur expérience scientifique et de leurs précieux conseils.

Ensuite, nous adressons nos sincères remerciements aux membres du **GCB/DEP** pour nous avoir donné l'opportunité de faire un stage et d'expérimenter la vie professionnelle, en particulier les ingénieurs **A. HASSAN** et **K. HICHAM** pour nous avoir aidés à réaliser ce travail et pour nous avoir fourni des conseils scientifiques, une orientation professionnelle et une motivation morale.



DÉDICACE

Alḥamdulillāh, par Sa grâce les bonnes œuvres s'accomplissent, et par Son soutien les obstacles s'effacent.

Je dédie ce travail à :

Avant tout, je rends grâce à Allāh - Le Très-Haut. Puis, j'adresse ma plus profonde gratitude à mes chers parents, à qui je dois tout.

- À mon père, Ahmed, toi qui as semé en moi la foi et m'as guidé avec ton amour, ta patience et tes sacrifices. Ce diplôme est le fruit de ton engagement. Sans toi - après Allāh - je ne serais pas arrivé jusqu'ici.

- À ma mère, Nassira, source d'amour et de prières constantes. Ton soutien inconditionnel et ta tendresse m'ont porté à chaque étape. Ce travail t'est dédié, avec tout mon amour.

J'adresse aussi cette dédicace à ma sœur et sa fille, à mes frères, sœurs et à toute ma famille, chacun selon sa place dans mon cœur.

Je n'oublie pas mes amis fidèles :

Tarek, Anas, Aymen, Ayoub, Yacine, Abdelhak, Miloud, Zakaria, Khaled, Souhaib, Hassan, Ghilas et Aymen.

Et enfin, à mon binôme de projet, Waïl, pour son accompagnement tout au long de ce parcours.

MUSTAPHA

DÉDICACE

*Tout d'abord Je tiens à remercier dieu de
m'avoir donné la force et le courage de mener
à bien ce modeste travail.*

*Je dédié ce travail avec les sentiments les plus
sincères :*

*A ma moitié, à la source de ma joie et mon
bonheur maman merci d'être mon héroïne
d'être un exemple de vie et de me donner tout
ton amour sans rien demander en retour.*

*A mon père bien aimé "DJAMEL" ton soutien
discret ta sagesse et tes sacrifices silencieux
ta présence compte beaucoup pour moi merci
de toujours me soutenir.*

*A ma petite famille, qui n'ont jamais cessé de
me donner un coup de main, ce travail est le
résultat de vos encouragements*

*Sans oublier mes frères et mes amis Waïl,
Bedrou, Mourad, amine Imad, Yacine,
Oussama, Rayen, Ramzi, Akram pour son
soutien et encouragements et à qui je souhaite
plus de succès.*

A mon binôme Mustapha.

WAIL

Résumé

Ce mémoire porte sur la modélisation d'un bâtiment en béton armé de forme irrégulière avec la prise en compte de l'effet de l'interaction sol structure. L'objectif principal de ce travail est de montrer l'effet de l'irrégularité géométrique sur la stabilité de bâtiment avec prise en compte de l'interaction sol-structure.

Les résultats montrent que l'influence de l'ISS sur la réponse modale (notamment la période fondamentale) croît avec la flexibilité du sol. Cette influence est encore plus marquée pour les structures irrégulières : plus le bâtiment présente des irrégularités et plus le sol est flexible, plus l'impact de l'ISS sur la réponse dynamique est significatif.

En ce qui concerne la réponse sismique, l'hypothèse de base fixe surestime les efforts internes (voiles et poteaux) surtout pour les structures irrégulières. En revanche, les déplacements relatifs sont sous-estimés pour les bâtiments réguliers, avec une augmentation bien plus notable dans le cas des structures irrégulières.

Mots clés : interaction sol-structure, irrégularité géométrique, base fixe, sol flexible.

Abstract

This thesis deals with the modeling of a reinforced concrete building of irregular shape, taking into account the effect of soil-structure interaction. The main objective of this work is to show the effect of geometric irregularity on the stability of a building with soil-structure interaction taken into account.

The results show that the influence of the ISS on the modal response (particularly the fundamental period) increases with soil flexibility. This influence is even more marked for irregular structures: the more irregular the building and the more flexible the soil, the greater the impact of the ISS on the dynamic response.

As far as seismic response is concerned, the fixed-base assumption overestimates internal forces (walls and columns), whatever the shape of the structure. On the other hand, relative displacements are underestimated for regular buildings, with a much more notable increase in the case of irregular structures.

Key words: soil-structure interaction, geometric irregularity, fixed base, flexible soil.

الملخص

يتناول هذا البحث نمذجة مبنى من الخرسانة المسلحة ذي شكل غير منتظم مع أخذ تأثير التفاعل بين التربة والبناء بعين الاعتبار , الهدف الرئيسي من هذا العمل هو إظهار تأثير اللاننتظام اله هندسي على استقرار المبنى مع أخذ التفاعل بين التربة و البناء في الحسبان .

تُظهر النتائج ان تأثير التفاعل بين التربة والبناء على الاستجابة النمطية (وخاصةً الفترة الأساسية) يزداد مع زيادة مرونة التربة , ويكون هذا التأثير أكثر وضوحاً في حالة المنشآت الغير منتظمة : فكلما زادت لانتظامات المبنى وكانت التربة اكثر مرونة , وكان تأثير التفاعل على الاستجابة الديناميكية أكثر أهمية.

أما فيما يخص الاستجابة الزلزالية , فإن فرضية القاعد الثابتة تؤدي الى تقدير مبالغ فيه للقوى الداخلية (في الجدران والاعمدة), خصوصاً في المنشآت الغير منتظمة . من جهة أخرى فإن الإزاحات النسبية تُقدّر بأقل من قيمتها الحقيقية في المباني المنتظمة , مع زيادة ملحوظة جداً في حالة الهياكل غير المنتظمة.

الكلمات المفتاحية : التفاعل بين التربة والبناء , لانتظام هندسي , قاعدة ثابتة , تربة مرنة

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I- 1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment.....	5
Tableau I- 2: Les caractéristiques du béton.	7
Tableau I- 3: Les caractéristiques de l'acier.....	7
Tableau I- 4: Les charges des Planchers en dalle pleine	8
Tableau I- 5: Les charges d'escalier.....	8
Tableau I- 6: Les efforts internes au niveau de la dalle M_{xx} , M_{yy} et V_u	9
Tableau I- 7: Ferrailage de la dalle pleine	10
Tableau I- 8: Vérifications à l'ELU de la dalle pleine	10
Tableau I- 9: Vérification à l'ELS de la dalle pleine	11
Tableau I- 10: la vérification des conditions de la flèche	11
Tableau I- 11: Les combinaisons d'action des escaliers et les réactions des escaliers	13
Tableau I- 12 : Le ferrailage des escaliers	13
Tableau I- 13: Vérification à l'ELU des escaliers.....	13
Tableau I- 14 : Vérification à l'ELS (fissuration peu préjudiciable)	14
Tableau I- 15: Le ferrailage de la poutre palière.....	14
Tableau I- 16 : Les charges d'acrotère.....	14
Tableau I- 17: Le ferrailage de l'acrotère.	14
Tableau I- 18: Prédimensionnement de poutre sens Y-Y ($L_{max}=800cm$).....	15
Tableau I- 19: Prédimensionnement de poutre sens X-X $L_{max}=750cm$)	15
Tableau I- 20: L'épaisseur et la longueur des voiles	15
Tableau I- 21: Les charges d'exploitation des poteaux.....	16
Tableau I- 22: Prédimensionnement des poteaux	17

Chapitre II

Tableau II - 1: COEFFICIENTS DE RIGIDITÉS DYNAMIQUE ET D'AMORTISSEMENT POUR DES FONDATIONS EN SURFACE SUR UN SEMI-ESPACE HOMOGENE (D'APRÈS GAZETAS, 1991)	23
Tableau II - 2 : COEFFICIENTS DE RIGIDITÉS DYNAMIQUE ET D'AMORTISSEMENT POUR DES FONDATIONS ENTERRÉES DANS UN SEMI ESPACE HOMOGENE (D'APRÈS GAZETAS, 1991).....	23
Tableau II - 3 : CONSTANTES POUR RESSORTS EQUIVALENTS A LA FONDATION (D'APRES RICHART ET COLL., 1970).....	24

Chapitre III

Tableau III - 1: Vérification de la régularité en plan (figure III.2).....	28
Tableau III - 2: Vérification de la régularité en élévation.	29
Tableau III - 3: Valeurs de facteur de qualité Q	29
Tableau III - 4: Caractéristiques géométriques et massique de la structure	34
Tableau III - 5: Participations massiques	35
Tableau III - 6: Les rayons de torsion.....	36
Tableau III - 7: Le rayon de giration et vérification	36
Tableau III - 8: Justification du système de contreventement	36
Tableau III - 9: la période fondamentale	37

Tableau III - 10: Coefficient de correction λ	37
Tableau III - 11: La valeur de force sismique à la base	37
Tableau III - 12: Vérification de l'effort tranchant.....	38
Tableau III - 13: Distribution des forces sismique	38
Tableau III - 14: Vérification de l'effet P- Δ Sens X-X.....	39
Tableau III - 15: Vérification de l'effet P- Δ Sens Y-Y	39
Tableau III - 16: Vérification des déplacements inter-étages	40
Tableau III - 17: Justification de limitation des dommages	40
Tableau III - 18: Vérification stabilité au renversement sens X-X et Y-Y	40
Tableau III - 19: Vérification de diaphragme rigide	42
Tableau III - 20: Caractéristiques physiques propre du sol	43
Tableau III - 21: Les caractéristiques géométriques (structure irrégulière)	43
Tableau III - 22: Valeurs des raideurs (structure irrégulière)	44
Tableau III - 23: Les caractéristiques géométriques (structure régulière).....	44
Tableau III - 24: Les valeurs des raideurs (structure régulière).....	44
Tableau III - 25: Le rapport T_{fixe}/T irrégulière	45
Tableau III - 26: Le rapport T_{fixe}/T régulière	45

Chapitre IV

Tableau IV- 1: Sollicitations normales	53
Tableau IV- 2: Sollicitations tangentes	53
Tableau IV- 3: Résultats des efforts et ferrailage des poteaux	54
Tableau IV- 4: ferrailage des poteaux et les recommandes de RPA	55
Tableau IV- 5: Les armatures transversales	56
Tableau IV- 6: Vérification A'ELS	57
Tableau IV- 7: les moments des poutre sens "Y"	58
Tableau IV- 8: les moments sens "X"	59
Tableau IV- 9: Armatures longitudinales	60
Tableau IV- 10: Vérification à l'ELS.....	61
Tableau IV- 11: Les recommandes de RPA	61
Tableau IV- 12: Vérification de la flèche sens "Y"	62
Tableau IV- 13: Vérification de la flèche sens "X"	62
Tableau IV- 14: Vérification de l'effort tranchant	63
Tableau IV- 15 : Sollicitations normales des voiles.....	65
Tableau IV- 16: Sollicitations tangentes des voiles	65
Tableau IV- 17: Dispositions générales	66
Tableau IV- 18: les données des voiles.....	67
Tableau IV- 19: Les armatures verticales	68
Tableau IV- 20 : Les armatures horizontales	68
Tableau IV- 21: les armatures verticales voiles 3 m	69
Tableau IV- 22: les armatures horizontales.....	70
Tableau IV- 23: Armatures verticales	71
Tableau IV- 24: Les armatures horizontales	72
Tableau IV- 25: Les armatures verticales	73
Tableau IV- 26: Les armatures horizontales	74
Tableau IV- 27: Les armatures verticales	75
Tableau IV- 28 : Les armatures horizontales	76
Tableau IV- 29: les combinaisons d'action des fondations	77

Tableau IV- 30: les données de dalle de radier et les nervures	79
Tableau IV- 31: Vérification des contraintes dans le sol	80
Tableau IV- 32: Vérification au cisaillement	83
Tableau IV- 33: les moments max	84
Tableau IV- 34: le ferrailage de dalle de radier	84
Tableau IV- 35: Vérification A'ELU	85
Tableau IV- 36: Ferrailage de la nervure	86

Liste des figures

Chapitre I

Figure I- 1 : La vue en élévation	5
Figure I- 2 : La vue en 3D.....	6
Figure I- 3 : La vue en plan.....	6
Figure I- 4:le panneau de dalle.....	9
Figure I- 5: les efforts tranchants de la dalle	9
Figure I- 6: Les moments M_{min} et M_{max} l'ELUsens xx et yy.....	9
Figure I- 7: Coupe des escaliers.....	12
Figure I- 8: Schéma statique (escalier)	12
Figure I- 9: Effort tranchant à l'ELU (escalier)	12
Figure I- 12: Effort tranchant à l'ELS (escalier).....	12
Figure I- 10: Moment à l'ELU (escalier)	12
Figure I- 11: Moment à l'ELS (escalier).....	12

Chapitre II

Figure II - 1: Schéma conceptuel -analyse directe-	20
Figure II - 2: Les étapes de la méthode sous structure.....	21

Chapitre III

Figure III - 1 : La vue en 3D de la structure	28
Figure III - 2: Les vues en plan.....	31
Figure III - 3: Les vues en élévation sens Y-Y	32
Figure III - 4: Les vues en élévation sens X-X.....	33
Figure III - 5: La disposition des voiles.....	34
Figure III - 6: Le spectre de réponse horizontal.	38
Figure III - 7: Vue en élévation des deux cas de la structure régulier et irrégulière, avec des ressorts à la base	42
Figure III - 8: Vues en plan des deux cas : régulier et irrégulier	43
Figure III - 9: Variation de rapport T_{fixe}/T structure régulière	45
Figure III - 10: Variation de rapport T_{fixe}/T structure irrégulière.....	46
Figure III - 11: Les déplacement relatif sans et avec interaction suivant les deux sens (structure régulière)	47
Figure III - 12: Les déplacement relatif sans et avec interction sens Y-Y (structure irrégulière).....	47
Figure III - 13 : Les déplacement relatif sans et avec interction sens X-X(structure régulière)	48
Figure III - 14: Effort tranchant (voile) sens X-X	49
Figure III - 15: Effort tranchant (voile) sens Y-Y	49
Figure III - 15: Effort tranchant (voile) sens Y-Y	49
Figure III - 16: Effort tranchant (poteau) sens X-X.....	49
Figure III - 17: Effort tranchant (poteau) sens Y-Y	49
Figure III - 18: Effort tranchant (voile) sens X-X	50
Figure III - 19: Effort tranchant (voile) sens Y-Y	50
Figure III - 20: Effort tranchant (poteau) sens X-X.....	50

Figure III - 21: Effort tranchant (poteau) sens Y-Y	50
--	-----------

Chapitre IV

Figure IV- 1: moment "ELU"	58
Figure IV- 2: moment "ELUA"	58
Figure IV- 3: moment "ELS"	58
Figure IV- 4: moment "ELU"	59
Figure IV- 5: moment "ELS"	59
Figure IV- 6: moment "ELUA"	59
Figure IV- 7: Effort tranchant "Y"	62
Figure IV- 8: Effort tranchant "X"	62
Figure IV- 9: Dispositions des ferrailles	67
Figure IV- 10: Dispositions des voiles	67
Figure IV- 11: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 1	67
Figure IV- 12: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 1	67
Figure IV- 13: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 2	69
Figure IV- 14: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 2	69
Figure IV- 15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 3	71
Figure IV- 16: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 3	71
Figure IV- 17: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 4	73
Figure IV- 18: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 4	73
Figure IV- 19: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 5	75
Figure IV- 20: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 5	75
Figure IV- 21: une coupe de radier	77
Figure IV- 22 : panneau plus défavorable	78
Figure IV- 23: efforts sous poteaux	81
Figure IV- 24: Schéma de transmission des charges	81
Figure IV- 25: efforts sous voile.	82
Figure IV- 26: Schéma de transmission des charges	82
Figure IV- 27: effort tranchant sens "X"	83
Figure IV- 28: effort tranchant sens	83
Figure IV- 29: coupe de radier	83
Figure IV- 30: moments max sens "X"	84
Figure IV- 31: moments max sens "Y"	84

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Traditionnellement, les méthodes de conception structurelle supposent une base parfaitement fixe, sans possibilité de tassement, de glissement ou de rotation. Cependant, lors d'un séisme, les forces d'inertie générées créent un cisaillement à la base et un moment de renversement au niveau des fondations. À moins que le système de fondation et le sol sous-jacent ne soient infiniment rigides, ces sollicitations induisent nécessairement des rotations et déplacements des assises. Ces mouvements perturbent significativement les propriétés dynamiques réelles du système. Ce couplage complexe, où la réponse vibratoire de la structure modifie le comportement du sol et réciproquement, constitue le phénomène d'interaction sol-structure (ISS).

La littérature scientifique rapporte de nombreuses études sur le comportement sismique des fondations dans le cadre de l'interaction sol-structure (ISS). Parallèlement, plusieurs travaux ont analysé la réponse des bâtiments de grande hauteur sous séisme en considérant l'ISS [4-8], avec des comparaisons systématiques aux modèles à base fixe.

Stewart et al ont établi des recommandations consensuelles pour l'intégration de l'ISS dans les analyses historiques de réponse, proposant une synthèse conceptuelle unifiée avec un système cohérent d'unités et de variables. Dans une approche complémentaire, Anand et Kumar ont réalisé une revue méthodologique des différentes techniques d'intégration de l'ISS dans les analyses de réponse sismique, tout en examinant les prescriptions des principaux codes parasismiques.

Dans ce mémoire, une modélisation numérique est réalisée sous ROBOT Structural Analysis 2024 pour évaluer la réponse sismique d'un bâtiment R+7 en béton armé, irrégulier en plan et en élévation, en considérant l'ISS et en comparant les résultats à ceux d'une structure régulière. Le sol est modélisé comme un milieu homogène à comportement élastique linéaire, représenté par des ressorts. Quatre types d'analyses dynamiques sont menées : une avec base fixe et trois intégrant l'ISS pour différents types de sols définis par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

Afin d'atteindre ces objectifs, le mémoire est structuré en différents chapitres comme suit :

Le premier chapitre sera consacré à la présentation de l'ouvrage étudié, caractéristiques des matériaux utilisés, prédimensionnement et ferrailage des éléments de la structure.

INTRODUCTION GENERALE

Le deuxième chapitre illustre la complication d'un phénomène d'ISS en mettant l'accent sur l'interaction cinématique et inertielle. Il expose les différentes méthodes d'analyses utilisées dans la modélisation de ce phénomène.

Dans le troisième chapitre, nous modéliserons notre structure à l'aide de logiciel ROBT Structural Analysis 2024 en considérant à la fois les scénarios avec interaction sol-structure (ISS) et sans ISS. ET cela pour les deux cas bâtiment régulier et irrégulier Nous passerons en détail les résultats obtenus, tels que les périodes, les déplacements, les efforts, et nous les comparerons entre ces deux scénarios.

Le troisième chapitre, concerne le ferrailage des éléments principaux ainsi que l'étude des fondations.

Enfin, nous conclurons ce mémoire par une conclusion générale qui englobe l'ensemble des résultats que nous avons obtenus.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE, PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE I

I.1 Introduction

L'ouvrage est un hôtel **R+7** en béton armé, implanté à la willaya de Boumerdès commune de Bordj-Menaïel classé en zone de forte sismicité **V** selon le règlement parasismique Algérien (**RPA2024**).

Les éléments porteurs de la structure sont poteaux, poutres en béton armé et les planchers qui assurent la distribution des charges verticales à ces derniers sont en dalle pleine. L'ouvrage présente une forme irrégulière (en plan et élévation).

I.2 Caractéristiques géométriques de bâtiment

Le tableau I.1 et les figures I.1, I.2 et I.3 représentent respectivement les dimensions et les différentes vues de bâtiment.

Tableau I- 1: Les caractéristiques géométriques du bâtiment

Niveau	RDC	Etage courant	Hauteur totale
Hauteurs (m)	3,57	3,40	33,77
Sens	Longitudinal	Transversal	
Dimensions (m)	22	23.65	

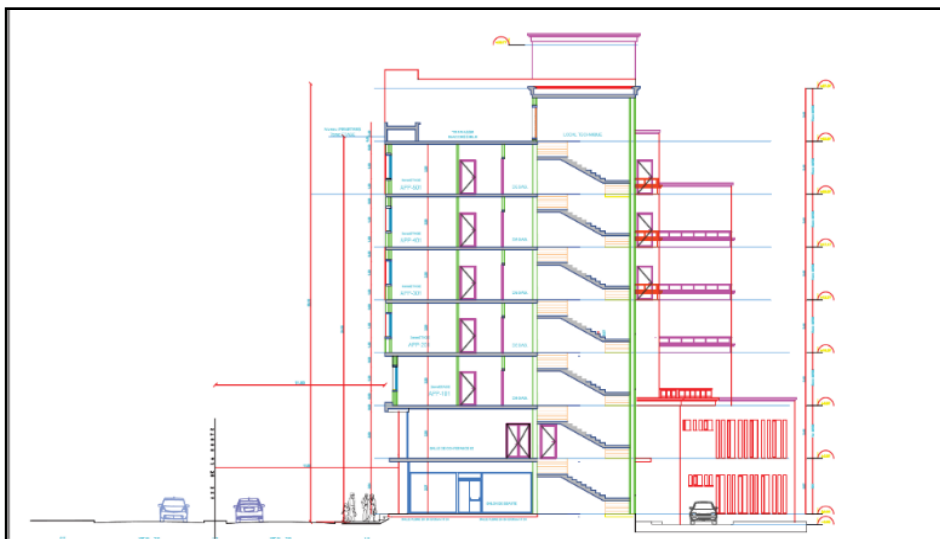


Figure I- 1 : La vue en élévation

CHAPITRE I



Figure I- 2 : La vue en 3D

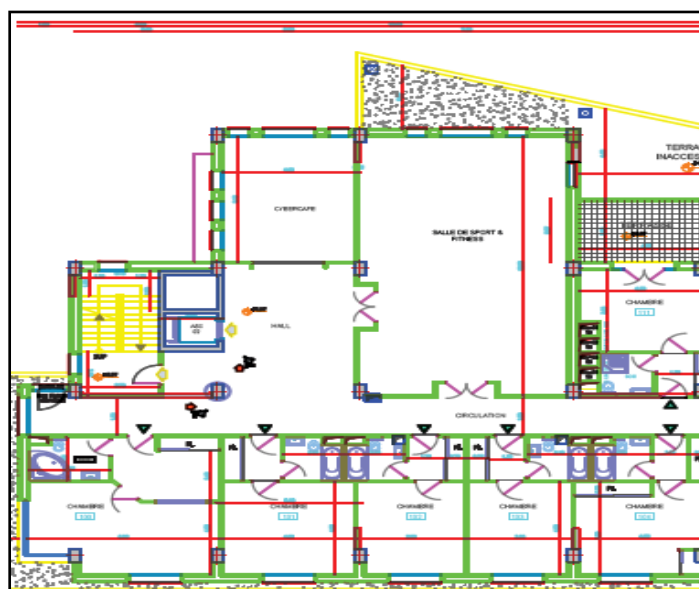


Figure I- 3 : La vue en plan

CHAPITRE I

I.3 Hypothèse de calcul, et caractéristique des matériaux

Selon la norme algérienne NA16002, la classe d'exposition est XA2 (Environnements contenant des substances chimiques agressives). On prend $F_{c28}=30$ MPa.

Les caractéristiques ainsi que les hypothèses de calcul des matériaux utilisés (béton et acier) sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau I- 2: Les caractéristiques du béton.

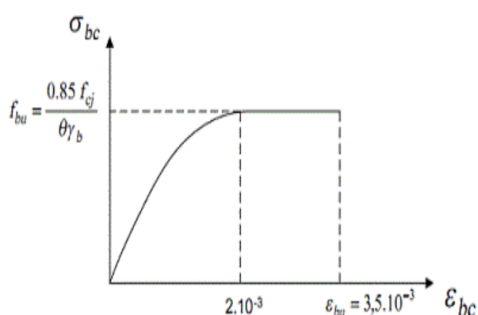
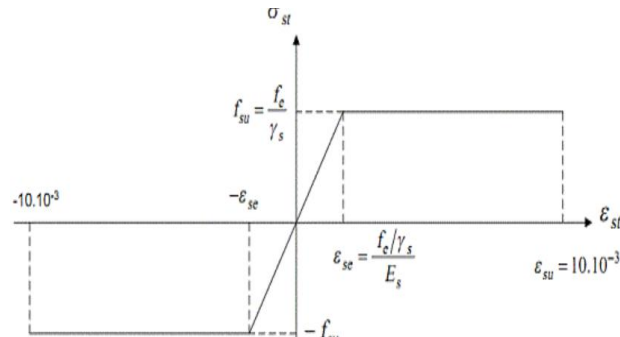
Le béton		
F_{c28} (MPa)	Compression : 30	 <p>Diagramme $\sigma - \varepsilon$ à l'ELU</p>
	Traction : 2,4	
F_{bu} (MPa)	Situation courante : 17 ($\gamma_b = 1.5$)	
	Situation accidentelle : 21,5 ($\gamma_b = 1.2$)	
σ_{bc} (MPa)	18	
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	3	Fissuration préjudiciable
E_{i28} (MPa)	34179.55757	Instantanée
	11496.76027	Différée
ν	0	Calcul des sollicitations.
	0,2	Calcul de déformation.

Tableau I- 3: Les caractéristiques de l'acier.

L'acier		
Fe (MPa)	Haute adhérence : 500	 <p>Diagramme $\sigma - \varepsilon$ de l'acier</p>
	Rond lisse : 235	
E_i (MPa)	200000	
γ_s	Durable : 1,15	
	Accidentelle : 1	
σ_s (MPa)	Durable : 434,783	
	Accidentelle : 500	

CHAPITRE I

I.4 Descente de charges, prédimensionnement et ferrailage des éléments secondaires

I.4.1 Descente des Charges

I.4.1.1 Plancher terrasse, étage courant et balcon

Tableau I- 4: Les charges des Planchers en dalle pleine

Terrasse					Etage courant et RDC, balcon			
	Matériaux	e(m)	γ (kN/m ³)	kN/m ²	Matériaux	e(m)	γ (kN/m ³)	kN/m ²
1	Protection gravillon	0.06	17	1.02	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Etanchéité	0.01	12	0.12	Mortier de pose	0.025	20	0.45
3	Forme de pente	0.1	20	2	Lit de sable	0.025	18	0.45
4	Film pare vapeur	0.02	10	0.2	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16	Cloison légère			1
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	Dalle pleine	0.2	25	5
7	Dalle pleine	0.2	25	5				
Charges permanentes G				8.7				7.6
Surcharge d'exploitation Q				1				2,5

I.4.1.2 Les escaliers

Tableau I- 5: Les charges d'escalier

	Matériaux	e(m)	γ (kN/m ³)	kN/m ²
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Paillasse	0.233	25	5.83
3	Marches	0.085	22	1.87
4	Couche de sable	0.03	18	0.54
5	Chape de ciment	0.02	20	0.4
6	Carrelage en granito	0.02	22	0.44
7	Garde-corps	/	/	1
Charges permanentes				10.55
Surcharges d'exploitation				2.5

Pour le palier G= 6,74 kN/m²

NB : Les charges d'exploitation sont tirées de DTR B.C.2.2

CHAPITRE I

I.4.2 Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires

I.4.2.1 Les planchers en dalle pleine

On prend le panneau le plus sollicité (figure I.4), suivant les conditions de résistance données ci-dessous, l'épaisseur de la dalle adoptée : **e=20cm**.

- **Résistance à la flexion** : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7.5}{8} = 0.94 > 0.4$, La dalle reposant sur 03 ou 04 appuis alors : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 15 \leq e \leq 18.75$; on prend : $e = 20$ cm.
- **Résistance aux Incendies** : $e = 11$ cm

➤ Calcul des efforts dans le panneau de dalle

Les efforts calculés sont donnés dans le tableau I.6, et les figures I.5, 6 représentent leur répartition.

Tableau I- 6: Les efforts internes au niveau de la dalle Mxx, Myy et Vu

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L _x (m)	L _y (m)	e (m)	M _{xx} (kN.m)		M _{yy} (kN.m)		V _u (kN)
					Appui	Travée	Appui	Travée	
8,7	1	7,5	8	0,2	60.41	-24.67	40.85	-22.80	53.48

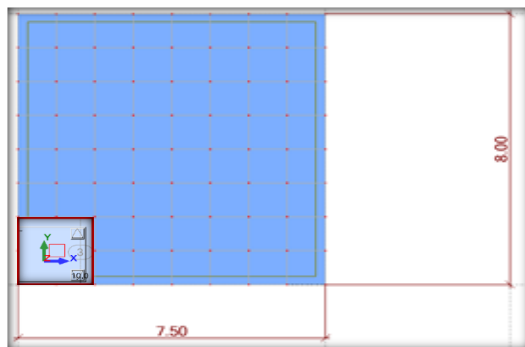


Figure I- 4:le panneau de dalle

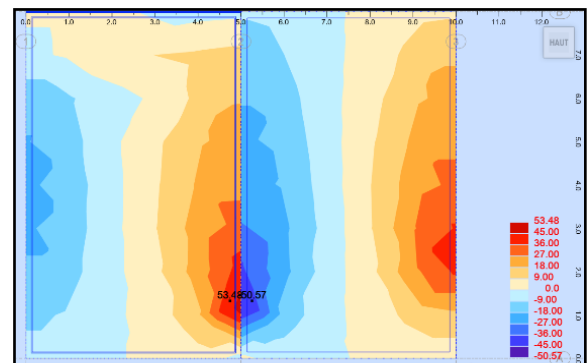


Figure I- 6: les efforts tranchants de la dalle

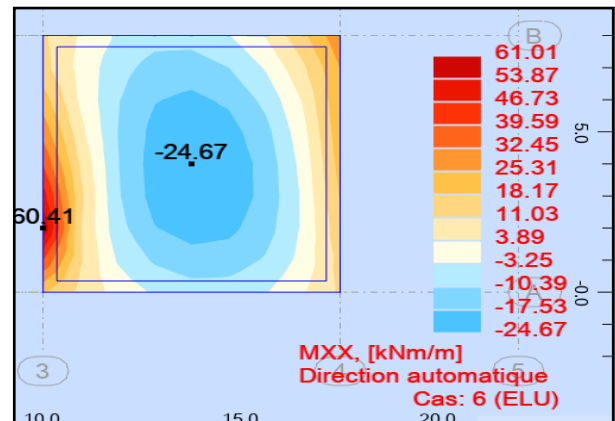
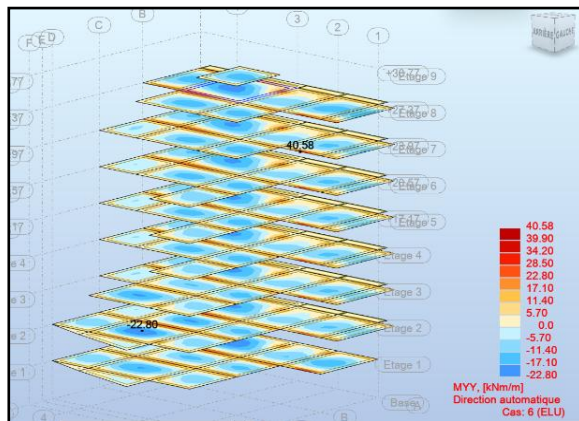


Figure I- 5: Les moments Mmin et Mmax l'ELUsens xx et yy

CHAPITRE I

- Le ferrailage de la dalle

Le ferrailage des dalles se fait en flexion simple

$b = 1\text{m} = 100\text{cm}$; $h = e = 0.20\text{m} = 20\text{cm}$;

Tableau I- 7: Ferrailage de la dalle pleine

Sens "X-X"			
Appui	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 14	A _{s.appui} =10.78 cm ²
	As = 10.1 cm ²		
Travée	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 10	A _{s.travée} = 5.50cm ²
	As = 3.9 cm ²		
Sens "Y-Y"			
Appui	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 12	A _{s.appui} =7.92cm ²
	As = 6.6 cm ²		
Travée	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 10	A _{s.travée} = 5.50 cm ²
	As = 3.5 cm ²		
Espacesments			
` Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
Appui	Travée	Appui	Travée
St = 15 cm	St= 15 cm	St = 15 cm	St= 15 cm

➤ Les Vérifications à l'ELU et l'ELS

Les différentes conditions de vérification aux états limites exigés par les règlements sont résumés dans les tableaux I-8, 9 et 10.

Tableau I- 8: Vérifications à l'ELU de la dalle pleine

Condition non fragilité			
$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.1 \text{ cm}^2$			
Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
Appui	Travée	Appui	Travée
$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$			
Espacesments			
Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
$\min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$		$\min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$	
Appui	Travée	Appui	Travée
$St < St_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$			
L'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.2.2)			
$\tau_u = 0.297 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$			

CHAPITRE I

Tableau I- 9: Vérification à l'ELS de la dalle pleine

	Appui			Travée			
M_{xx}	44,22			-18,06			
M_{yy}	29,53			-16,15			
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Vérification
Sens "X-X"							
Appui	44.22	10.78	0.061821	0.000304	8.975127	18	C.V
Travée	18.06	5.5	0.046869	0.000181	4.688394	18	C.V
Sens "Y-Y"							
Appui	29.53	5.5	0.054587 5	0.000241	6.686675	18	C.V
Travée	16.15	5.5	0.046869	0.000180	4.192556	18	C.V

Tableau I- 10: la vérification des conditions de la flèche

M _{ser,travée} (MN*m)		M _{0,travée} (MN*m)		A _s (m²)	
18.71	0.01871	22.01	0.02201	5.5	0.00055
L(m)	h(m)	b (m)	d (m)	f _e (MPa)	
8	0.2	1	0.18	500	
	Condition 01			Condition 02	
	0.033333	2.04591E-05		0.003056	0.004
	Condition vérifier			Condition vérifier	

NB : Après vérification des conditions exigés par l'art B.7.4 de BAEL 91 /99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

I.4.2.2 Les escaliers

Le dimensionnement des escaliers se fait suivant la formule de BLONDEL :

- ❖ **Hauteur du contre marche :** $h = \frac{H}{n} = \frac{178.5}{10} = 17.85 \approx 18 \text{ cm} ;$
- ❖ **Calcul de giron :** $g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{270}{(10-1)} = 30 \text{ cm} ;$
- ❖ **L'inclinaison de la paillasse :** $\tan \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{h}{g} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{18}{30} \right) = 30.96^\circ$
- ❖ **Calcul la longueur L' :** $L' = \frac{300}{\cos(30.96)} = 3.50 \text{ m}$
- ❖ **L'épaisseur de la paillasse :** $\frac{L'}{30} < e_p < \frac{L'}{20} \Rightarrow 14.67 < e_p < 22 , \text{ On prend :}$

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE I

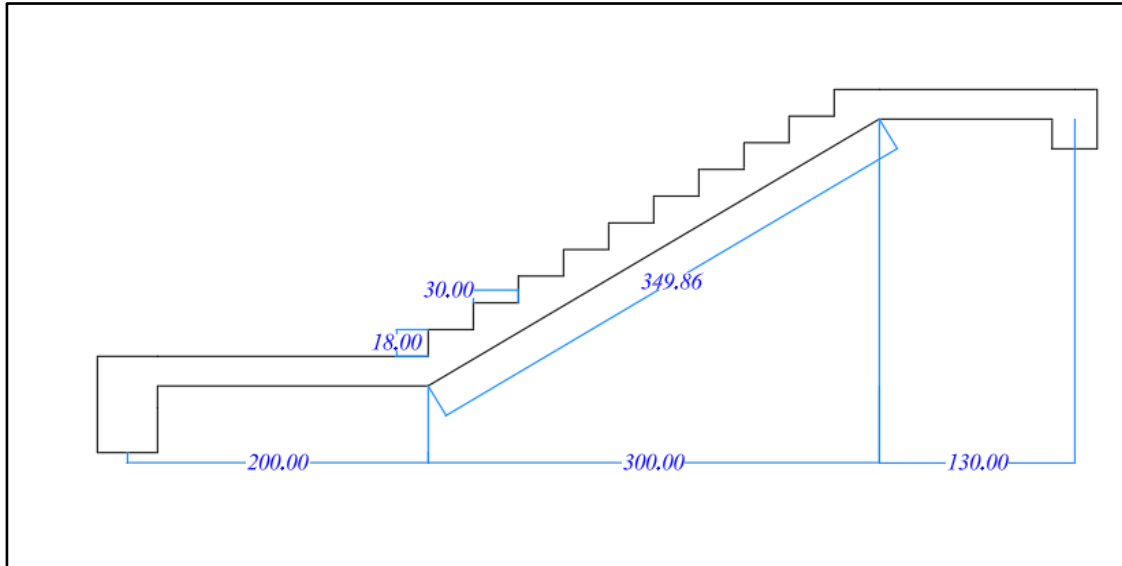


Figure I- 8: Coupe des escaliers

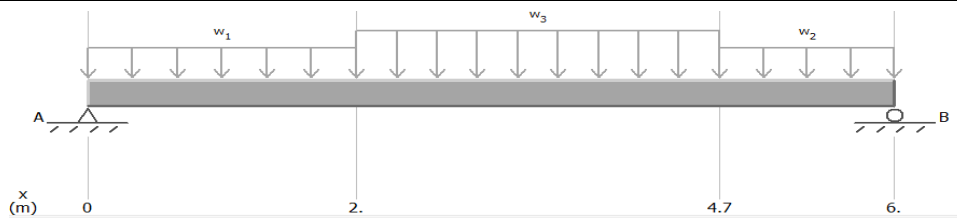


Figure I- 7: Schéma statique (escalier)

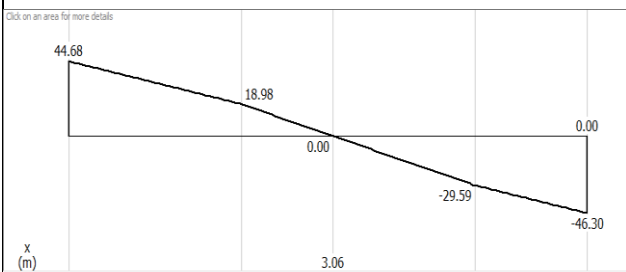


Figure I- 9: Effort tranchant à l'ELU (escalier)

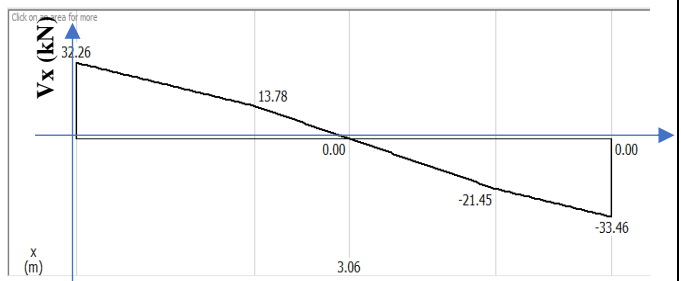


Figure I- 10: Effort tranchant à l'ELS (escalier)

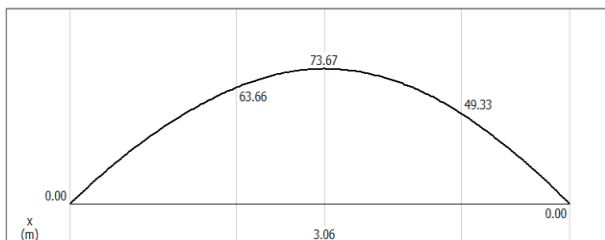


Figure I- 11: Moment à l'ELU (escalier)

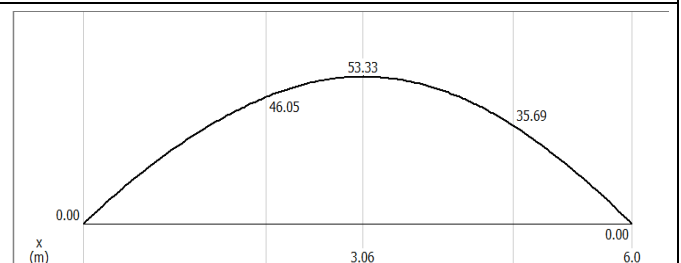


Figure I- 12: Moment à l'ELS (escalier)

CHAPITRE I

Tableau I- 11: Les combinaisons d'action des escaliers et les réactions des escaliers

		ELU Q_u (kN/ml)	ELS Q_s (kN/ml)
Volée		17,99	13,05
Palier		12,85	9,24
Réactions	R_A (kN)	44.68	32.26
	R_B (kN)	46.30	33.46

➤ **Le ferrailage des escaliers**

Tableau I- 12 : Le ferrailage des escaliers

Armature principale				
Appui	Ferrailage longitudinal		Section adoptée 7 HA 10	A_p =5.50 cm ²
	A_s = 3.1 cm ²			
Travée	Ferrailage longitudinal		Section adopte 7 HA 14	A_p = 10.78cm ²
	A_s = 9.1 cm ²			
Armature de répartition				
Appui	$A_r = \frac{A_p}{4}$	A_r =1.375 cm ²	Section adoptée 4 HA 10	A_r =3.14 cm ²
Travée		A_r =2.695 cm ²		
Espacement				
` Armature principale			Armature de répartition	
Appui		Travée		St =25
St = 15 cm		St= 15 cm		

➤ **Les Vérifications à l'ELU et l'ELS**

Tableau I- 13: Vérification à l'ELU des escaliers

Condition de non fragilité				
$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$	$A_{min} = 2.1 \text{ cm}^2$	Appui	$A_s > A_{min}$	Condition vérifier
		Travée	$A_s > A_{min}$	
Espacements				
Armature principale		Armature de répartition		
$\min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$		$\min(4 * h ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$		
Appui	Travée	$St < St_{min} \dots \dots CV$		
$St < St_{min}$	$St < St_{min}$			
L'effort tranchant				
Contrainte tangente		Contrainte tangente limite		
$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$		$\bar{\tau}_u = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$		
$\tau_u=0.262 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u= 1.4 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$				
Entraînement des barres isolées ou en paquet				
La contrainte d'adhérence $\bar{\tau}_{se}$				
$\tau_{se} \text{ (MPa)}$		$\overline{\tau_{se}} = 3,6 \text{ MPa}$		
Appui	Travée			
1.17	0			
$\tau_{se} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots CV$				

CHAPITRE I

Tableau I- 14 : Vérification à l'ELS (fissuration peu préjudiciable)

	M_{ser} (KN*m)	A_s (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Vérification
Appui	15.99	5.5	0.04686 9	0.00018 1	4.15102 1	18	C.V
Travée	45.33	10.78	0.06182 1	0.00030 5	9.20041 9	18	C.V

NB : On a comme d'autre éléments a ferrailé, la poutre palière des escaliers et l'acrotère, après calcul, le tableau I.15 et I.16 donnent les armatures calculées.

Tableau I- 15: Le ferrailage de la poutre palière.

Armatures longitudinales			
Appui	Ferrailage longitudinal	Section adoptée 3 HA 14	$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$
	$A_s = 3.3 \text{ cm}^2$		
Travée	Ferrailage longitudinal	Section adoptée 3HA14 (fil) + 3 HA 16 (ref)	$A_s = 10.65 \text{ cm}^2$
	$A_s = 10.6\text{cm}^2$		
Armatures transversale			
Z. critique		Z. courante	
$A_t = 0.9 \text{ cm}^2$		$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$	
4HA10		4HA10	

Tableau I- 16 : Les charges d'acrotère

Les charges		
Poids propre		
$G_{p.p}$	$G_{R.c}$	G_T
1.725 KN/ml	0.468 KN/ml	2.193 KN/ml
Charge d'exploitation		
Q	1 KN/ml	F = max (Q ; F _{pk})
F _{pk}	2.09 KN/ml	
	F=2.09 KN/ml	

Tableau I- 17: Le ferrailage de l'acrotère.

M _f (MN.m)	μ _{bu}	μ _l	μ _l > μ _{bu}	A' _s = 0
0.001999	0.014519	0.372		
Calcul de flexion composée				
A ₁ (cm ²)			A _s (cm ²)	
0.522			0.517	
La section minimale				
A _{min} = $\frac{0,23 \times b \times d \times F_{t28}}{F_e}$			0.99 cm ²	
A _s < A _{min} feraillege avec A _{min}				
Section adopté			5 HA 10 = 3.93 cm ²	
Armature de répartition				
A _R = $\frac{A_p}{4} = \frac{3.93}{4}$ = 0.98 cm ²			4 HA 8	e = 25 cm

➤ **NB :** Tous les schémas des ferrailages des élément secondaires voir l'Annexe "A"

CHAPITRE I

I.5 Prédimensionnement des éléments principaux (selon BAEL 99, RPA 2024)

I.5.1 Le prédimensionnement des poutres

$$\frac{L_p}{15} < h_p < \frac{L_p}{10} \quad ; \quad 0.3 * h_p < b_p < 0.8 * h_p$$

➤ Les vérifications selon RPA2024 (art 7-5-1)

$b_p \geq 25 \text{ cm}$: en zone V

$h_p \geq 30 \text{ cm}$;

$\frac{h_p}{b_p} < 4$;

$b_{\max} \leq (1.5 * h + b_1)$

Tableau I- 18: Prédimensionnement de poutre sens Y-Y (Lmax=800cm)

	L_p (cm)	$L_p/10$	$L_p/15$	h_p (cm)	h_p (cm) adopté	$\frac{h_p}{b_p}$	Vérification
Poutre Sens Y-Y	800	80	53.33	66.67	65	1.63	CV
	h_p (cm)	0,3*h_p	0,8*h_p	b_p (cm)	b_p (cm) adopté		
	65	19.5	52	35.75	40		

Tableau I- 19: Prédimensionnement de poutre sens X-X Lmax=750cm)

	L_p (cm)	$L_p/10$	$L_p/15$	h_p (cm)	h_p (cm) Adopté	$\frac{h_p}{b_p}$	Vérification
Poutre Sens X-X	750	75	50	62.5	65	1.63	CV
	h_p (cm)	0,3*h_p	0,8*h_p	b_p (cm)	b_p (cm) Adopté		
	65	19.5	52	35.75	40		

I.5.2 Prédimensionnement des voiles

D'après RPA2024 (art 7-7-1) pour considérer un élément comme voile si :

$$l_w \geq \max\left(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m}\right)$$

Tableau I- 20: L'épaisseur et la longueur des voiles

	Min	$\frac{h_e}{20}$	Max (0.15, $\frac{h_e}{20}$)	b_w (cm)	b_w (cm) adopté
RDC : $h_e=2,92\text{m}$	0.15	0.15	0.15	15	30
Etages : $H_e=2,75\text{m}$	0.15	0.14	0.15	15	30
	$\frac{h_e}{3}$ (m)	$4b_w$ (m)	Min (m)	l_w (m)	l_w (m) adopté
RDC : $h_e=2,92\text{m}$	0.97	1.2	1	1.2	1.2
Etages : $H_e=2,75\text{m}$	0.91	1.2	1	1.2	1.2

CHAPITRE I

I.5.3 Prédimensionnement des poteaux

$$B_r \geq \frac{1 * 1.2 * N_u * 10^{-3}}{1 * \frac{17}{0.9} + 0.85 * \frac{400}{1.15 * 100}} * 10^4 \Rightarrow B_r \geq 0.55 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

➤ Calcul N_u (charge ultime)

$$N_u = 1.35 * N_G + 1.5 * N_Q \text{ avec :}$$

$$N_G = G_{n,terrasse} + n * G_{n,courant} + (n + 1) * G_{poteaux}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} G_{n,terrasse} = g_{terrasse} * S_i + (g_p + g_p) \\ G_{n,courant} = g_{courant} * S_i + (g_p + g_p) \\ G_{poteaux} = \gamma_{\text{béton}} * S_p * (H - h_p) \end{cases}$$

$$N_Q = Q_n * S'$$

➤ Dans la zone V :

$$(h_1 ; b_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$(h_1 ; b_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \quad ; l_{cl} : \text{hauteur libre d'étage}$$

$$\frac{1}{4} < (h_1 ; b_1) < 4$$

Vérification spécifiques (Sollicitations normales) :

$$v = \frac{N_u}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35$$

Tableau I- 21: Les charges d'exploitation des poteaux

Les niveaux	Qi	Q (kN)			
		S1	S2	S3	S4
Terrasse	Q0	1.5			
Terrasse	Q1	5.5	1	1	1
Etage 7	Q2	9.1	3.5	3.5	3.5
Etage 6	Q3	12.3	5.75	5.75	5.75
Etage 5	Q4	15.1	7.75	7.75	7.75
Etage 4	Q5	17.5	9.5	9.5	9.5
Etage 3	Q6	19.5	11	11	11
Etage 2	Q7	21.5	12.25	12.25	14.125
Etage1	Q8	22.46875	13.5	13.5	16

CHAPITRE I

Tableau I- 22: Prédimensionnement des poteaux

Niv	N _G (kN)	Sum (N _G) (kN)	N _Q (kN)	N _u (kN)	Br (cm ²)	a (cm)	Sec tion (cm)	V	v<0. 35	Section adopte (cm ²)
Terr	416.30	416.30	9.56	576.34	316.99	19.80	0.40	0.12	Ok	(55*55)
7	385.23	801.53	66.92	1182.43	650.34	27.50	0.40	0.15		(55*55)
6	385.23	1186.75	169.55	1856.43	1021.04	33.95	0.40	0.23		(55*55)
5	385.23	1571.98	261.66	2514.66	1383.06	39.19	0.40	0.31		(60*60)
4	394.01	1965.99	343.26	3168.97	1742.93	43.75	0.50	0.25		(60*60)
3	394.01	2360.00	414.34	3807.50	2094.13	47.76	0.50	0.30		(60*60)
2	397.62	2757.62	474.90	4435.13	2439.32	51.39	0.55	0.29		(65*65)
1	401.58	3159.20	546.95	5085.34	2796.94	54.89	0.60	0.28		(65*65)
RDC	405.87	3565.07	599.46	5712.03	3141.61	58.05	0.65	0.27		(65*65)

CHAPITRE II

MÉTHODES D'ANALYSE DE L'INTERACTION

SOL-STRUCTURE

CHAPITRE II

II.1 Introduction

L'interaction sol-structure est un phénomène fondamental en génie civil qui étudie les effets réciproques entre le sol et une structure bâtie. Lors de la conception d'un ouvrage, il est essentiel de comprendre comment le sol supporte les charges appliquées par la structure et comment, en retour, les déformations du sol influencent le comportement de cette dernière.

Cette interaction joue un rôle crucial dans la stabilité, la durabilité et la sécurité des bâtiments, notamment dans les zones soumises à des contraintes géotechniques complexes (sols compressibles, zones sismiques, etc.). Une mauvaise prise en compte de ces interactions peut entraîner des tassements différentiels, des fissurations, voire des effondrements.

L'analyse de l'interaction sol-structure est essentielle pour garantir la stabilité et la sécurité des bâtiments. Différentes méthodes, allant des approches simplifiées aux modélisations complexes, sont utilisées en fonction des besoins du projet.

L'effet de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse dynamique des structures a été largement étudié, tant sur le plan analytique qu'expérimental (Hradilek et al., 1973 ; Grouse et al., 1975 ; Veletsos, 1975 ; Veletsos et al., 1977 ; Papageorgiou et al., 1990 ; Tso et al., 1992 ; Todorovska et al., 1993a, 1993b ; Trifunac, 1997). Cependant, ces travaux se concentrent généralement soit sur l'interaction cinématique, soit sur l'interaction inertielle, sans souvent considérer les deux phénomènes simultanément.

II.2 Les méthodes d'analyse de l'ISS

II.2.1 L'approche d'analyse directes

L'analyse directe est une méthode avancée pour étudier l'interaction sol-structure, où le sol et la structure sont modélisés comme un système unique à l'aide de la méthode des éléments finis (MEF).

Principes clés de cette méthode est que le sol est représenté sur une zone suffisamment étendue autour et sous la structure pour capturer les effets du site.

Les fondations et éléments structuraux sont discrétisés avec leurs propres éléments finis.

Couplage complet :

L'interaction sol-structure est implicitement prise en compte dans les équations du système. Les déformations du sol et de la structure sont résolues simultanément.

Les conditions aux limites, les frontières du modèle sol sont traitées pour éviter les réflexions d'ondes non physiques (ex. éléments infinis, amortisseurs visqueux).

CHAPITRE II

Cette méthode est particulièrement adaptée aux projets critiques où une modélisation fine est indispensable.

Pas besoin de séparer le problème en phases distinctes (sol → fondations → structure).

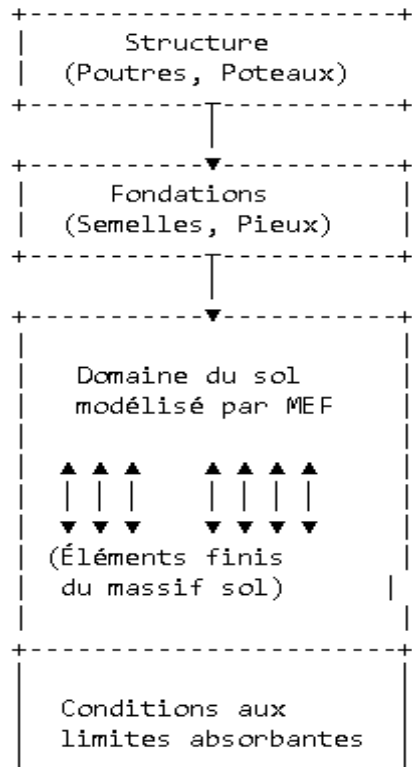


Figure II - 1: Schéma conceptuel -analyse directe-

II.2.2 La méthode de sous structure

La méthode des sous-structures est une approche linéaire simplifiée qui décompose le système sol-structure en composants indépendants modélisés séparément, puis recombinaison pour obtenir la réponse globale. Elle est particulièrement utile pour analyser les effets dynamiques (séismes, vibrations). Cette méthode reste populaire pour les analyses préliminaires, mais doit être complétée par des approches plus fines pour les projets sensibles

CHAPITRE II

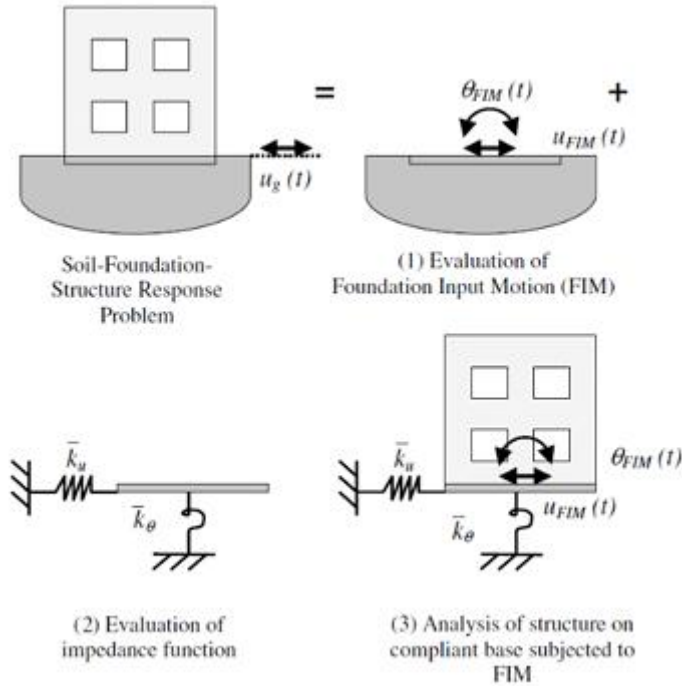


Figure II - 2: Les étapes de la méthode sous structure.

➤ La méthode de la sous-structure est réalisée suivant trois phases qui sont :

a) L'interaction cinématique

L'interaction cinématique désigne l'effet des mouvements sismiques imposés sur la base d'une structure due à la déformation du sol sous l'effet des ondes sismiques. Contrairement à l'interaction inertielle, qui résulte des vibrations propres de la structure, l'interaction cinématique se produit même pour une structure infiniment rigide.

➤ **Principales caractéristiques**

Dépend des propriétés du sol (vitesse des ondes, hétérogénéité) et de la rigidité de la fondation. Modifie la réponse sismique en surface en filtrant certaines fréquences.

Nécessite une modélisation fine du comportement sol-structure, notamment pour les fondations enterrées ou les structures sensibles comme les centrales nucléaires.

b) L'interaction inertielle.

L'interaction inertielle désigne l'influence des vibrations propres d'une structure sur son comportement dynamique sous chargement sismique, en tenant compte de la flexibilité du sol. Contrairement à l'interaction cinématique (liée au mouvement imposé par le sol), l'interaction inertielle résulte des forces d'inertie générées par la masse de la structure et sa réponse vibratoire.

CHAPITRE II

L'interaction inertielle a un effet dominant pour les structures flexibles (bâtiments élevés, tours, ponts). Dépend de la rigidité relative sol-structure : un sol mou amplifie les déformations et modifie les fréquences propres et l'amortissement du système combiné sol-structure.

c) Les fonctions d'impédance

La fonction d'impédance est un outil fondamental pour modéliser la réponse dynamique d'une fondation sur un sol élastique. Elle relie les efforts (forces/moments) appliqués à la fondation aux déplacements/rotations résultants, en tenant compte de l'inertie et de la déformabilité du sol. La difficulté majeure réside dans la détermination précise de l'impédance de la fondation. Historiquement, les méthodes analytiques ont permis de calculer l'impédance d'une fondation circulaire sur un demi-espace élastique, en s'appuyant sur les équations de propagation des ondes dans un milieu continu et diverses hypothèses simplificatrices. Les travaux de Richart et al. (1970), Luco (1982), Pais & Kausel (1988) et Gazetas (1983, 1991) ont joué un rôle clé dans le développement des techniques de calcul des fonctions d'impédance.

Aujourd'hui, des méthodes numériques avancées (éléments finis, équations intégrales, approches spectrales dans le domaine des nombres d'ondes ou des transformées de Fourier) permettent d'étendre ces calculs à des fondations de forme arbitraire. Les synthèses de Gazetas (1983), Dobry & Gazetas (1986) et Gazetas (1991) offrent un panorama exhaustif des différentes approches de calcul des amortisseurs et impédances.

En particulier, Gazetas (1991) a rassemblé dans ses tableaux II.1 et II.2 l'essentiel des données nécessaires pour estimer les rigidités dynamiques et les amortissements en fonction du paramètre adimensionnel de fréquence a_0 , applicable aux fondations superficielles ou enterrées dans un demi-espace homogène.

Par ailleurs, certains auteurs ont proposé des impédances indépendantes de la fréquence, où le coefficient reste constant. Bien que simplifiée, cette approche donne des résultats satisfaisants en pratique. Les coefficients proposés par Richart et al. (1970) pour les fondations rectangulaires et circulaires sont largement utilisés et référencés dans le tableau II.3.

CHAPITRE II

Tableau II - 1: COEFFICIENTS DE RIGIDITÉS DYNAMIQUE ET D'AMORTISSEMENT POUR DES FONDATIONS EN SURFACE SUR UN SEMI-ESPACE HOMOGÈNE

CONSTANTES POUR RESSORTS EQUIVALENTS A LA FONDATION (D'APRES RICHART ET COLL., 1970)
(D'APRÈS GAZETAS, 1991)

Vibration mode (1)	Static stiffness, K (2)	Dynamic stiffness coefficient, k ($0 \leq \alpha_0 \leq 2$) (3)	Radiation dashpot coefficient, C (4)
Vertical (z)	$K_z = [2GL/(1 - \nu)](0.73 + 1.54\chi^{0.73})$ with $\chi = A_b/4L^2$	$k_z = k_z(L/B, \nu; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(a)	$C_z = (\rho V_{Lz} A_b) \cdot \xi_z$ where $\xi_z = \xi_z(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(c)
Horizontal (y) (lateral direction)	$K_y = [2GL/(2 - \nu)](2 + 2.50\chi^{0.85})$	$k_y = k_y(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(b)	$C_y = (\rho V_{Ly} A_b) \cdot \xi_y$ where $\xi_y = \xi_y(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(d)
Horizontal (x) (longitudinal direction)	$K_x = K_y - [0.2/(0.75 - \nu)]GL[1 - (B/L)]$	$k_x \approx 1$	$C_x = \rho V_{Lx} A_b$
Rocking (rx) (about the longitudinal, x-axis)	$K_{rx} = [G/(1 - \nu)]I_x^{0.75}(L/B)^{0.25}[2.4 + 0.5(B/L)]$	$k_{rx} \approx 1 - 0.20\alpha_0$	$C_{rx} = (\rho V_{Lx} I_x) \cdot \xi_{rx}$ where $\xi_{rx} = \xi_{rx}(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(e)
Rocking (ry) (about the lateral, y-axis)	$K_{ry} = [3G/(1 - \nu)]I_y^{0.75}(L/B)^{0.15}$	$\nu < 0.40: k_{ry} \approx 1 - 0.26\alpha_0$ $\nu \approx 0.50: k_{ry} \approx 1 - 0.26\alpha_0(L/B)^{0.30}$	$C_{ry} = (\rho V_{Ly} I_y) \cdot \xi_{ry}$ where $\xi_{ry} = \xi_{ry}(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(f)
Torsion (t)	$K_t = 3.5GI_x^{0.75}(B/L)^{0.4}(I_y/B^2)^{0.2}$	$k_t \approx 1 - 0.14\alpha_0$	$C_t = (\rho V_{Lt} I_y) \cdot \xi_t$ where $\xi_t = \xi_t(L/B; \alpha_0)$ is plotted in Fig. 2(g)

K_i : Rigidité statique
 k_i : Rigidité dynamique
 C : Coefficient de radiation
 G : Module de cisaillement maximal
 D : Profondeur de la fondation

L : Largeur de la fondation
 A_b : Superficie de la fondation
 ν : Coefficient de Poisson
 I_i : Inertie

Tableau II - 2 : COEFFICIENTS DE RIGIDITÉS DYNAMIQUE ET D'AMORTISSEMENT POUR DES FONDATIONS ENTERRÉES DANS UN SEMI ESPACE HOMOGÈNE (D'APRÈS GAZETAS, 1991)

Vibration mode (1)	Static stiffness, K_{emb} (2)	Dynamic stiffness coefficient, $k_{emb}(\omega)$ (3)	Radiation dashpot coefficient, $C_{emb}(\omega)$ (4)
Vertical (z)	$K_{z,emb} = K_z[1 + (1/21)(D/B)(1 + 1.3\chi)][1 + 0.2(A_b/A_s)^{1/2}]$ where $K_z = K_{z,surface}$ is obtained from Table 1. A_s = actual sidewall-soil contact area; for constant effective contact height, d , along the perimeter: $A_s = (d) \times$ (perimeter); $\chi = A_b/4L^2$	($\nu \leq 0.40$): fully embedded: $k_{z,emb} = k_z[1 - 0.09(D/B)^{1/2}\alpha_0^2]$ in a trench: $k_{z,emb} = k_z[1 + 0.09(D/B)^{1/2}\alpha_0^2]$ ($\nu = 0.48$): fully embedded with $L/B = 1 - 2$: $k_{z,emb} = k_z[1 - 0.09(D/B)^{1/2}\alpha_0^2]$ fully embedded with $L/B > 3$: $k_{z,emb} = k_z[1 - 0.35(D/B)^{1/2}\alpha_0^2]$ in a trench: $k_{z,emb} = k_z$, where $k_z = k_{z,surface}$ from Table 1. All ν , partially embedded: interpolate $k_{y,emb}$ and $k_{x,emb}$ can be estimated in terms of L/B , D/B , and d/B for each value of α_0 from the plots in Fig. 3	$C_{z,emb} \approx C_z + \rho V_{Lz} d$ where $C_z = C_{z,surface}$ is obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Horizontal (y) and (x)	$K_{y,emb} = K_y[1 + 0.15(D/B)^{0.5}][1 + 0.52((h/B)(A_s/L^2))^{0.4}]$ $K_{x,emb} = K_x \cdot (K_{y,emb}/K_y)$ where $K_y = K_{y,surface}$ and $K_x = K_{x,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{y,emb} = k_y$ $k_{x,emb} = k_x$ The surface-foundation k_{rx} and k_{ry} are obtained from Table 1.	$C_{y,emb} = C_y + 4\rho V_{Ly} d + 4\rho V_{Lx} Ld$ $C_{x,emb} = C_x + 4\rho V_{Lx} Bd + 4\rho V_{Ly} Ld$ where $C_y = C_{y,surface}$ and $C_x = C_{x,surface}$ are obtained from Table 1 and the associated chart of Fig. 2.
Rocking (rx) and (ry)	$K_{rx,emb} = K_{rx}[1 + 1.26(d/B)[1 + (d/B)(d/D)^{-0.5}(B/L)^{0.5}]]$ $K_{ry,emb} = K_{ry}[1 + 0.92(d/L)^{0.5}(1.5 + (d/L)^{1.5}(d/L)^{-0.5})]$ where $K_{rx} = K_{rx,surface}$ and $K_{ry} = K_{ry,surface}$ are obtained from Table 1.	$k_{rx,emb} = k_{rx}$ $k_{ry,emb} = k_{ry}$ The surface-foundation k_{rx} and k_{ry} are obtained from Table 1.	$C_{rx,emb} = C_{rx} + \rho I_{rx}(d/B)[V_{rx}(d^2/B^2) + 3V_r + V_r(B/L)[1 + (d^2/B^2)] - \eta_r]$ where $\eta_r = 0.25 + 0.65\sqrt{\alpha_0}$ $(d/D)^{-0.5}(d/B)^{-1/2}$ $C_{ry,emb}$ is similarly evaluated from C_{ry} after replacing x by y , and interchanging B with L in the foregoing two expressions. In both cases $\alpha_0 = \omega B/V_{Lr}$.
Swaying-rocking (x-ry) (y-rx)	$K_{x,ry,emb} \approx (1/3)dK_{x,emb}$ $K_{y,rx,emb} \approx (1/3)dK_{y,emb}$	$k_{x,ry,emb} \approx k_{y,rx,emb} \approx 1$	$C_{x,ry,emb} = (1/3)dC_{x,emb}$ $C_{y,rx,emb} = (1/3)dC_{y,emb}$
Torsion (t)	$K_{t,emb} = K_t \cdot \Gamma_x \cdot \Gamma_y$ where $K_t = K_{t,surface}$ is obtained from Table 1. $\Gamma_x = 1 + 0.4(D/d)^{0.5}(j_x/j_y)(B/D)^{0.4}$ $\Gamma_y = 1 + 0.5(D/B)^{0.5}(B^2/I_y)^{0.15}$ $j_x = (4/3)d(B^2 + L^2) + 4BLd(L + B)$ $j_y = (4/3)dBL(B^2 + L^2)$	$k_{t,emb} = k_{t,surface}$	$C_{t,emb} = C_t + 4\rho d[(1/3)V_{Ld}(L^2 + B^2) + V_{Ld}(L + B)] \cdot \eta_t$ where $C_t = C_{t,surface}$ is obtained from Table 1 and Fig. 2 $\eta_t = (d/D)^{-0.5} \cdot \alpha_0^2/[d_0^2 + (1/2)(L/B)^{-1/2}]$

K_i : Rigidité statique
 k_i : Rigidité dynamique
 C : Coefficient de radiation
 G : Module de cisaillement maximal
 D : Profondeur de la fondation

L : Largeur de la fondation
 A_b : Superficie de la fondation
 ν : Coefficient de Poisson
 I_i : Inertie

CHAPITRE II

Tableau II - 3 : CONSTANTES POUR RESSORTS EQUIVALENTS A LA FONDATION (D'APRES RICHART ET COLL., 1970)

Motion	Circular footings			Rectangular footings
	Spring stiffness k	Viscous damper*	Added mass*	Spring stiffness k
Vertical	$\frac{4GR}{1-\nu}$	$1.79\sqrt{(k\rho R^3)}$	$1.5\rho R^3$	$\frac{G}{1-\nu}\beta_n(BL)$
Horizontal	$\frac{8GR}{2-\nu}$	$1.08\sqrt{(k\rho R^3)}$	$0.28\rho R^3$	$2G(1+\nu)\beta_n(BL)$
Rocking	$\frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	$0.47\sqrt{(k\rho R^3)}$	$0.49\rho R^5$	$\frac{G\beta_g BL^2}{1-\nu}$
Torsion	$\frac{16GR^3}{3}$	$1.11\sqrt{(k\rho R^3)}$	$0.7\rho R^5$	†

G is the shear modulus for the soil, where $G = E/[2(1+\nu)]$, ν is Poisson's ratio for soil, ρ is mass density for soil, R is radius of footing, B, L ,

II.3 Les normes relatives à l'interaction sol-structure

Les normes internationales et nationales encadrent la prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) dans la conception parasismique, distinguant souvent l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. Voici les principales références et leurs exigences clés :

Normes internationales

II.3.1 Eurocode 8 (EN 1998-1:2004)

§ 4.2.3 : Autorise la modélisation simplifiée par des ressorts équivalents pour l'ISS, sous conditions (fondations rigides, sol homogène).

§ 6 : Exige une analyse explicite de l'ISS pour les structures sensibles (centrales nucléaires, barrages) ou sur sols mous.

Recommande des facteurs de correction pour les spectres de réponse en surface.

II.3.2 ASCE/SEI 7-22 (États-Unis)

Impose l'analyse de l'ISS pour les bâtiments de catégorie IV (hôpitaux, centrales) sur sols de type E ou F (chapitre 19).

Accepte les méthodes élastiques équivalentes ou les analyses temporelles non linéaires.

IAEA SSG-9 (Sûreté sismique des centrales nucléaires) :

Précise les méthodes avancées (modèles 3D couplés sol-structure) et les critères de validation

CHAPITRE II

II.3.3 Le RPA (2024) Algérie

Il aborde l'Interaction Sol-Structure (ISS) de manière implicite, ne traite pas explicitement l'ISS avec des méthodes avancées (comme l'Eurocode 8), mais l'intègre via :

Classification des sols (Types S1 à S4) avec des spectres de réponse ajustés (Article 3.3.1).

Périodes fondamentales corrigées (Article 4.2.4) pour les structures flexibles sur sols mous.

Ou par l'approche Simplifiée : modélisation équivalente, le sol est représenté par des ressorts statiques (sans fonctions d'impédance dynamique).

Effets inertiels : Pris en compte via le spectre de réponse élastique, qui dépend de la classe du sol.

Effets cinématiques : Ignorés dans la plupart des cas pratiques (hypothèse de fondation rigide)

Limites du RPA sur l'ISS

Pas de distinction claire entre interaction cinématique et inertielle.

Aucune méthode hybride ou numérique recommandée pour les ouvrages sensibles.

Validation limitée pour les sols hétérogènes ou les fondations profondes.

Comparaison avec l'Eurocode

Critère	RPA	Eurocode 8
Prise en compte ISS	Indirecte (spectres ajustés)	Explicite (6)
Fonctions d'impédance	Non requises	Obligatoire pour les centrales
Sollicitation dynamique	Spectre élastique seul	Analyse temporelle possible

CHAPITRE III

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE ET L'ANALYSE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE

CHAPITRE III

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous analysons la réponse sismique d'une structure irrégulière à huit niveaux, reposent sur un sol meuble, en considérant deux cas distincts : avec et sans interaction sol-structure (ISS). Deux hypothèses concernant les conditions d'appui à la base seront examinées. Dans un premier temps, le comportement de la structure est étudié sans tenir en compte de l'ISS, en utilisant le spectre de réponse sismique adapté au sol meuble. Les efforts tranchants, moment de flexion et déplacement obtenus dans cette configuration serviront au dimensionnement des éléments principaux.

Dans un second temps, l'effet de l'ISS est intégré en modélisant le sol par des ressorts élastique, conformément aux différentes classes de sites définies par le RPA (2024). La même approche est appliquée à une structure régulière pour comparaison. Les résultats (efforts internes et déplacement) des deux configurations sont ensuite confrontés afin d'évaluer l'influence de l'interaction sol-structure la réponse globale du bâtiment.

III.2 Modélisation de la structure à base fixe (sans interaction)

Dans cette première approche, la structure est modélisée avec une base encastree supposée parfaitement rigide, ce qui empêche tout déplacement ou rotation sous l'effet des charges sismique. Cette hypothèse, bien que simplificatrice, permet d'évaluer le comportement de la structure indépendamment des effets du sol.

Cependant, il est important de noter que la structure est implantée sur un sol meuble (site S3 selon RPA 2024), ce qui pourrait significativement influencer sa réponse dynamique en condition réelles. Par ailleurs, sa localisation en zone de sismicité élevée et son appartenance au groupe d'usage 2 renforcent la nécessité d'une analyse précise, justifiant ultérieurement la comparaison avec le modèle intégrant l'ISS.

CHAPITRE III

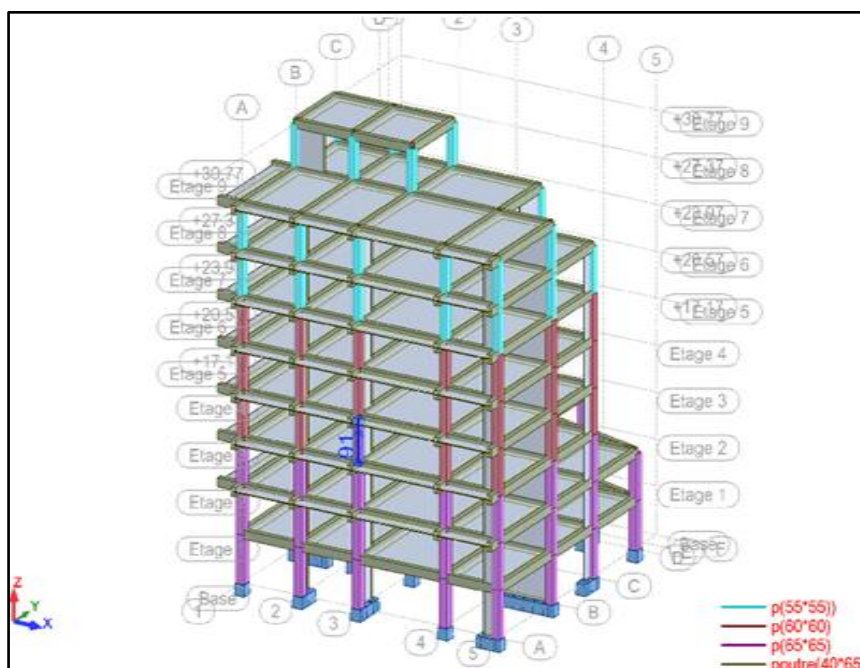


Figure III - 1 : La vue en 3D de la structure

III.2.1 Facteur de qualité (tableau 3.18 RPA24 page :69)

$$Q_F = 1 + \sum_{1}^n P_q$$

- **Régularité en plan :** Si l'une des deux conditions n'est pas vérifiée la structure est considérée irrégulière en plan.
- Calcul de r_x (Rayons de torsion) et l_s (Le rayon de giration) voir **III.2.5.1**

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0.3r_x \\ r_x \geq l_s \end{cases} \text{ et } \begin{cases} e_{0y} \leq 0.3r_y \\ r_y \geq l_s \end{cases}$$

Tableau III - 1: Vérification de la régularité en plan (figure III.2)

Etages	e_{0x}	e_{0y}			Vérification	
			$0.3r_x$	$0.3r_y$	Sens X-X	Sens Y-Y
RDC	2,12	1,71	2,94	3,16	CV	CV
1	1,89	1,31	2,99	3,13		
2	1,22	0,33	3,00	3,09		
3	0,88	0,52	3,01	3,05		
4	0,88	0,52	3,02	3,04		
5	0,87	0,47	3,02	3,02		
6	1,20	0,9	3,03	3,02		
7	0,77	1,38	3,04	3,01		
8	3,88	2,42	3,24	2,82	CNV	

- **NB :** Selon l'article 3.7.2 de l'RPA, le bâtiment est classé irrégulier en plan

CHAPITRE III

➤ Régularité en élévation

	Sens Y-Y (figure III.4)	Sens X-X (figure III.3)
	$\frac{B_M}{B} \geq 0.67 ; B_M = 6 \text{ m}, B = 14 \text{ m}$ $\frac{6}{14} = 0.43 < 0.67$	$\frac{B_M}{B} \geq 0.67 ; B_M = 10 \text{ m}, B = 22 \text{ m}$ $\frac{10}{22} = 0.29 < 0.67$
	$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80 ;$ $B_i = 15.30 \text{ m}, B_{i-1} = 14 \text{ m}$ $\frac{15.30}{14} = 1.092 > 0.8$	$\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80 ; B_i = 10 \text{ m}, B_{i-1} = 24 \text{ m}$ $\frac{10}{24} = 0.41 < 0.80$ $\frac{B_i}{B_{i-1}} \geq 0.80 ; B_i = 24 \text{ m}, B_{i-1} = 22 \text{ m}$ $\frac{24}{22} = 1.09 > 0.80$
Vérification	CNV	

Tableau III - 2: Vérification de la régularité en élévation.

NB : Selon l'article 3.7.3 de l'RPA2024, le bâtiment est classé irrégulier en élévation

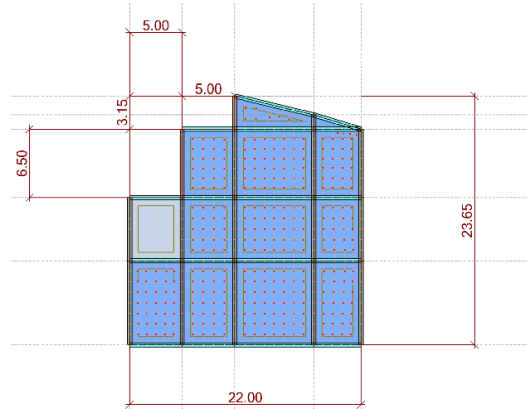
➤ **Conclusion :** la structure est classée comme irrégulière

Tableau III - 3: Valeurs de facteur de qualité Q.

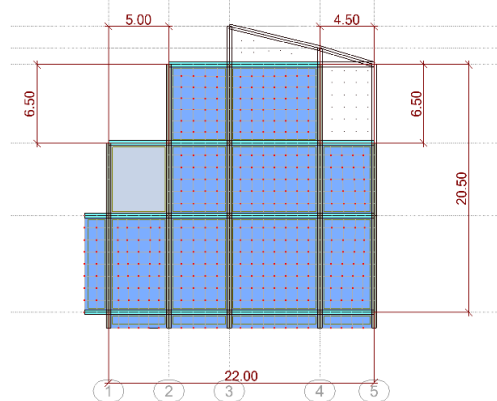
			Sens X-X	Sens Y-Y
Catégorie	Critère, q	Valeurs	q	q
a	Régularité en plan	0.05		<input type="checkbox"/>
	Régularité en élévation	0.20	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Conditions minimales sur le nombre étage	0.20	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
	Conditions minimales sur les travées	0.10	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
b	Régularité en plan	0.05	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Régularité en élévation	0.20	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
	Redondance en plan	0.05	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
Pq			0.30	0.25
Q			1,30	1,25

CHAPITRE III

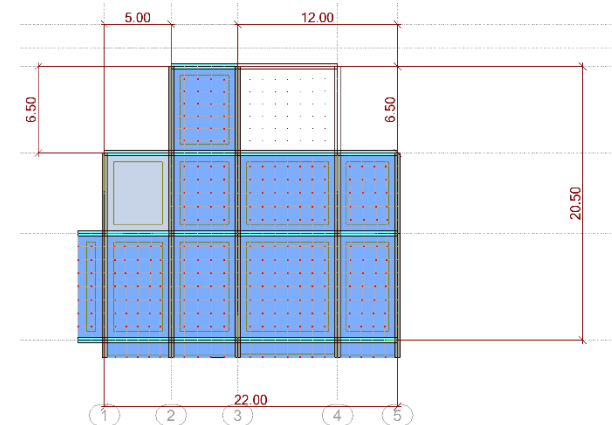
CHAPITRE III



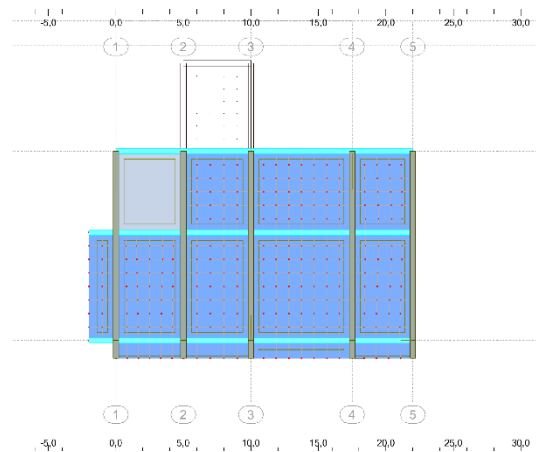
Vue + 3.57 m ; +6.97 m



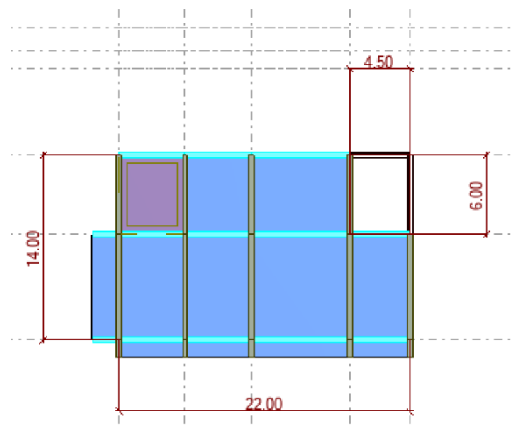
Vue + 10,37 m



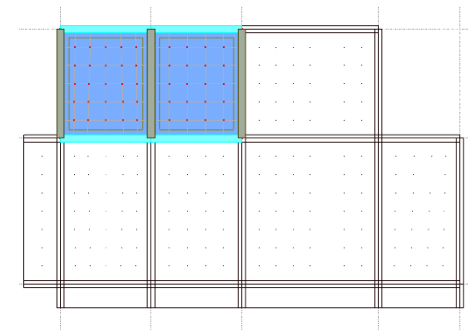
Vue +13,77 ; +17,17 ; 20.57 m



Vue +23.97 m



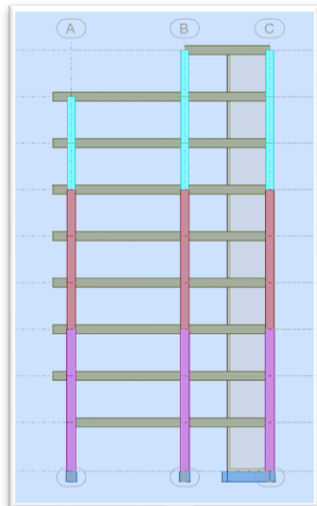
Vue +27.37 m



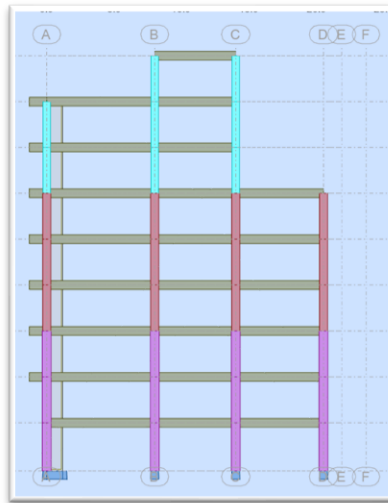
Vue +30.77 m

Figure III - 2: Les vues en plan.

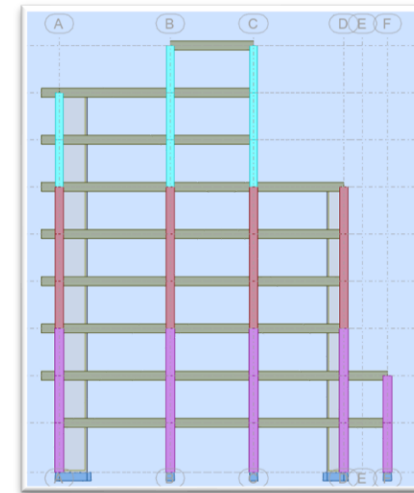
CHAPITRE III



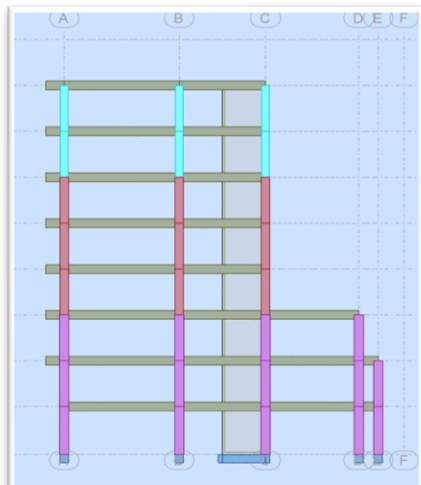
1er cas "YZ"



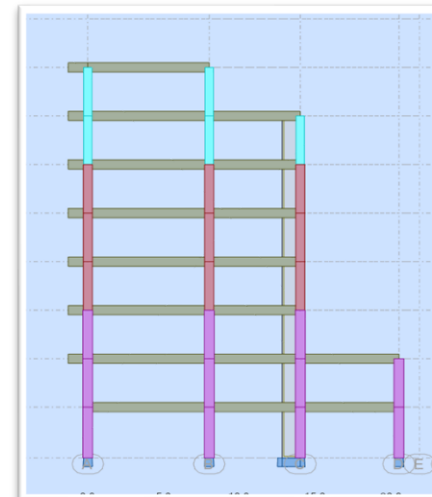
2ème cas "YZ"



3ème cas "YZ"



4ème cas "YZ"



5ème cas "YZ"

Figure III - 3: Les vues en élévation sens Y-Y

CHAPITRE III

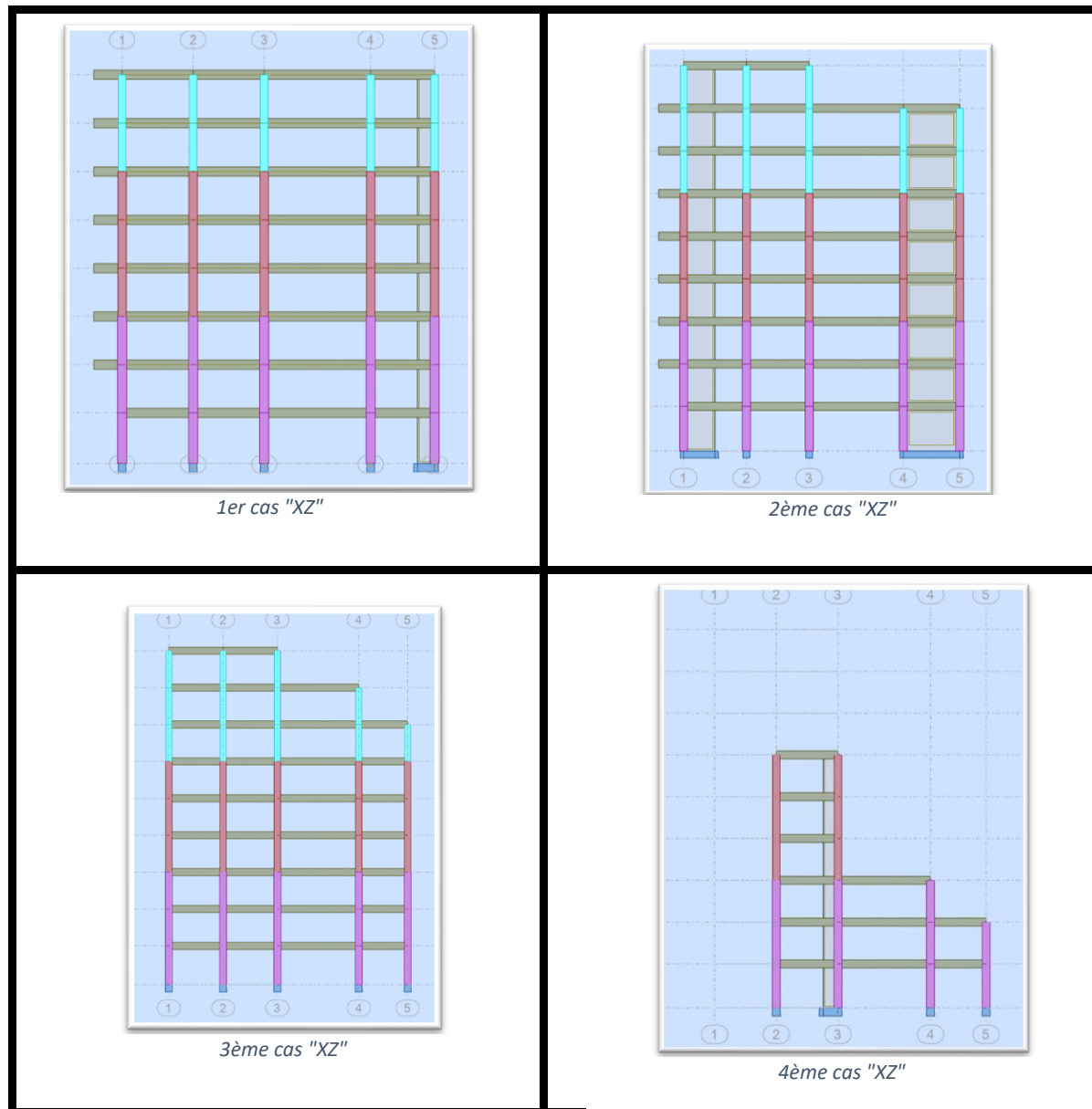


Figure III - 4: Les vues en élévation sens X-X

CHAPITRE III

III.2.2 La disposition des voiles

La figure III.5 représente la disposition des voiles choisie pour la structure.

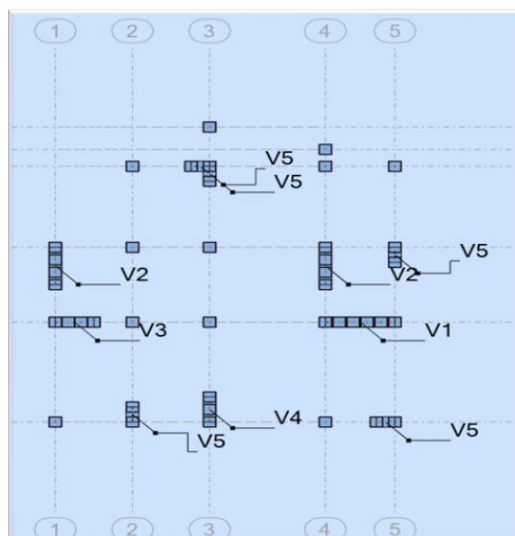


Figure III - 5: La disposition des voiles

III.2.3 Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Dans cette étape, on calcule le centre de masse, de rigidité et on vérifie la condition de l'RPA (2024) art 4.2.7 de l'excentricité accidentelle.

Tableau III - 4: Caractéristiques géométriques et massique de la structure

Etages	Masse (kg)	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité		Excentricité accidentelle	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	Ex	Ey	ex	ey
1	6599732	11.6	10.41	9.44	8.26	2.16	2.15	1.1	1.18
2	6950061	11.37	10.01	9.44	8.26	1.93	1.75	1.2	1.25
3	6106902	10.62	8.76	9.35	8.16	1.27	0.6	1.2	1.09
4	544186	10.24	7.81	9.3	8.12	0.94	0.3	1.2	1.09
5	544186	10.24	7.81	9.3	8.12	0.94	0.3	1.2	1.09
6	547168.7	10.22	7.86	9.3	8.12	0.92	0.25	1.2	1.09
7	488511.7	10.53	6.75	9.27	7.87	1.26	1.12	1.2	0.77
8	480176.2	9.75	6.21	8.91	7.86	0.84	1.64	1.2	0.77
9	13550	4.03	10.94	0.17	8.24	3.86	2.71	0.5	0.3

III.2.4 Résultats de l'analyse dynamique

III.2.4.1 Les participations massiques

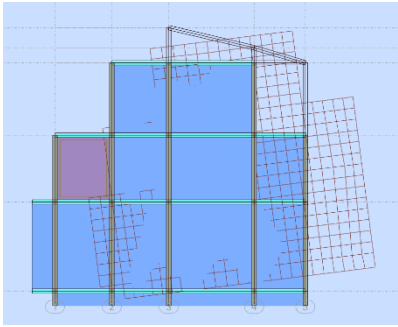
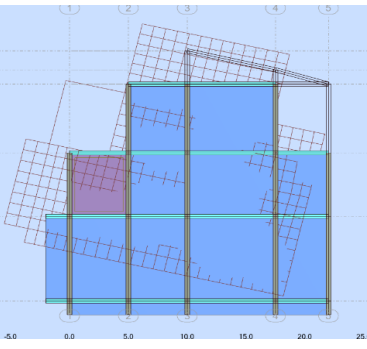
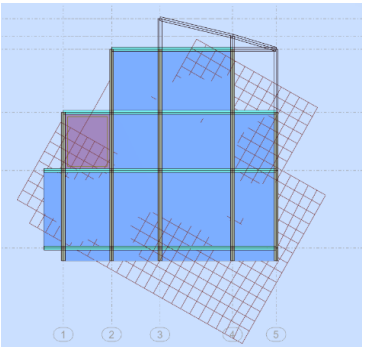
CHAPITRE III

Tableau III - 5: Participations massiques

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
3/ 1	0.69	4.54	62.44	0	4.54	62.44	0
3/ 2	0.66	51.1	1.87	0	55.64	64.31	0
3/ 3	0.55	12.01	4.89	0	67.65	69.19	0
3/ 4	0.21	0.76	13.78	0	68.41	82.97	0
3/ 5	0.19	0.25	1.6	0	68.66	84.57	0
3/ 6	0.19	17.02	0.68	0	85.69	85.25	0
3/ 7	0.11	0.34	3.46	0	86.03	88.7	0
3/ 8	0.1	2.25	0.3	0	88.28	89.01	0
3/ 9	0.1	1.37	2.46	0	89.65	91.47	0
3/ 10	0.09	2.97	1.13	0	92.62	92.6	0

III.2.4.2 La nature des trois premiers modes

Figure III- 6 : Les trois premiers modes de vibration

1 ^{er} Mode Translation suivant l'axe "X"	2 ^{ème} Mode Translation suivant l'axe "Y"	3 ^{ème} Mode Une rotation
		

III.2.5 Coefficient de comportement

III.2.5.1 Vérification d'effet noyau (art 3.5 RPA2024), " NF EN 1998-12005-09 "

$$r_x \leq l_s \text{ et } r_y \leq l_s$$

Rayons de torsion suivant les deux sens X-X et Y-Y : $r_x = \sqrt{\frac{K_M}{K_{Fy}}}$; $r_y = \sqrt{\frac{K_M}{K_{Fx}}}$

CHAPITRE III

Avec : K_M et K_{F_x} et K_{F_y} des Coefficients calcul en fonction des déplacements U_x et U_y et une rotation " R" dues à des forces et un moment applique au centre de gravite que nous pouvons leur donner n'importe quelle valeur, nous choisissons les valeurs suivantes :

$$F_x = 10^6 \text{ kN} ; F_y = 10^6 \text{ kN} ; M = 10^6 \text{ kN.m}$$

$$\text{On a: } K_M = \frac{1}{R_M} ; K_{F_x} = \frac{1}{U_{x_{F_x}}} ; K_{F_y} = \frac{1}{U_{y_{F_y}}}$$

Tableau III - 6: Les rayons de torsion.

Etages	U_x	U_y	R_z	$K(F_x)$	$K(F_y)$	$K(M_z)$	r_x	r_y
RDC	3.103	2.691	0.028	322268.8	371609.1	35714286	9.80	10.53
1	8.278	7.527	0.076	120802.1	132855.1	13157895	9.95	10.44
2	14.226	13.439	0.134	70293.83	74410.3	7462687	10.01	10.30
3	20.426	19.81	0.197	48957.21	50479.56	5076142	10.03	10.18
4	26.326	25.957	0.257	37985.26	38525.25	3891051	10.05	10.12
5	31.726	31.626	0.312	31519.89	31619.55	3205128	10.07	10.08
6	36.854	36.968	0.363	27134.1	27050.42	2754821	10.09	10.08
7	41.334	42.068	0.41	24193.16	23771.04	2439024	10.13	10.04
8	45.365	59.874	0.414	22043.34	16701.74	1945525	10.79	9.39

$$\text{Rayon de giration massique : } I_s = \sqrt{\frac{I_z}{m_{\text{plancher}}}}$$

Tableau III - 7: Le rayon de giration et vérification

Etages	Masse (kg)	I_z (kg m2)	I_s	Vérification
RDC	515031.1	41763707.9	9.00	CNV
1	556315.7	48883657.5	9.37	
2	48625.5	37981612.3	8.86	
3	430125.9	31890285	8.61	
4	430125.9	31890285	8.61	
5	433108.5	32213018.1	8.62	
6	394283.6	27346477.4	8.33	
7	391807.6	25147996.5	8.01	
8	78814.31	1085041.33	3.71	

➤ **Conclusion :** On constate que la condition est non vérifiée suivant les deux sens, donc il n'y a aucun effet de noyau. On choisit un autre système.

Donc le système de contreventement pour notre structure est un système mixte voiles /portiques, suivant l'RPA2024.

Tableau III - 8: Justification du système de contreventement

SENS	F (kN)				
		Sur poteau (kN)	Sur voile (kN)	Sur poteau [%]	Sur voile[%]
X-X	6626,94	2574,5	4052,44	38,85	61,15
Y-Y	6368,31	2384,85	3983,46	37,45	62,55

CHAPITRE III

On constat que le système de contreventement de notre structure est mixte, équivalent a des voiles avec **R = 4.5**.

III.2.6 Calcul de la période fondamentale de la structure (art 4.2.4 RPA 2024)

Tableau III - 9: la période fondamentale

T₀ (s)	C_t	h_N	T_{emp}	1.3*T₀
0,69	0.05	30.77	0.65	0.85

III.2.7 L'étude sismique

D'après " l'article "4.1.2.b" de RPA2024 " notre bâtiment ne remplit pas les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente, donc le calcul force sismique sera effectué en utilisant l'analyse modale spectrale. La force sismique est calculée par la formule suivante :

$$V = \lambda * \frac{S_{ad}}{g} (T_0) * W$$

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 * T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 : \text{autrement} \end{cases}$$

III.2.7.1 Coefficient de correction

Site 03 : T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.60 s ; T₃ = 2 s

Tableau III - 10: Coefficient de correction λ

T₀	Type	T₂	2.T₂	λ
0.65	Type 01	0.6	1.2	0.85

III.2.7.2 Spectre de calcul :

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = A. I. S. \left[2.5. \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right] \quad \text{Si } T_2 \leq T_0 \leq T_3$$

Tableau III - 11: La valeur de force sismique à la base

	λ	Spectre	W	La force (kN)
Sens X-X	0.85	0.216	47074.4801	8626.692
Sens Y-Y	0.85	0.207	47074.4801	8294.896

CHAPITRE III

III.2.7.3 La méthode d'analyse modale spectrale

La figure III.6 représente le spectre de calcul utilisé.

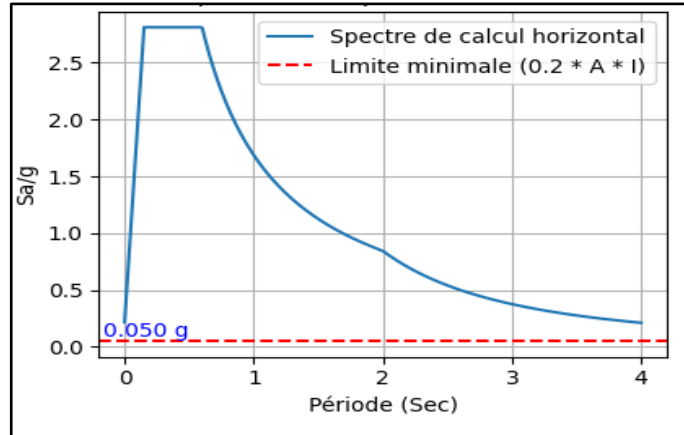


Figure III - 6: Le spectre de réponse horizontal.

III.2.7.4 La vérification de l'effort tranchant

Tableau III - 12: Vérification de l'effort tranchant

Sens	V _{Calculé}	0.8V _{Calculé}	V _{dynamique}	Vérification
X-X	8626.692	6901.354	6626.94	CNV
Y-Y	8294.896	6635.917	6368.31	CNV

La condition non vérifiée, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique par le

rapport : $\frac{0.8 \cdot V_{\text{calcul}}}{V_{\text{dynamique}}}$

III.2.7.5 Distribution des forces sismique

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad ; \text{avec } F_t = 0$$

Tableau III - 13: Distribution des forces sismique

Etage		V _x (kN)	F _x (kN)		V _y (kN)	F _y (kN)
8	Axe X	513.5	513.5	Axe Y	483.84	483.84
7		1973.49	1459.99		1854.89	1371.05
6		3166.09	1192.6		2991.72	1136.83
5		4193	1026.91		4002.07	1010.35
4		5027.17	834.17		4831.55	829.48
3		5704.67	677.5		5498.17	666.62
2		6286.71	582.04		6060.95	562.78
1		6727.39	440.68		6478.08	417.13
RDC		6901.88	174.49		6636.42	158.34

CHAPITRE III

III.2.7.6 Vérification de l'effet P-Δ

Tableau III - 14: Vérification de l'effet P-Δ Sens X-X

<i>Etage</i>	<i>Δk (m)</i>	<i>Pk (KN)</i>	<i>Vk (KN)</i>	<i>hk (m)</i>	<i>La Vérification</i>	<i>La note</i>
18/ 1	0.005815	46164.3	6901.88	3.57	0.010895548	Vérifiée
18/ 2	0.010662	39369.07	6727.39	3.4	0.018350568	Vérifiée
18/ 3	0.013881	32604.67	6286.71	3.4	0.021173419	Vérifiée
18/ 4	0.015992	26659.44	5704.67	3.4	0.021981267	Vérifiée
18/ 5	0.016165	21322.79	5027.17	3.4	0.020166363	Vérifiée
18/ 6	0.015715	15986.15	4193	3.4	0.017622403	Vérifiée
18/ 7	0.015888	10667.78	3166.09	3.4	0.015745401	Vérifiée
18/ 8	0.014435	5880.04	1973.49	3.4	0.01264945	Vérifiée
18/ 9	0.005088	1267.1	513.5	3.4	0.003692989	Vérifiée

Tableau III - 15: Vérification de l'effet P-Δ Sens Y-Y

<i>Etage</i>	<i>Δk (m)</i>	<i>Pk (KN)</i>	<i>Vk (KN)</i>	<i>hk (m)</i>	<i>La Vérification</i>	<i>La note</i>
18/ 1	0.00666	46164.3	6636.42	3.57	0.012977122	Vérifiée
18/ 2	0.012456	39369.07	6478.08	3.4	0.022264274	Vérifiée
18/ 3	0.015912	32604.67	6060.95	3.4	0.025175897	Vérifiée
18/ 4	0.017748	26659.44	5498.17	3.4	0.025310654	Vérifiée
18/ 5	0.017676	21322.79	4831.55	3.4	0.022943656	Vérifiée
18/ 6	0.01656	15986.15	4002.07	3.4	0.01945542	Vérifiée
18/ 7	0.015264	10667.78	2991.72	3.4	0.016008202	Vérifiée
18/ 8	0.013572	5880.04	1854.89	3.4	0.012653977	Vérifiée
18/ 9	0.012564	1267.1	483.84	3.4	0.009677388	Vérifiée

CHAPITRE III

III.2.7.7 Vérification des déplacements inter-étages

Tableau III - 16: Vérification des déplacements inter-étages

	Δk (m)	$\bar{\Delta} k$ (m)	La Vérification		Δk (m)	$\bar{\Delta} k$ (m)	La Vérification
L'AXE "X"	0.005815	0.05355	Vérifiée	L'AXE "Y"	0.00666	0.05355	Vérifiée
	0.010662	0.051	Vérifiée		0.012456	0.051	Vérifiée
	0.013881	0.051	Vérifiée		0.015912	0.051	Vérifiée
	0.015992	0.051	Vérifiée		0.017748	0.051	Vérifiée
	0.016165	0.051	Vérifiée		0.017676	0.051	Vérifiée
	0.015715	0.051	Vérifiée		0.01656	0.051	Vérifiée
	0.015888	0.051	Vérifiée		0.015264	0.051	Vérifiée
	0.014435	0.051	Vérifiée		0.013572	0.051	Vérifiée
	0.005088	0.051	Vérifiée		0.012564	0.051	Vérifiée

III.2.7.8 Justification de limitation des dommages $v_A * \Delta_k \leq 0.005h_k$

Tableau III - 17: Justification de limitation des dommages

	Δk (m)	$\bar{\Delta} k$ (m)	La Vérification		Δk (m)	$\bar{\Delta} k$ (m)	La Vérification
L'AXE "X"	0.002908	0.01785	Vérifiée	L'AXE "Y"	0.00333	0.01785	Vérifiée
	0.005331	0.017	Vérifiée		0.006228	0.017	Vérifiée
	0.00694	0.017	Vérifiée		0.007956	0.017	Vérifiée
	0.007996	0.017	Vérifiée		0.008874	0.017	Vérifiée
	0.008083	0.017	Vérifiée		0.008838	0.017	Vérifiée
	0.007858	0.017	Vérifiée		0.00828	0.017	Vérifiée
	0.007944	0.017	Vérifiée		0.007632	0.017	Vérifiée
	0.007217	0.017	Vérifiée		0.006786	0.017	Vérifiée
	0.002544	0.017	Vérifiée		0.006282	0.017	Vérifiée

III.2.7.9 Vérification stabilité au renversement

Tableau III - 18: Vérification stabilité au renversement sens X-X et Y-Y

CHAPITRE III

DIRECTION X

ETAGE	FX [kN]	Niveau [m]	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6901.88	3.57	47074.48	11.53	622.9293	542768.7556
2	6727.39	6.97			3071.5396	
3	6286.71	10.37			6035.7548	
4	5704.67	13.77			9329.175	
5	5027.17	17.17			14322.6989	
6	4193	20.57			21123.5387	
7	3166.09	23.97			28586.622	
8	1973.49	27.37			39959.9263	
9	513.5	30.77			15800.395	
				SOMME	138852.5796	<u>OK</u>

DIRECTION Y

ETAGE	FY [kN]	Niveau [m]	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	6636.42	3.57	47074.48	10.38	565.2738	488633.1034
2	6478.08	6.97			2907.3961	
3	6060.95	10.37			5836.0286	
4	5498.17	13.77			9179.3574	
5	4831.55	17.17			14242.1716	
6	4002.07	20.57			20782.8995	
7	2991.72	23.97			27249.8151	
8	1854.89	27.37			37525.6385	
9	483.84	30.77			14887.7568	
				SOMME	133176.3374	<u>OK</u>

CHAPITRE III

III.2.7.10 Diaphragme

(Selon paragraphe 2 en art 2.6 RPA 2024)

Tableau III - 19: Vérification de diaphragme rigide

Flexible		Rigide		Rapport (%)	Vérification	Rapport (%)	Vérification
U _x (cm)	U _y (cm)	U _x (cm)	U _y (cm)				
0.171	0.188	0.168	0.185	1.785714	Diaphragme Rigide	1.621622	Diaphragme Rigide
0.478	0.534	0.476	0.531	0.420168		0.564972	
0.879	0.975	0.877	0.973	0.22805		0.20555	
1.344	1.469	1.339	1.466	0.373413		0.204638	
1.812	1.960	1.805	1.957	0.387812		0.153296	
2.266	2.417	2.260	2.417	0.265487		0	
2.732	2.845	2.719	2.841	0.478117		0.140795	
3.143	3.223	3.135	3.218	0.255183		0.155376	
3.285	3.565	3.282	3.567	0.091408		0.05607	

III.3 Modélisation de la structure à base flexible (avec interaction)

Cette section étudier l'impact de l'ISS sur la période fondamentale des structures, en comparant les comportements des modèles régulier et irrégulier. Contrairement à l'hypothèse d'encastrement parfait, l'ISS est prise en compte en modélisant le sol par des ressorts élastiques, représentant sa flexibilité.

La modélisation est réalisée par une approche numérique utilisant la méthode des éléments finis, implémentée dans le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2024. Cette méthode permet de quantifier précisément les modifications de la réponse dynamique induites par la déformabilité du sol notamment l'allongement de la période fondamentale et la redistribution des efforts sismiques.

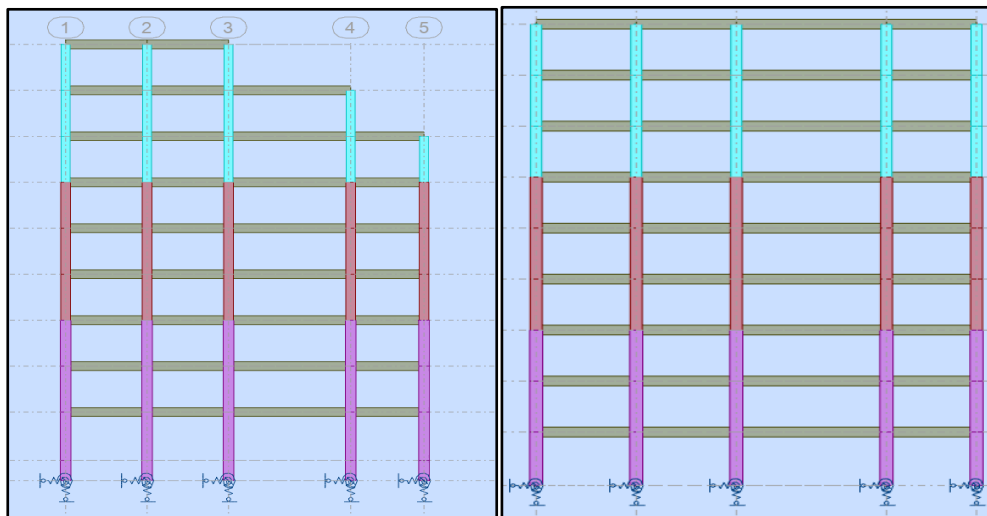


Figure III - 7: Vue en élévation des deux cas de la structure régulière et irrégulière, avec des ressorts à la base

CHAPITRE III

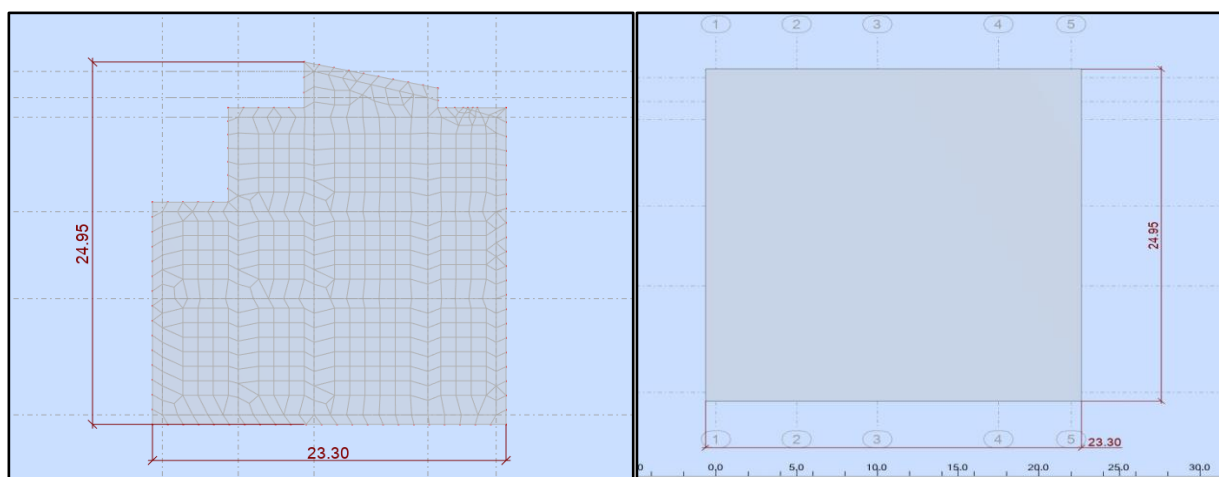


Figure III - 8: Vues en plan des deux cas : régulier et irrégulier

III.3.1 Model de sol

Le sol est supposé homogène avec un comportement linéaire élastique. Il a été modélisé par des ressorts et caractérisé par sa masse volumique ρ , son module de cisaillement G , le coefficient de Poisson ν et la vitesse des ondes de cisaillement V_s .

L'interaction de la structure avec le sol est modélisée par l'intermédiaire des ressorts élastiques discrets de translation (K_h horizontal et vertical K_v et de rotation K_θ). Les coefficients de rigidité de ces ressorts sont donnés par les formules de GAZETAS pour les fondations rectangulaires. Les tableau III.20, 21, 22, 23 et 24 représentent respectivement, les caractéristiques physiques du sol, valeurs des rigidités des ressorts pour les différentes directions et en fonction de la vitesse d'onde de cisaillement du sol associée aux différentes catégories du site pour une fondation rectangulaire est cela pour la structure régulière et irrégulière.

Tableau III - 20: Caractéristiques physiques propre du sol

Sites	Description	V_s (m/s)	E (MPa)	ν
S_2	Ferme	580	830	0.44
S_3	Meuble	270	300	0.40
S_4	Très meuble	180	127	0.37

Tableau III - 21: Les caractéristiques géométriques (structure irrégulière)

L (m)	B (m)	A_b (m ²)	I_z (m ⁴)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
12,475	11,65	495,24	87592,4265	39839,7388	47793,9577

CHAPITRE III

Tableau III - 22: Valeurs des raideurs (structure irrégulière)

	Unité	Site 2	Site 3	Site 4
G	kN/m ²	830000	300000	127000
$K_{z,surf}$	kN/m	48978407,759	14090173,857	5964840,266
$K_{y,surf}$		36768275,456	11614561,043	4916830,842
$K_{x,surf}$		36494375,456	11543061,043	4886562,508
$K_{zz,surf}$		13760709113	4618482405	1955157551
$K_{yy,surf}$		9487091237	2729259097	1155386351
$K_{xx,surf}$		7963584197	2290974554	969845895

Tableau III - 23: Les caractéristiques géométriques (structure régulière)

L (m)	B (m)	$I_x(m^4)$	$I_y(m^4)$	$\zeta_t(m^4)$
12,475	11,65	54622,3244	684392,374	739014,699

Tableau III - 24: Les valeurs des raideurs (structure régulière)

	Unité	Site 2	Site 3	Site 4
G	kN/m ²	830000	300000	127000
$K_{z,surf}$	kN/m	52981917,8	15241909	6452408,14
$K_{y,surf}$		39490171,31	12474368,18	5280815,862
$K_{x,surf}$		39216271,31	12402868,18	5250547,528
$K_{zz,surf}$		58576838868	19660040584	8322750514
$K_{yy,surf}$		69836457673	20090645556	8505039952
$K_{xx,surf}$		10090178454	2902756034	1228833388

III.3.2 Analyse paramétrique et interprétation

a. La période

Les simulations numériques, réaliser avec logiciel ROBOT, autorisent l'analyse de l'effet de l'ISS sur la période fondamentale des bâtiments. En modifiant les paramètres relatifs au sol et à la structure, nous avons comparé la période propre du mode fondamental du modèle fix à la base avec celle du modèle intégrant l'ISS. Les résultats mettent en évidence l'influence significative de cette interaction sur la période vibratoire des structures. Les résultats trouvés sont représentés aux figures ci-dessous.

CHAPITRE III

Tableau III - 25: Le rapport Tfixe/T irrégulière

	MODE	Site 2	Site 3	Site 4	Sans interaction (S2, S3, S4)
Période (s)	1	0,69	0,7	0,72	0,69
	2	0,66	0,67	0,7	0,66
	3	0,56	0,56	0,57	0,56
Fréquence (Hz)	1	1,44	1,42	1,39	1,45
	2	1,51	1,49	1,43	1,52
	3	1,8	1,78	1,75	1,8
$\frac{T_{fixe}}{T}$	1	1	0,98571429	0,958333333	
	2	1	0,98507463	0,942857143	
	3	1	1	0,98245614	

Tableau III - 26: Le rapport Tfixe/T régulière

	MODE	Site 2	Site 3	Site 4	Sans interaction (S2, S3, S4)
Période (s)	1	0,76	0,77	0,78	0,75
	2	0,75	0,76	0,77	0,74
	3	0,59	0,59	0,6	0,58
Fréquence (Hz)	1	1,32	1,31	1,28	1,33
	2	1,34	1,32	1,3	1,35
	3	1,7	1,68	1,66	1,71
$\frac{T_{fixe}}{T}$	1	0,986842105	0,97402597	0,961538462	
	2	0,986666667	0,97368421	0,961038961	
	3	0,983050847	0,98305085	0,966666667	

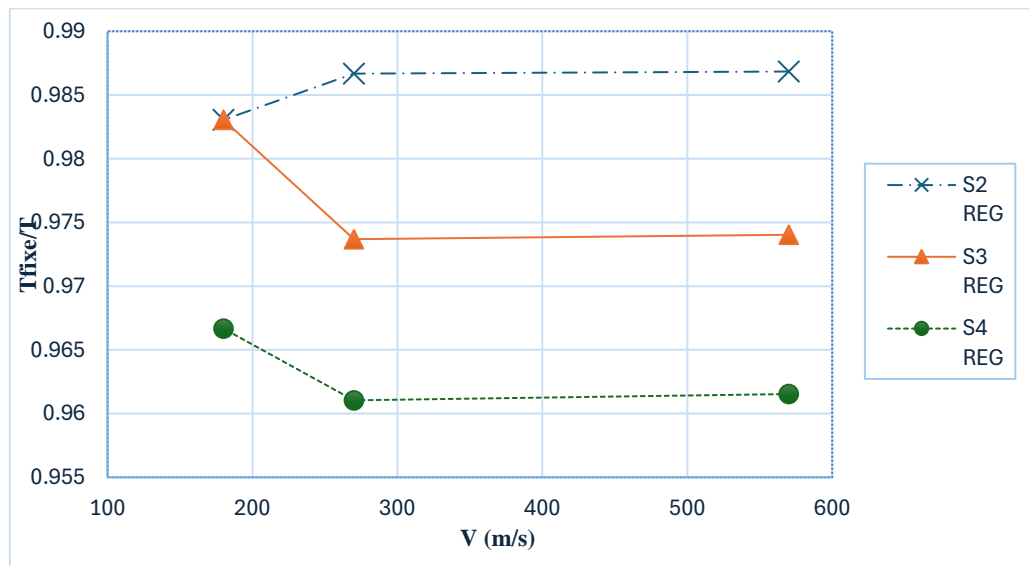


Figure III - 9: Variation de rapport Tfixe/T structure régulière

CHAPITRE III

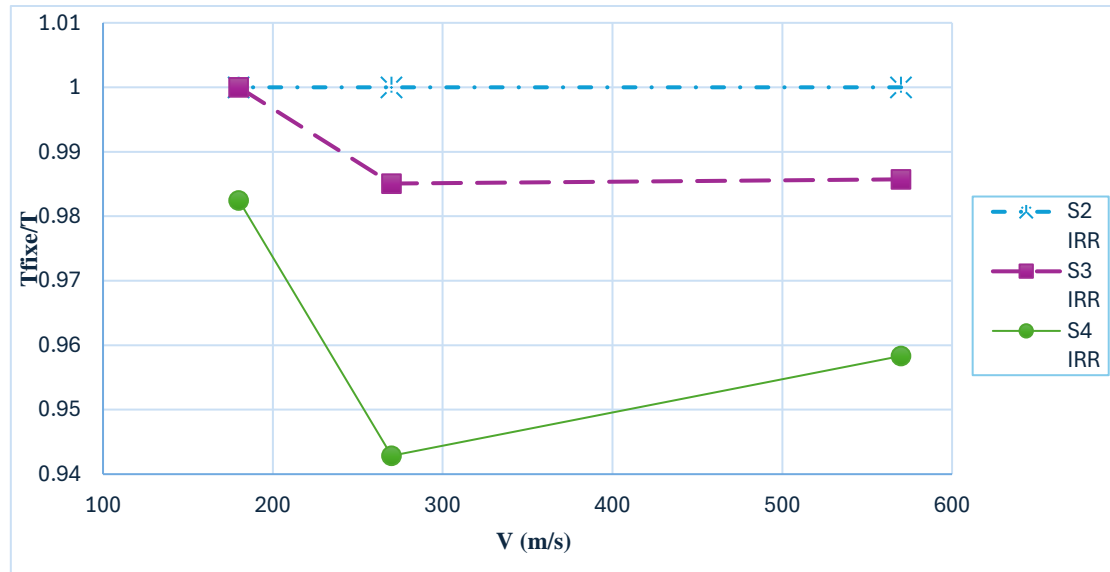


Figure III - 10: Variation de rapport T_{fixe}/T structure irrégulière

La première remarque que l'on constate est que chaque fois que la raideur de sol augmente plus que le rapport (T_{fixe}/T) augmente. Et cette variation est bien prononcée dans le cas d'une structure irrégulière implanté en site très meuble S4.

Les résultats montrent que la période (avec interaction sol-structure, ISS) est systématiquement plus longue que (modèle à base fixe) pour les trois premiers modes vibratoires. Cette augmentation significative des périodes s'explique par la flexibilité introduite par l'ISS, qui réduit la rigidité globale du système. Un allongement des périodes naturelles indique que la structure devient plus sensible aux excitations sismiques de basses fréquences, augmentant ainsi son temps d'exposition aux sollicitations dynamiques. Par conséquent, l'ISS peut accroître le risque d'endommagement sous séisme, nécessitant une attention particulière dans la conception parasismique et cela pour les deux cas de structures.

b. Les déplacements relatifs

Les Figures III.11, 12 et 13 ci-dessous présentent les déplacements relatifs suivant les directions x et y, dans différentes situations, à la fois sans interaction sol-structure (ISS) et avec ISS.

CHAPITRE III

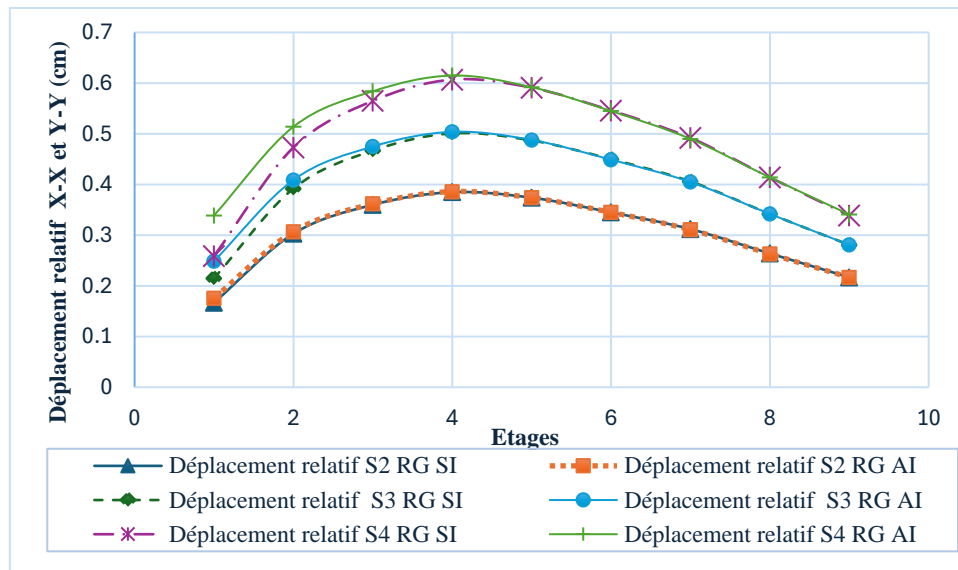


Figure III - 11: Les déplacement relatif sans et avec interaction suivant les deux sens (structure régulière)

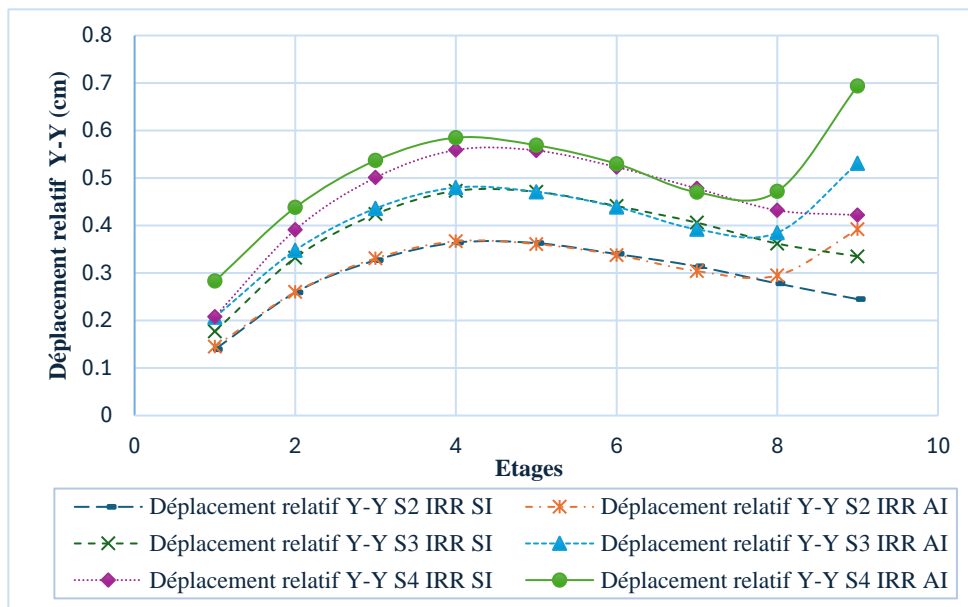


Figure III - 12: Les déplacement relatif sans et avec interction sens Y-Y (structure irrégulière)

CHAPITRE III

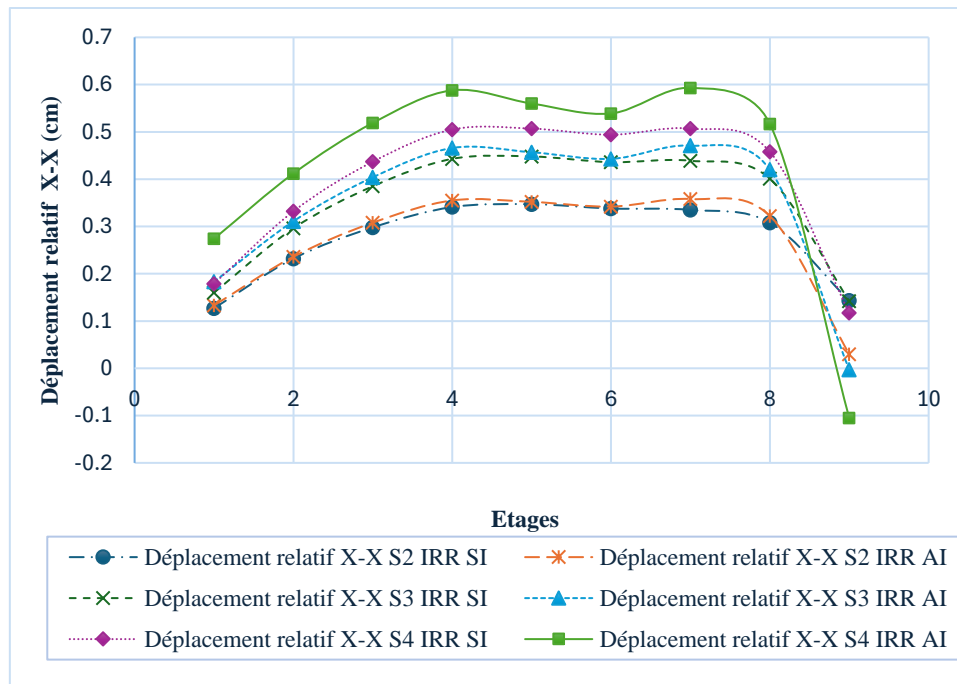


Figure III - 13 : Les déplacements relatifs sans et avec interaction sol-structure (ISS) sens X-X (structure régulière)

L'analyse révèle que les déplacements dans les directions X et Y sont significativement plus importants lorsque l'interaction sol-structure (ISS) est considérée, comparativement au cas où elle est négligée. Cette différence s'explique par la flexibilité du sol, qui, en se déformant sous sollicitation sismique, influence le comportement de la structure. En revanche, les déplacements relatifs sont sous-estimés pour les bâtiments réguliers, avec une augmentation bien plus notable dans le cas des structures irrégulières.

À l'inverse, en supposant un sol parfaitement rigide (sans ISS), les résultats montrent un déplacement négligeable à la base de la structure. Toutefois, cette hypothèse simplificatrice s'éloigne de la réalité, où le sol présente une certaine déformabilité. La modélisation de l'ISS permet ainsi de mieux représenter le comportement réel du système sol-structure, conduisant à des déplacements structuraux accrus en raison de la souplesse du sol environnant.

c. L'effort tranchant à la base

La variation de l'effort tranchant à la base des deux structures (régulière et irrégulière) est présentée dans les figures ci-dessous.

CHAPITRE III

Structure régulière

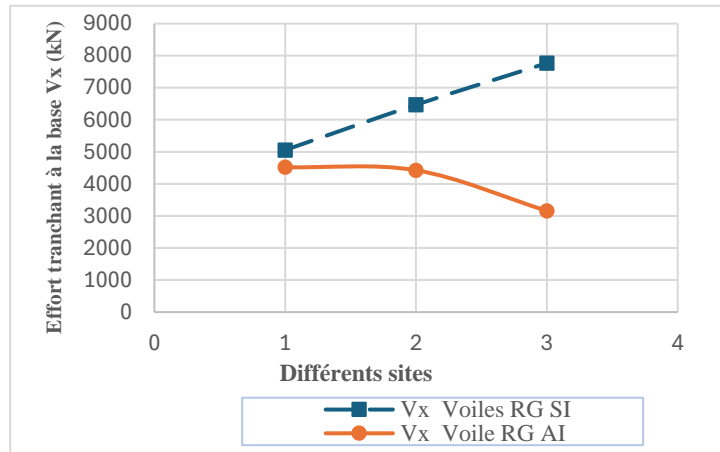


Figure III - 14: Effort tranchant (voile) sens X-X

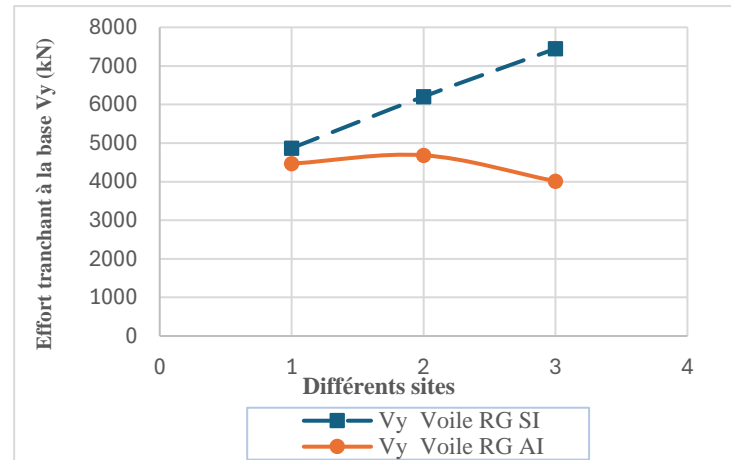


Figure III - 15: Effort tranchant (voile) sens Y-Y

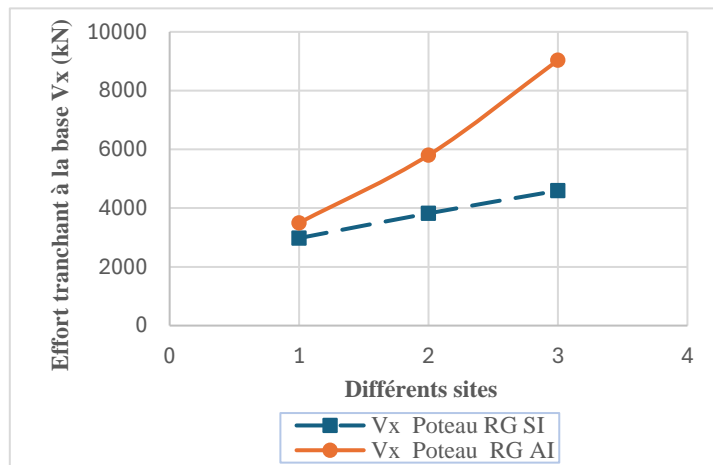


Figure III - 17: Effort tranchant (poteau) sens X-X

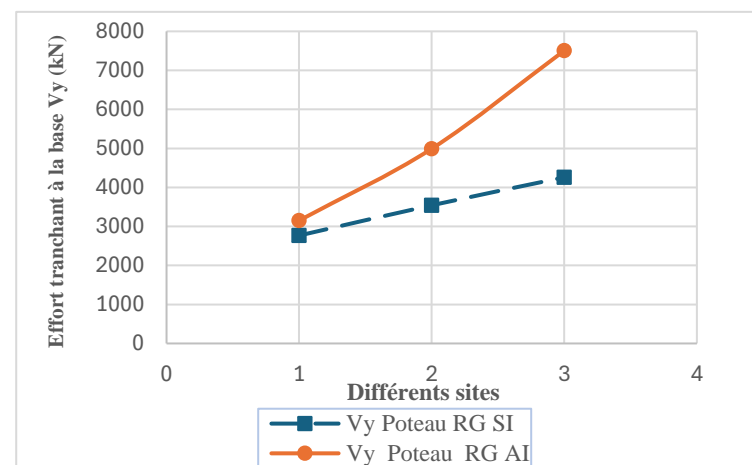


Figure III - 18: Effort tranchant (poteau) sens Y-Y

CHAPITRE III

Structure irrégulière

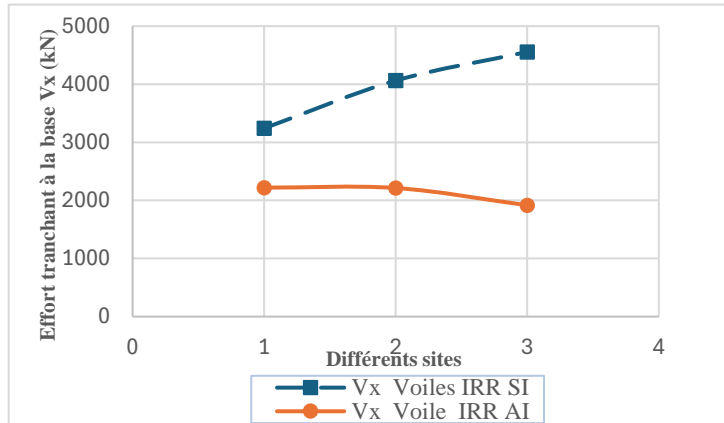


Figure III - 19: Effort tranchant (voile) sens X-X

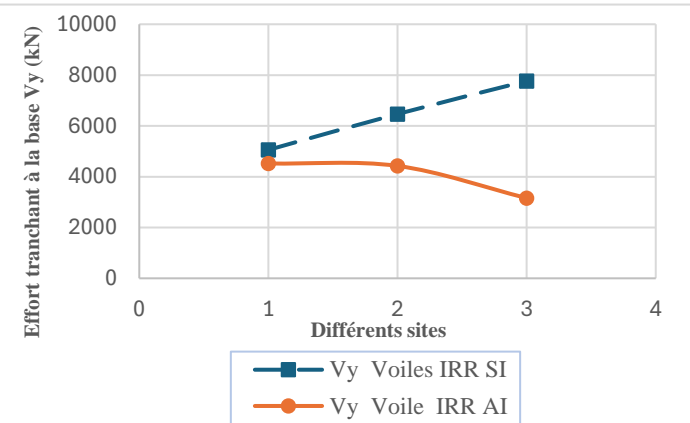


Figure III - 20: Effort tranchant (voile) sens Y-Y

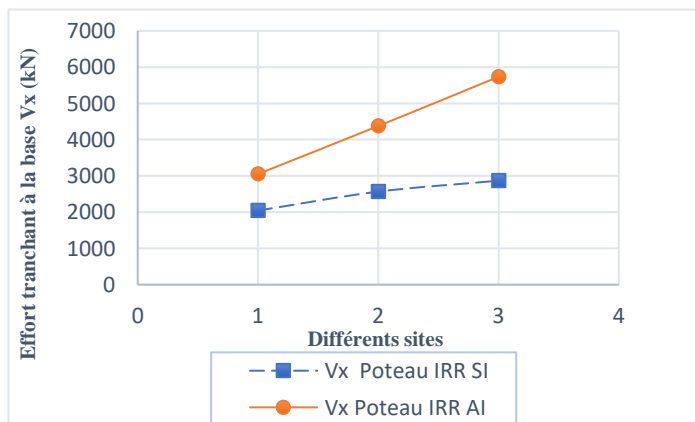


Figure III - 21: Effort tranchant (poteau) sens X-X

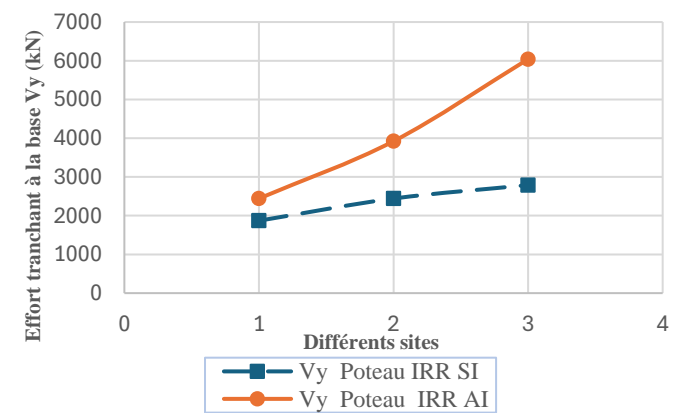


Figure III - 22: Effort tranchant (poteau) sens Y-Y

CHAPITRE III

On constate une réduction de l'effort tranchant à la base dans le cas de l'interaction sol structure (ISS), avec une réduction moyenne de 40% pour les voiles lorsqu'on considère l'interaction sol-structure (ISS) dans le cas d'une structure régulière. Et de 60% pour la structure irrégulière. Dans les poteaux la réduction moyenne est de 40% pour les deux cas de structure, on constate que cette réduction est bien prononcée dans le cas d'une structure irrégulière.

La répartition des forces peut être modifiée en raison de l'influence réciproque entre la structure et le sol. Cette redistribution des forces résulte de la répartition des charges lorsque le sol est intégré dans l'analyse. En effet, le sol absorbe une partie de la charge sismique appliquée à la structure, ce qui s'explique par sa déformation et sa capacité à dissiper l'énergie sismique.

Si l'effort tranchant à la base de la structure est réduit dans le cas de l'ISS, le ferrailage (armatures transversales) généralement est réduit.

➤ **NB :** les tableaux des calculs voir l'ANNEXE "B"

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PRINCIPAUX

ET FONDATION

CHAPITRE IV

IV.1 Introduction

Le dernier chapitre concerne le ferrailage des éléments principaux de notre structure, sachant : poteaux, les poutres et les voiles. On ferraille l'éléments le plus sollicité.

IV.2 Le ferrailage des poteaux

IV.2.1 Vérifications spécifiques

IV.2.1.1 Sollicitations normales

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.35$$

Tableau IV- 1: Sollicitations normales

<i>Les section</i>	<i>La force Nd</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>Fc28</i>	<i>La Vérification</i>	<i>La note</i>
<i>(65*65)</i>	<i>4026.15</i>	<i>0.65</i>	<i>0.65</i>	<i>30</i>	<i>0.318</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(60*60)</i>	<i>2285.85</i>	<i>0.6</i>	<i>0.6</i>	<i>30</i>	<i>0.212</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(55*55)</i>	<i>1024.26</i>	<i>0.55</i>	<i>0.55</i>	<i>30</i>	<i>0.113</i>	<i>Vérifiée</i>

IV.2.1.2 Sollicitations tangentes :

$$\bar{\tau} = \rho_d * f_{c28}$$

Tableau IV- 2: Sollicitations tangentes

<i>Les section</i>	<i>La force F</i>	<i>d</i>	<i>lf</i>	<i>lg</i>	<i>pd</i>	<i>Fc28</i>	<i>La Vérification</i>
<i>(65*65)</i>	<i>364.35</i>	<i>0.585</i>	<i>2.044</i>	<i>3.1446</i>	<i>0.04</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(60*60)</i>	<i>362.58</i>	<i>0.54</i>	<i>1.925</i>	<i>3.2083</i>	<i>0.04</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(55*55)</i>	<i>278.42</i>	<i>0.495</i>	<i>1.925</i>	<i>3.5</i>	<i>0.04</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>

IV.2.2 Résultats des efforts et ferrailage

Les recommandations formulées pour le calcul du renforcement des divers cas de chargement possibles sont résumées de la manière suivante :

$$\begin{aligned} N_{\max} &\Rightarrow |M|_y \text{ correspondant ; } |M|_z \text{ correspondant} \\ N_{\min} &\Rightarrow |M|_y \text{ correspondant ; } |M|_z \text{ correspondant} \\ |M_{y \max}| &\Rightarrow N_{\text{correspondant}} \\ |M_{z \max}| &\Rightarrow N_{\text{correspondant}} \end{aligned}$$

CHAPITRE IV

Dans notre cas la section de Poteau "carre " alors choisir directement le moment maximale entre les deux direction pour le calcul :

$$M_{choisi} \Rightarrow \max (M_{y\max} ; M_{z\max})$$

Convention de signe des efforts Normaux :

$$\begin{cases} (N +) = \text{compression} \\ (N -) = \text{traction} \end{cases}$$

Tableau IV- 3: Résultats des efforts et ferrailage des poteaux

Poteau (65x65)						
Combinaison	N (Kn)	My (Kn.m)	Mz (Kn.m)	Sollicitation	A's cm ²	As cm ²
1,35G+1,5Q (Nmax)	5025.75	38.69	7.54	SEC	0	0
G+psiQ-0.3Ex-Ey (Nmin)	-865.53	95.54	95.07	SET	5,42	11,89
G+psiQ-0.3Ex-Ey (Mz max)	-0.48	158.93	588.67	SPC	0	20,22
G+psiQ-Ex-0.3Ey (My max)	543.06	623.93	131.31	SPC	0	16,72
Poteau (60x60)						
Combinaison	N (Kn)	My (Kn.m)	Mz (Kn.m)	Sollicitation	A's cm ²	As cm ²
1,35G+1,5Q (Nmax)	3000.42	16.7	45.63	SEC	0	0
G+psiQ-Ex-0.3Ey (Nmin)	-307.39	246.04	20.97	SPC	0	11,99
G+psiQ+0.3Ex+Ey (Mz max)	1465.58	178.41	472.56	SPC	0	5,42
G+psiQ+Ex+0.3Ey (My max)	1259.12	635.81	98.76	SPC	0	14,68
Poteau (55x55)						
Combinaison	N (Kn)	My (Kn.m)	Mz (Kn.m)	Sollicitation	A's cm ²	As cm ²
1,35G+1,5Q (Nmax)	1298.99	66.78	37.94	SEC	0	0
G+psiQ-Ex-0.3Ey (Nmin)	-12.54	259.43	155.67	SPC	0	10,56
G+psiQ-0.3Ex-Ey (Mz max)	771.94	114.03	338.42	SPC	0	6,98
G+psiQ+Ex+0.3Ey (My max)	856.32	488.2	90.9	SPC	0	13,75

IV.2.3 Armatures longitudinales :

Dans le calcul des Armatures longitudinales, il y a des recommandations qui doivent être suivies " R.P.A.2024 " et "B.A.E.L 91R99 " :

Selon RPA24 "art 7.4.2": on a zone de forte sismicité "V"

➤ Zone critique l_{cr} :

CHAPITRE IV

$$l_{cr} = \max(1, 5h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 60cm)$$

- La section minimale de ferrailage : $A_{min} = 1\%(b * h)$
- La section maximale de ferrailage zone courante : $A_{max} = 4\%(b * h)$
- La section maximale de ferrailage zone recouvrement : $A_{max} = 8\%(b * h)$
- Le diamètre min: Ø12 mm
- Le recouvrement min $l_{min} = 60 * \phi_l$
- Espacement entre les barres $st_{max} = 15 cm$

Tableau IV- 4: ferrailage des poteaux et les recommandes de RPA

Armatures longitudinales					
Section	A_s cm ²	A_{RPAmin} cm ²	NOTE	Choix des armatures	A_s Adopté cm ²
65x65	20.22	42,25	$A_s < A_{minRPA}$	16HA20	50.27
60x60	14,68	36	$A_s < A_{minRPA}$	8HA16+8HA20	41.22
55x55	13,75	30,25	$A_s < A_{minRPA}$	16HA16	32.17
Les recommandes de RPA					
	$l_{cr} (m)$	$l_{min}(m) = 60 * \phi_l$	$A_{max} = 4\%(b * h)cm^2$	$A_{max} = 8\%(b * h)cm^2$	
RDC(65x65)	1	1.2	50,27 < 169C.V	100.54 < 338C.V	
Etage 1 (65x65)			50,27 < 169C.V	100.54 < 338C.V	
Etage 2 (65x65)			50,27 < 169C.V	100.54 < 338C.V	
Etage 3 (60x60)	1	0.96 ≈ 1	41.22 < 144C.V	91.49 < 288C.V	
Etage 4 (60x60)			41.22 < 144C.V	82.44 < 288C.V	
Etage 5 (60x60)			41.22 < 144C.V	82.44 < 288C.V	
Etage 6 (55x55)	1	0.96 ≈ 1	32.17 < 121C.V	73.39 < 242C.V	
Etage 7 (55x55)			32.17 < 121C.V	64.34 < 242C.V	
Etage 8 (55x55)			32.17 < 121C.V	64.34 < 242C.V	

IV.2.4 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A'_t}{t} = \frac{(\rho_a \times V_u)}{(h_c \times f_e)} \Rightarrow A'_t = t * \frac{(\rho_a \times V_u)}{(h_c \times f_e)}$$

CHAPITRE IV

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul

$f_e = 500\text{MPa}$

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 ; \rho_a = 2.5 \\ \lambda_g < 5 ; \rho_a = 3.75 \end{cases}$$

– Zone nodale (critique) :

$$\left\{ t \leq \text{Min} \left(\frac{b_0}{3} ; 10 ; 6\phi_l \right) \text{ cm : en zone IV, V et VI} \right.$$

– Zone courante :

$$\left\{ t' \leq \text{Min} \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\phi_l \right) \text{ cm : en zone IV, V et VI} \right.$$

– La quantité d'armatures transversale minimal $\left(\frac{A_t}{t \times b_c} \right)$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédent si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h_c} \text{ ou } \frac{l_f}{b_c} \right)$ Avec :

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times (3,57 - 0,65) = 1,925 \text{ m(RDC)}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times (3,4 - 0,65) = 2,044 \text{ m(Etage courant)}$$

$$\lambda_g = \frac{1,925}{0,65} = 2,962 ; \lambda_g = \frac{2,044}{0,65} = 3,145$$

Tableau IV- 5: Les armatures transversales

Section		65x65	60x60	55x55
V_u (Kn)		364.35	362.58	278.42
h_c (cm)		65	60	55
ρ_a		3.75	3.75	3.75
t (cm)	z. nodale	10	10	10
	z. courante	15	15	15
f_e		500	500	500
A_t (cm ²)	z. nodale	4.20	4.53	3.79
	z. courante	6.30	6.80	5.69
Section adopte	z. nodale	6HA10	6HA10	6HA10
	z. courante	6HA12	6HA12	6HA12

CHAPITRE IV

IV.2.5 Vérification A'ELS

Tableau IV- 6: Vérification A'ELS

65*65			
COM	FX [Kn]	MY [Kn.m]	MZ [Kn.m]
ELS	179.95	-82.27	-102.65
	Béton	Acier	
		$A_{s\ sup}$	$A_{s\ inf}$
σ	1.918	15.775	26.620
$\bar{\sigma}$	18	215.555	
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots$ C.V	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \dots\dots\dots$ C.V	
60*60			
COM	FX [Kn]	MY [Kn.m]	MZ [Kn.m]
ELS	969.34	-171.54	-32.69
	Béton	Acier	
		$A_{s\ sup}$	$A_{s\ inf}$
σ	5.660	10.917	79.855
$\bar{\sigma}$	18	215.555	
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots$ C.V	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \dots\dots\dots$ C.V	
55*55			
COM	FX [Kn]	MY [Kn.m]	MZ [Kn.m]
ELS	714.06	-145.93	-29.93
	Béton	Acier	
		$A_{s\ sup}$	$A_{s\ inf}$
σ	6.271	38.397	86.423
$\bar{\sigma}$	18	215.555	
	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots$ C.V	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \dots\dots\dots$ C.V	

CHAPITRE IV

IV.3 Ferrailage des Poutres

IV.3.1 Résultats des efforts

IV.3.1.1 Poutre sens Y-Y

Tableau IV- 7: les moments des poutre sens "Y"

Appui				Travée		
M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)		M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)
-318.65	-230.46	SUP	INF	194.03	142.40	0
		-827.56	787.65			

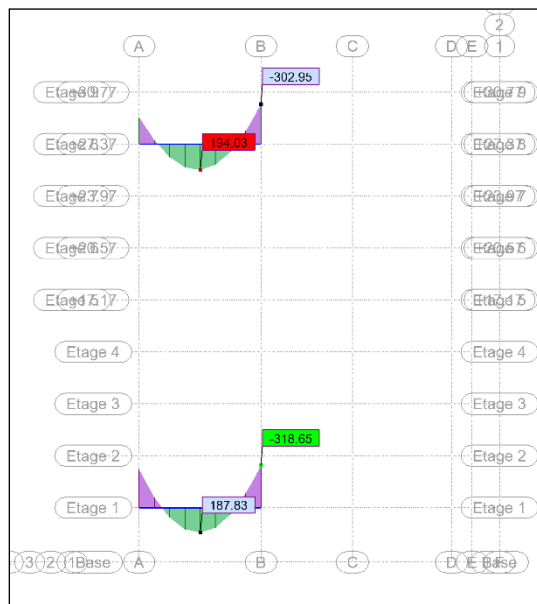


Figure IV- 1: moment "ELU"

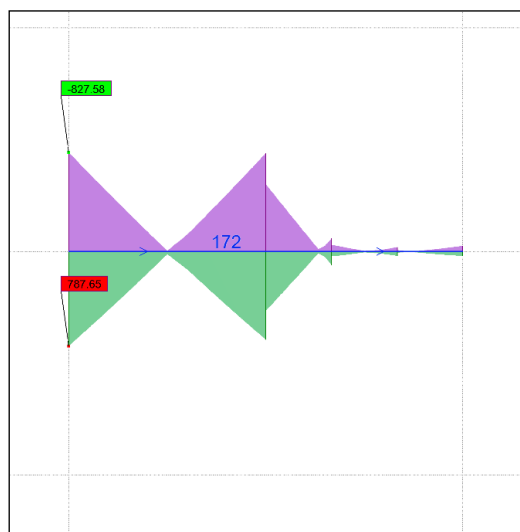


Figure IV- 2: moment "ELUA"

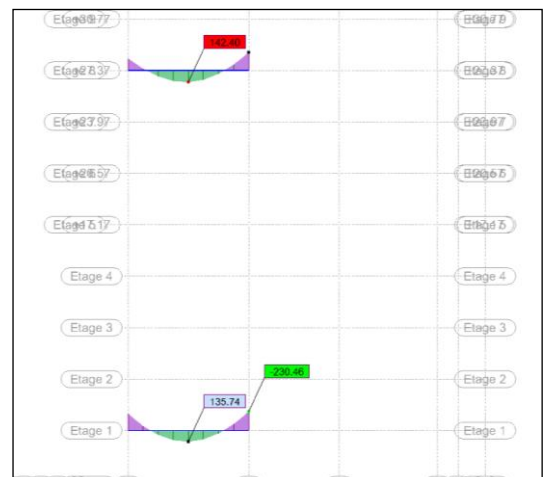


Figure IV- 3: moment "ELS"

CHAPITRE IV

IV.3.1.2 Poutre sens X-X

Tableau IV- 8: les moments sens "X"

Appui				Travée		
M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)		M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ELA} (KN.m)
-361.20	-264.23	SUP	INF	202.20	143.67	0
		-721.29	657.22			



Figure IV- 4: moment "ELU"

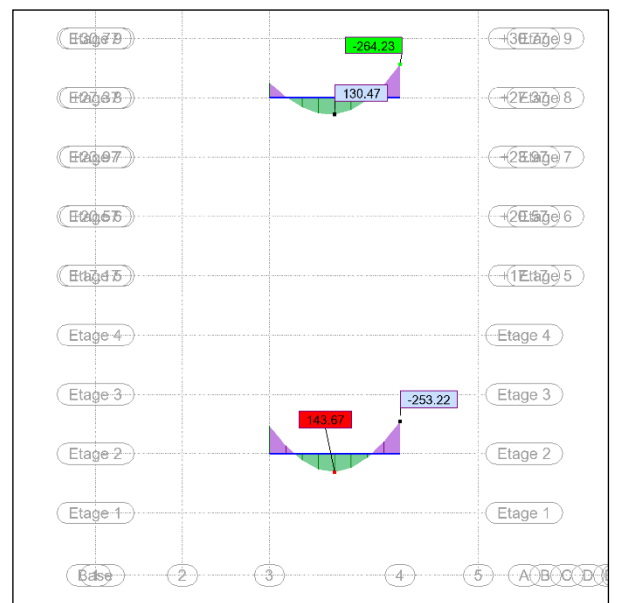


Figure IV- 5: moment "ELS"

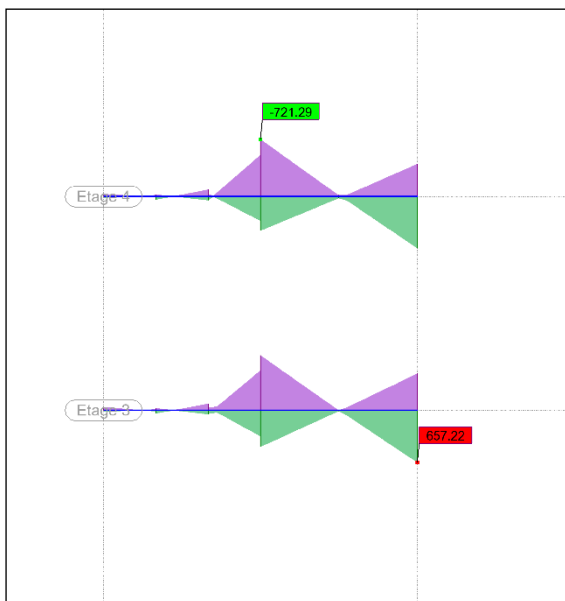


Figure IV- 6: moment "ELUA"

CHAPITRE IV

IV.3.2 Armatures longitudinales

Dans le calcul des Armatures longitudinales, il y a des recommandations qui doivent être suivies " R.P.A.2024 " et "B.A.E. L 91R99" :

➤ Selon RPA 2024 art7.5.2 :

- ❖ La zone critique : $l' = 1,5h$
- ❖ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales :

$A_{min} \text{ RPA} = 0,5\% \text{ section total}$

❖ Le pourcentages totale maximum des acier longitudinaux :

$A_{max} \text{ RPA} = 4\% \text{ (section total) ; zone courante}$

$A_{max} \text{ RPA} = 6\% \text{ (section total) ; zone recouvrement}$

❖ La Longueur minimale de recouvrement : $L = 60\phi_1$

➤ Selon B.A.E.L :

- Condition non fragilité :

$$A_{min} \text{ BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau IV- 9: Armatures longitudinales

Section	Armatures supérieurs cm ²	Armatures inferieurs cm ²	A _{min} RPA cm ²	A _{min} BAEL cm ²	Choix des armatures		A _s Adopté cm ²
SENS Y-Y							
Appui	31.55	29.72	13	2.58	SUP	4HA16(fil) + 8HA20(chap)	33.18
					INF	4HA16(fil) + 8HA20(chap)	33.18
Travée	0	7.83			4HA16(fil) + 2HA20(renf)		14.33
SENS X-X							
Appui	26.76	24.01	13	2.58	SUP	4HA16(fil) + 6HA20(chap)	26.89
					INF	4HA16(fil) + 8HA16(chap)	24.13
Travée	0	7.5			4HA16(fil) + 2HA20 (renf)		14.33

CHAPITRE IV

IV.3.3 Vérification à l'ELS

Tableau IV- 10:Vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN*m)	$A_{s\ sup}$ (cm ²)	$A_{s\ inf}$ (cm ²)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc}	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$	NOTE
Sens "Y-Y"										
Appui	230.46	33.18	33.18	0.224097	0.009243	5.587574	134.9799	18	215.551	C.V
Travée	142.4	8.04	14.33	0.18782832	0.0044562	6.0021245	190.3765	18	215.551	C.V
Sens "X-X"										
Appui	264.23	26.86	24.13	0.203156	0.007164	7.492617	211.2418	18	215.551	C.V
Travée	143.67	8.04	14.33	0.18782832	0.0044562	6.0556547	192.074432	18	215.551	C.V

IV.3.4 Les recommandes de RPA

Tableau IV- 11:Les recommandes de RPA

Section	l' (m)	Ø ₁ (mm)	L=60Ø ₁ (m)	A _{max} RPA cm ²	
SENS Y-Y				Zone courante	Zone recouvrement
Appui	0.975 ≈ 1	HA16	0.96 ≈ 1	66.36 < 104	132.72 < 156
Travée				47.51 < 104	80.68 < 156
SENS X-X				Zone courante	Zone recouvrement
Appui	0.9 ≈ 1	HA16	0.96 ≈ 1	51.02 < 104	102.04 < 156
Travée				41.22 < 104	68.11 < 156

IV.3.5 Vérification de la flèche

- Dans le régallement B.A.E.L91r99 :

$$\text{"article B. 7.5"} \rightarrow \begin{cases} \frac{H_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{H_t}{L} \geq \frac{M_{ser, travée}}{10M_{0, ser}} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

CHAPITRE IV

❖ Poutre sens Y-Y

Tableau IV- 12:Vérification de la flèche sens "Y"

H_t (m)	L (m)	$M_{ser,travee}$ (MN*m)		M_{0ser} (MN*m)		A_s (m²)	
0.65	8	142.4	0.1424	167.53	0.16753	14.33	0.001433
			b (m)	d (m)	fe (MPa)		
			0.4	0.585	500		
Condition 01			Condition 02			Condition 03	
0.08125	0.0625		0.08125	0.002385627		0.006124	0.0084
C.V			C.V			C.V	
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.							

❖ Poutre sens X-X

Tableau IV- 13:Vérification de la flèche sens "X"

H_t (m)	L (m)	$M_{ser,travee}$ (MN*m)		M_{0ser} (MN*m)		A_s (m²)	
0.65	7.5	143.67	0.14367	169.02	0.16902	14.33	0.001433
			b (m)	d (m)	fe (MPa)		
			0.4	0.585	500		
Condition 01			Condition 02			Condition 03	
0.086667	0.0625		0.086667	0.00242831		0.006124	0.0084
C.V			C.V			C.V	
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.							

IV.3.6 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa}$$

- Contrainte tangente :

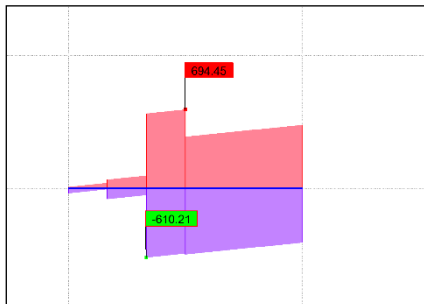


Figure IV- 8: Effort tranchant "Y"

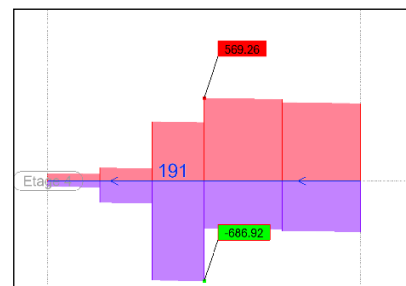


Figure IV- 7: Effort tranchant "X"

CHAPITRE IV

Tableau IV- 14:Vérification de l'effort tranchant

	Sens Y-Y	Sens Y-Y
V_u (KN)	694.45	686.92
τ_u (MPa)	2.967	2.935
$\overline{\tau_u}$ (MPa)	3	3
	C.V	C.V

IV.3.7 Armatures transversales

➤ D'après Le CBA93

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{650}{35} = 18,57; \frac{400}{10} = 40; 16 \right) \text{ mm}$$

Dans ce cas les poutres sur les deux directions même dimensions alors $\phi_t=12$ mm

➤ Selon RPA 2024 art7.5.2

➤ La quantité des armatures transversales minimales

$$A_t = (0,003). S. b$$

➤ L'espacement maximum :

✓ La zone critique :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17.5; 6\phi_l \right) \text{ cm}$$

$$S = \min \left(\frac{65}{4} = 16.25; 24 * 1.2 = 28.8; 17.5; 6 * 1.6 = 9.6 \right) \text{ cm}$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

✓ La zone courante :

$$S' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S' \leq \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

$$s = 15 \text{ cm}$$

➤ Calcul les armatures transversales :

✓ La zone critique :

$$A_t = (0,003) * 10 * 40$$

$$A_t = 1.2 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV

La section adopte : 4 HA 12

$$A_{\text{Adopte}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ **La zone critique :**

$$A_t = (0,003) * 15 * 40$$

$$A_t = 1.8 \text{ cm}^2$$

La section adopte : 4 HA 12

$$A_{\text{Adopte}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV

IV.4 Ferrailage des voiles

IV.4.1 Vérification spécifique

IV.4.1.1 Sollicitations normales

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau IV- 15 : Sollicitations normales des voiles

<i>Les section</i>	<i>La force Nd</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>Fc28</i>	<i>La Vérification</i>	<i>La note</i>
<i>(30*120)</i>	<i>2288.08</i>	<i>0.3</i>	<i>1.2</i>	<i>30</i>	<i>0.212</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*200)</i>	<i>4300.42</i>	<i>0.3</i>	<i>2</i>	<i>30</i>	<i>0.239</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*250)</i>	<i>4391.59</i>	<i>0.3</i>	<i>2.5</i>	<i>30</i>	<i>0.195</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*300)</i>	<i>4709.24</i>	<i>0.3</i>	<i>3</i>	<i>30</i>	<i>0.174</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*450)</i>	<i>6184.43</i>	<i>0.3</i>	<i>4.5</i>	<i>30</i>	<i>0.153</i>	<i>Vérifiée</i>

IV.4.1.2 Sollicitations tangentes

$$\tau_b \leq 0.2 * f_{c28}$$

$$\text{avec : } \tau_b = \frac{1.4 * V_u}{b_w * d}$$

Tableau IV- 16: Sollicitations tangentes des voiles

<i>Les section</i>	<i>Vu</i>	<i>1.4Vu</i>	<i>h</i>	<i>b_w</i>	<i>d</i>	<i>τ_b</i>	<i>Fc28</i>	<i>La Vérification</i>
<i>(30*120)</i>	<i>295.5</i>	<i>413.71</i>	<i>1.2</i>	<i>0.3</i>	<i>1.08</i>	<i>1.276895062</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*200)</i>	<i>430</i>	<i>602.01</i>	<i>2</i>	<i>0.3</i>	<i>1.8</i>	<i>1.114840741</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*250)</i>	<i>749.9</i>	<i>1049.9</i>	<i>2.5</i>	<i>0.3</i>	<i>2.25</i>	<i>1.555431111</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*300)</i>	<i>1280</i>	<i>1792.4</i>	<i>3</i>	<i>0.3</i>	<i>2.7</i>	<i>2.21282963</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>
<i>(30*450)</i>	<i>2446</i>	<i>3424.6</i>	<i>4.5</i>	<i>0.3</i>	<i>4.05</i>	<i>2.818620576</i>	<i>30</i>	<i>Vérifiée</i>

CHAPITRE IV

IV.4.2 Résultats des efforts et ferrailage

IV.4.2.1 Dispositions générales

Tableau IV- 17: Dispositions générales

<i>Les section</i>	<i>lw (m)</i>	<i>hw (m)</i>	<i>Note (1)</i>
<i>Voile 1</i>	<i>4.5</i>	<i>27.37</i>	<i>Voile élancé</i>
<i>Voile 2 (1)</i>	<i>3</i>	<i>33.77</i>	<i>Voile élancé</i>
<i>Voile 2 (2)</i>	<i>3</i>	<i>27.37</i>	<i>Voile élancé</i>
<i>Voile 3</i>	<i>2.5</i>	<i>27.37</i>	<i>Voile élancé</i>
<i>Voile 4</i>	<i>2</i>	<i>27.37</i>	<i>Voile élancé</i>
<i>Voile 5</i>	<i>1.2</i>	<i>27.37</i>	<i>Voile élancé</i>

IV.4.3 Ferrailage

- Le ferrailage des voiles se fera en flexion composé :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + 6 \frac{M}{e \times L^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - 6 \frac{M}{e \times L^2}$$

- La Longuerue tendu L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

- Effort de traction :

$$F = \frac{\sigma_{min} \times L_t}{2} \times e$$

- Selon Art7.7.4 RPA 2024 :

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right)$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_e \\ 2h_e \end{cases}$$

$$l_c \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w)$$

CHAPITRE IV

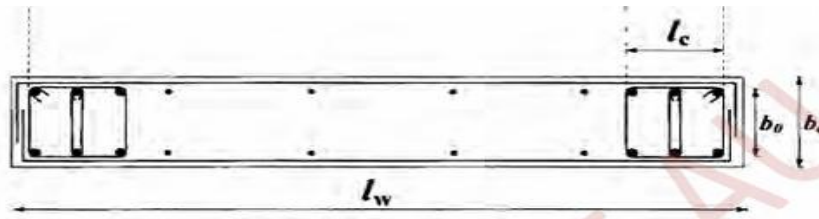


Figure IV- 9: Dispositions des ferrailles

Tableau IV- 18: les donnees des voiles

Voile	b_w (m)	L_w (m)	h_w (m)	h_{cr} (m)	l_c (m)
V1	0,3	4,5	27,37	5	0,7
V2	0,3	3	27,37	5	0,45
V3	0,3	2,5	30,77	5,5	0,45
V4	0,3	2	27,37	5	0,45
V5	0,3	1,2	23,97	4	0,45

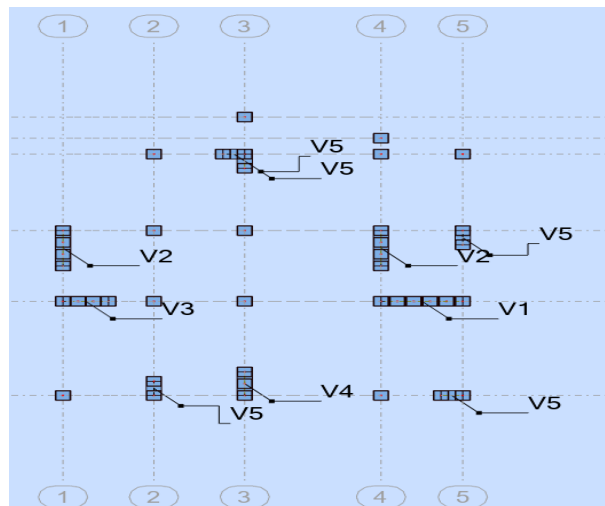


Figure IV- 10: Dispositions des voiles

IV.4.3.1 Voile 1:

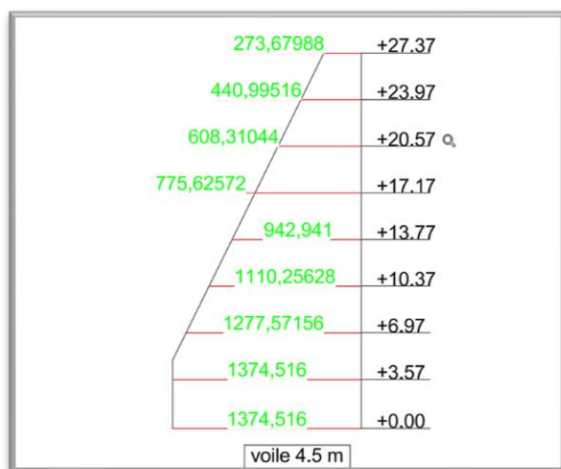


Figure IV- 11: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 1

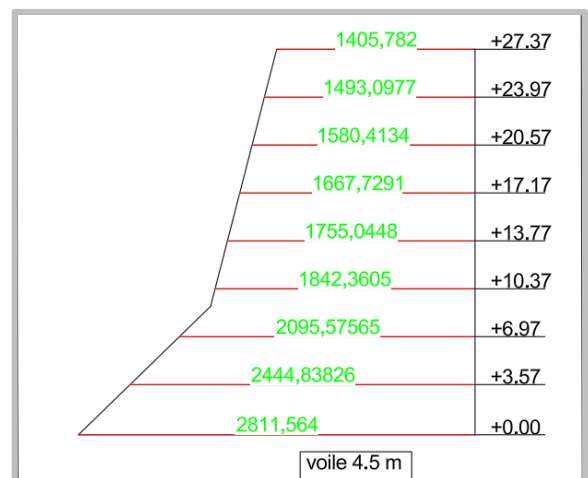


Figure IV- 12: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 1

CHAPITRE IV

➤ Les armatures verticales :

Tableau IV- 19:Les armatures verticales

V1									
Niveau	N , M	N (t)	M (t.m)	σ_{max} (t/m ²)	σ_{min} (t/m ²)	L_t (m)	F (t)	As (cm ²)	Choix des armature s
RDC,1, 2,3	N_{max}	618,44	516,47	1498,02	-1217,07	2,02	368,26	73,65	28HA20
	M_{coord}	3	1						
	N_{min}	86,344	227,01						
	M_{coord}		1						
	M_{max}	189,64	1374,5						
	N_{coord}	3	16						
4,5,6,7		97,254	942,94 1	1003,34	-859,26	2,08	276,57	53,51	28HA16

➤ La section minimale des éléments de rive confiné :

$$A_{min} = 0,5\%B_{confiné}$$

$$A_{min}(65 \times 65) = 21,125 \text{ cm}^2 < 50.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2 < 41.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(55 \times 55) = 15,125 \text{ cm}^2 < 32.17 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement verticale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5; 6\phi_l\right) \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ Les armatures horizontales :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

Tableau IV- 20 : Les armatures horizontales

V1					
Niveau	\bar{V} (MN)	Z (m)	S (m)	A_h (cm ²)	Choix des armatures
RDC ;1 ;2	2,811	3,85	0,1	1,46	2T10
3 ;4 ;5	1,842	3,9		0,94	2T10
6 ;7	1,580	3,95		0,8	2T8

CHAPITRE IV

IV.4.3.2 Voile 2:

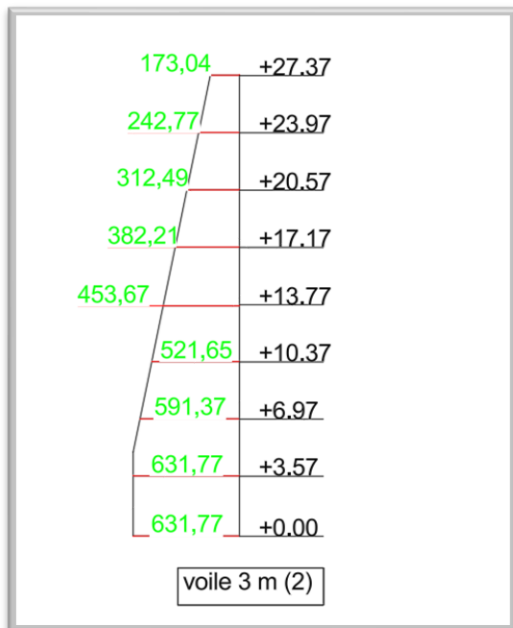


Figure IV- 13: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 2



Figure IV- 14: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 2

➤ Les armatures verticales :

Tableau IV- 21: les armatures verticales voiles 3 m

V2									
Niveau	N , M	N (t)	M (t.m)	σ_{max} (t/m ²)	σ_{min} (t/m ²)	L_t (m)	F (t)	As (cm ²)	Choix des armatures
RDC,1	N_{max}	470,92	615,115	1416,85	-1391,01	1,49	310,1	62,02	22HA20
	M_{coord}	4							
	N_{min}	11,625	631,769						
	M_{coord}								
	M_{max} N_{coord}	11,625	631,769						
2 ;3 ;4 ; 5 ;6 ;7 ; 8		113,59 1	591,37	1440,3 7	- 1187,94	1,36	241,6 2	48,32	22HA20

➤ La section minimale des éléments de rive confiné :

$$A_{min} = 0,5\%B_{confiné}$$

$$A_{min}(65 \times 65) = 21,125 \text{ cm}^2 < 50,27 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV

$$A_{\min}(60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2 < 41.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(55 \times 55) = 15,125 \text{ cm}^2 < 32.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 18.85 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement verticale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5; 6\phi_l\right) \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0,3 S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,3 \times 8 \times 24 \times \left(\frac{0,153}{0,108} - 1\right) \frac{30}{500}$$

$$A_t \geq 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10=1,57cm²

$$A_g = (lc * 2e) * b$$

$$A_c = lc * b_0$$

➤ Les armatures horizontales :

Tableau IV- 22: les armatures horizontales

V2					
Niveau	\bar{V} (MN)	Z (m)	S (m)	A_h (cm ²)	Choix des armatures
RDC ;1 ;2	1,792	2,45	0,08	1,17	2T10
3 ;4 ;5	1,174	2,475		0,76	2T10
6 ;7	1,007	2,5		0,64	2T10

CHAPITRE IV

IV.4.3.3 Voile 3:

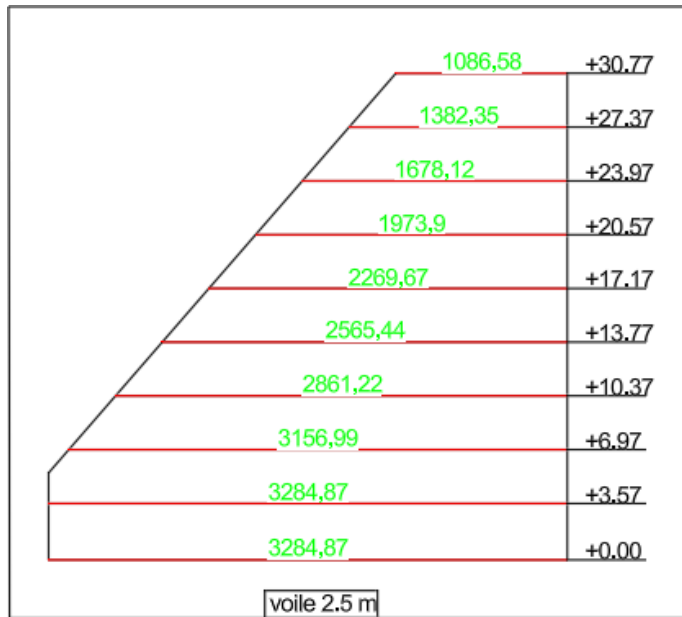


Figure IV- 16: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 3

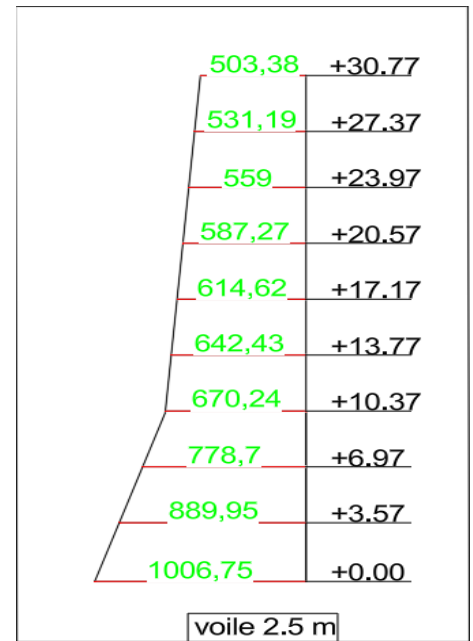


Figure IV- 15: Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 3

➤ Armatures verticales :

Tableau IV- 23: Armatures verticales

V3									
Niveau	N , M	N (t)	M (t.m)	σ_{max} (t/m²)	σ_{min} (t/m²)	L_t (m)	F (t)	As (cm²)	Choix des armature s
RDC,1, 2	N_{max}	439,15	125,88	1162,18	-940,14	1,12	157,6 6	31,53	16HA16
	M_{coord}	9	1						
	N_{min}	72,664	141,77						
	M_{coord}								
	M_{max}	83,266	328,48 7						
	N_{coord}								
3 ;4 ;5		111,64 8	286,12 2	1064,45	-766,73	1,05	120,3 9	24,08	16HA14
6 ;7 ;8		37,678	197,39	681,89	-581,41	1,15	100,3 4	20,07	16HA14

CHAPITRE IV

- La section minimale des éléments de rive confiné :

$$A_{min} = 0,5\%B_{confiné}$$

$$A_{min}(65 \times 65) = 21,125 \text{ cm}^2 < 50.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2 < 41.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(55 \times 55) = 15,125 \text{ cm}^2 < 32.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 16.08 \text{ cm}^2 \text{ (RDC, 1er, 2eme)}$$

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 12.32 \text{ cm}^2 \text{ (3 ;4 ;5 ; 6 ;7 ;8)}$$

- Espacement verticale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5; 6\phi_l\right) \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0,3 \times 8 \times 24 \times \left(\frac{0,153}{0,108} - 1\right) \frac{30}{500}$$

$$A_t \geq 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10=1,57cm²

- Les armatures horizontales :

Tableau IV- 24:Les armatures horizontales

V3					
Niveau	\bar{V} (MN)	Z (m)	S (m)	A_h (cm²)	Choix des armatures
RDC ;1 ;2	1,006	2,45	0,08	0,65	2T8
3 ;4 ;5	0,67	2,475		0,43	2T8
6 ;7	0,59	2,5		0,38	2T8

CHAPITRE IV

IV.4.3.4 Voile 4:

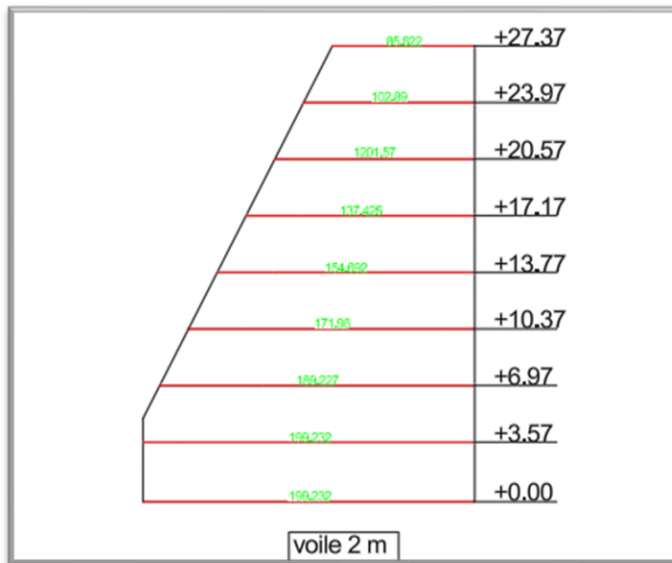


Figure IV- 18:Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 4

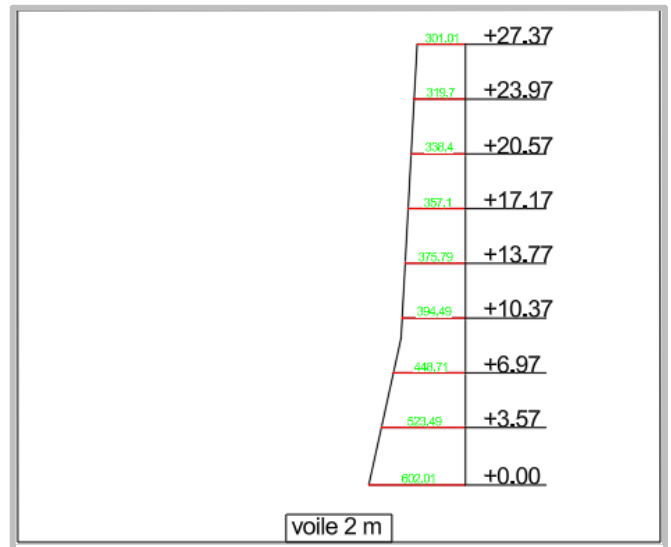


Figure IV- 17:Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 4

➤ Les armatures verticales :

Tableau IV- 25:Les armatures verticales

V4									
Niveau	N, M	N (t)	M (t.m)	σ_{max} (t/m ²)	σ_{min} (t/m ²)	L_t (m)	F (t)	As (cm ²)	Choix des armatures
RDC,1,2,3	N_{max}	430,04	196,918	107,8,87	-913,44	0,92	125,64	25,13	14HA16
	M_{coord}								
	N_{min}	49,631	199,231						
	M_{coord}								
	M_{max}	49,631	199,231						
	N_{coord}								
4 ;5 ;6 ;7		91,117	154,692	925,32	-621,60	0,8	74,93	14,99	14HA14

➤ La section minimale des éléments de rive confiné :

$$A_{min} = 0,5\%B_{confiné}$$

$$A_{min}(65 \times 65) = 21,125 \text{ cm}^2 < 50,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2 < 41,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(55 \times 55) = 15,125 \text{ cm}^2 < 32,17 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE IV

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \text{ (RDC, 1er, 2eme, 3eme)}$$

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2 \text{ (4 ;5 ;6 ;7)}$$

➤ Espacement verticale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5 ; 6\phi_l \right) \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0,3 \times 8 \times 24 \times \left(\frac{0,153}{0,108} - 1 \right) \frac{30}{500}$$

$$A_t \geq 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10=1,57cm²

➤ Les armatures horizontales :

Tableau IV- 26:Les armatures horizontales

V4					
Niveau	\bar{V} (MN)	Z (m)	S (m)	A_h (cm ²)	Choix des armatures
RDC ;1 ;2	1,992	2,45	0,08	1,3	2T10
3 ;4 ;5	1,719	2,475		1,11	2T10
6 ;7	1,201	2,5		0,76	2T8

CHAPITRE IV

IV.4.3.5 Voile 5:

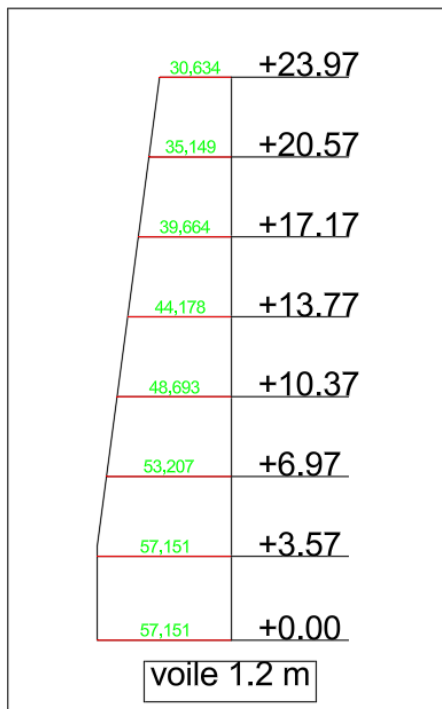


Figure IV- 20:Enveloppe de calcul pour les moments flechissant voile 5

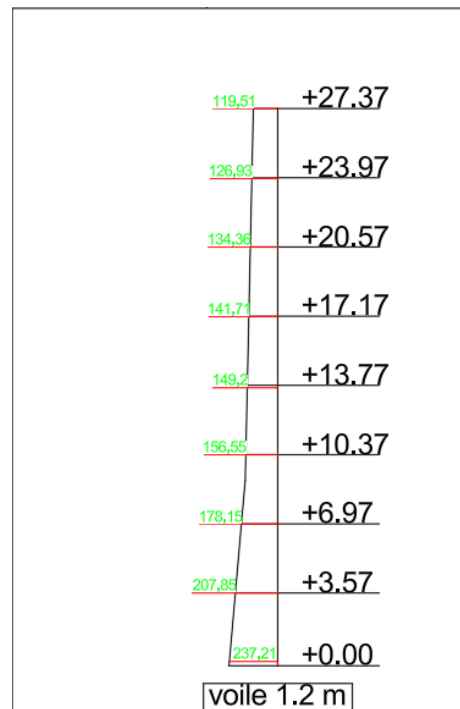


Figure IV- 19:Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants voile 5

➤ Les armatures verticales :

Tableau IV- 27:Les armatures verticales

V5															
Niveau	N , M	N (t)	M (t.m)	σ_{max} (t/m²)	σ_{min} (t/m²)	L_t (m)	F (t)	As (cm²)	Choix des armat ures						
RDC,1 ;2	N_{max}	151,78 6	56,127	694,21	-893,32	0,6 8	90,48	18,1	10HA 16						
	M_{coor}														
	N_{min}	-35,84	57,151												
	M_{coor}														
	M_{max}														
	N_{coor}														
3 ;4 ;5 ; 6 ;7		-4,514	48,693	663,75	-668,83	0,6 1	63,14	12,63	10HA 14						

➤ La section minimale des éléments de rive confiné :

CHAPITRE IV

$$A_{min} = 0,5\%B_{confiné}$$

$$A_{min}(65 \times 65) = 21,125 \text{ cm}^2 < 50,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(60 \times 60) = 18 \text{ cm}^2 < 41,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(55 \times 55) = 15,125 \text{ cm}^2 < 32,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \text{ (RDC, 1er, 2eme)}$$

$$A_{min} = 6,75 \text{ cm}^2 < 9,24 \text{ cm}^2 \text{ (3 ;4 ;5 ;6 ;7)}$$

➤ Espacement verticale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5; 6\phi_l\right) \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0,3 \times 8 \times 24 \times \left(\frac{0,153}{0,108} - 1\right) \frac{30}{500}$$

$$A_t \geq 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10=1,57cm²

➤ Les armatures horizontales :

Tableau IV- 28 : Les armatures horizontales

V5					
Niveau	\bar{V} (MN)	Z (m)	S (m)	A_h (cm ²)	Choix des armatures
RDC ;1 ;2	0,237	2,45	0,08	0,15	2T8
3 ;4 ;5	0,157	2,475		0,10	2T8
6 ;7	0,134	2,5		0,085	2T8

➤ **NB : La vérification de ductilité locale voir l'ANNEX "D"**

CHAPITRE IV

IV.5 Etude des fondations

IV.5.1 Introductions

Les fondations d'une construction sont la partie qui repose directement sur le sol, elles sont désignées pour assurer la transmission des charges de la structure vers le sol, et aussi pour assurer la stabilité de bâtiment en répartissent les forces et en évitant tous les affaissements et les déplacements de la construction.

IV.5.2 Combinaison d'action

Les combinaisons selon le règlement parasismique algérienne **RPA2024 et CBA93**

Tableau IV- 29: les combinaisons d'action des fondations

Cas combinaison	Combinaison	Type de la combinaison
6 (C)	$1,35G+1,5Q$	ELU
7 (C)	$G+Q$	ELS
17 (C) (CQC)	$G+\psi Q+1.4(Ex+0.3Ey)$	ACC
18 (C) (CQC)	$G+\psi Q+1.4(0.3Ex+Ey)$	ACC
19 (C) (CQC)	$G+\psi Q+1.4(Ex-0.3Ey)$	ACC
20 (C) (CQC)	$G+\psi Q+1.4(0.3Ex-Ey)$	ACC
21 (C) (CQC)	$G+\psi Q-1.4(Ex+0.3Ey)$	ACC
22 (C) (CQC)	$G+\psi Q-1.4(0.3Ex+Ey)$	ACC
23 (C) (CQC)	$G+\psi Q-1.4(Ex-0.3Ey)$	ACC
24 (C) (CQC)	$G+\psi Q-1.4(0.3Ex-Ey)$	ACC

IV.5.3 Type de fondation :

Dans notre cas on a choisi un radier

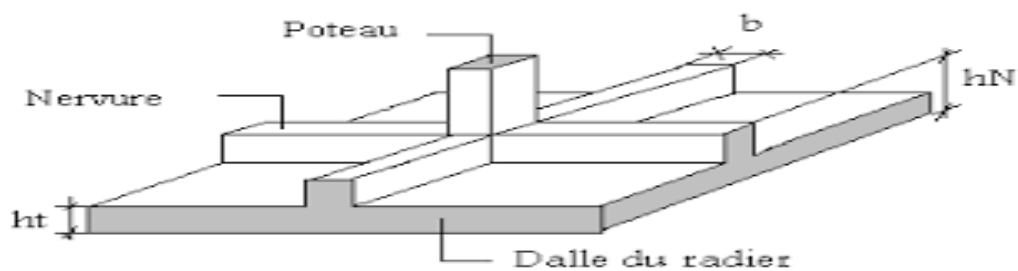


Figure IV- 21: une coupe de radier

IV.5.4 Prédimensionnement de radier

CHAPITRE IV

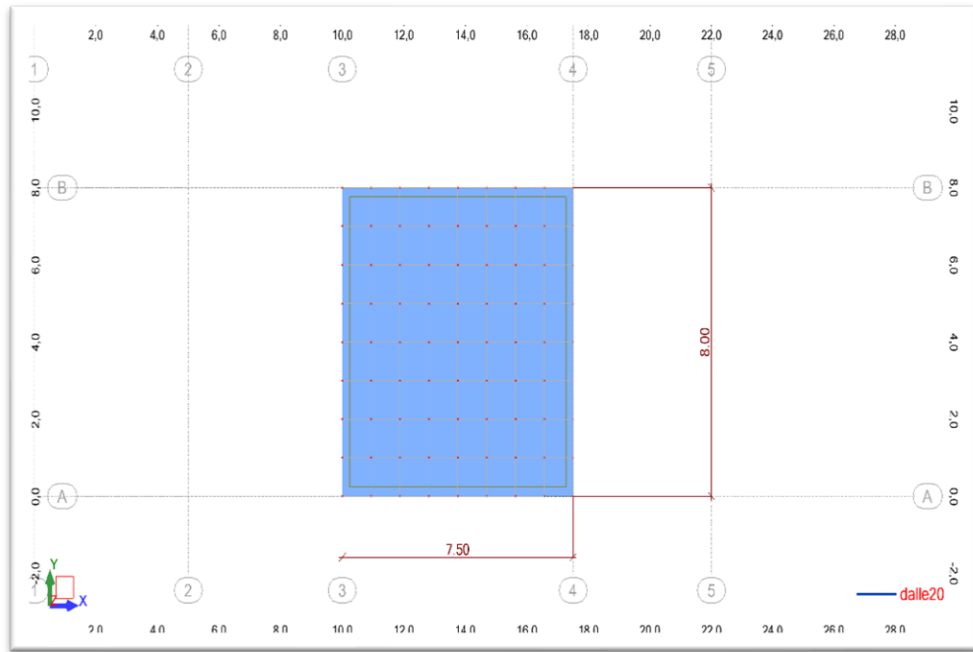


Figure IV- 22 : panneau plus défavorable

Le radier est rigide si :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Donc :

$$H_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$E_i = 34179,55757 \text{ MPa}$$

$$K = 30000 \text{ Kn/ m}^3.$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$H_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 30000 \times 10^{-3} \times 8^4}{34179,55757 \times \pi^4}} = 1.21 \text{ m}$$

➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq H_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{800}{8} = 100 \text{ cm} < H_r < \frac{800}{5} = 160 \text{ cm}$$

On prend : $H_r = 130 \text{ cm}$.

Vérification de longueur élastique :

CHAPITRE IV

$$I' = \frac{b \times H_r^3}{12} = 0,183 \text{ m}^4.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 34179.55757 \times 0,183}{30 \times 1}} = 5,37 \text{ m}$$

$$\frac{2}{\pi} L_{max} = \frac{2}{\pi} \times 8 = 5,09 \text{ m}$$

$$5,37 \text{ m} > 5,09 \text{ m} \dots \dots \text{CV}$$

Tableau IV- 30: les données de dalle de radier et les nervures

Dalle		Nervure	
Epaisseur (cm)		Hauteur (cm)	Largeur (cm)
$H_d \geq \frac{L_{max}}{20}$	Epaisseur adopté	$H_n \geq \frac{L_{max}}{10}$	$b_n \geq \frac{H_n}{2}$
40	50	130	65
La hauteur de débord (cm)		Surface radier (m ²)	
$H_d \geq \max(\frac{H}{2}; 30)$		$S_r=S_b + S_d=496,39$	
65			
Vérification de la surface minimal			
A ELU (m ²)		A ELS (m ²)	
$S_{rmin} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{sol}}=\frac{68705,02}{1,33\times148}=349,04$		$S_{rmin} \geq \frac{N_s}{1,33\sigma_{sol}}=\frac{50153,81}{1,33\times148}=254,79$	
$S_{rmin}=\max(345,53 ; 252,196)= 345,53 <495,.....$ CV			

CHAPITRE IV

IV.5.5 Vérification des contraintes dans le sol

Tableau IV- 31: Vérification des contraintes dans le sol

Distributions des contraintes	σ_{adm} (bar)	σ_{adm} majoré (bar)	σ_{max} (bar)	Note	Cartographie des contraintes de sols
ELS	1,48		0,97	CV	
ELU durable		2,22	1,32	CV	
ELU accidentel		1,97	1,13	CV	

CHAPITRE IV

IV.5.6 Vérification au poinçonnement selon l'article a.5.2.4 cba93

IV.5.6.1 Sous-poteaux :

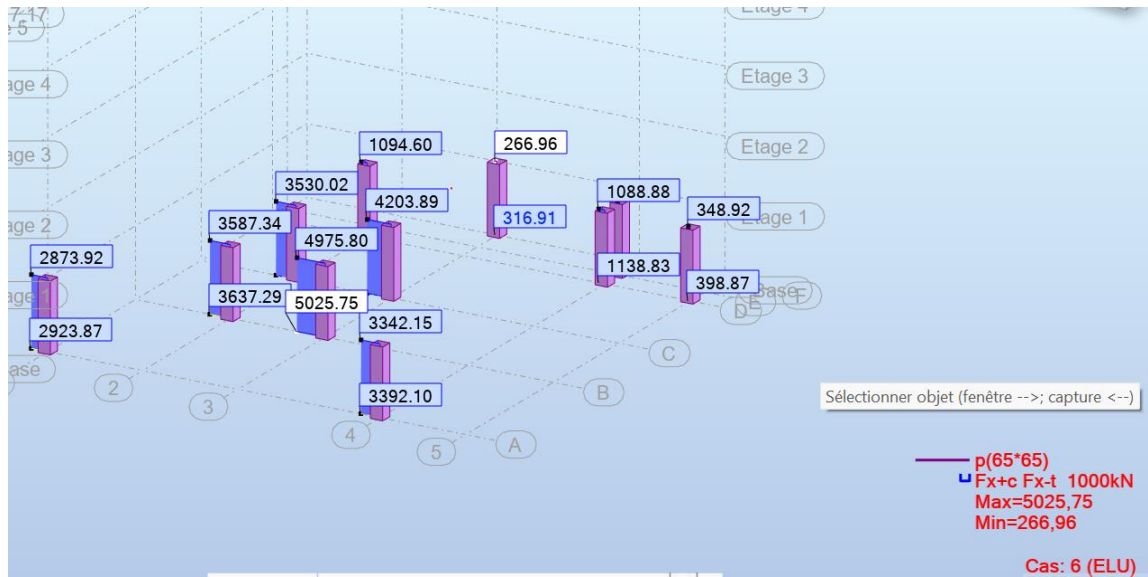


Figure IV- 23: efforts sous poteaux

$$N_u \leq 0.045\mu_c \times h_r \times F_{c28}/\gamma_b.$$

N_u : La charge de calcul vis à vis de l'état limite=5,025MN.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

h_r : L'épaisseur de radier. =1,3m

a =70cm.

$$\mu_c = (a + h_r) \times 4$$

$$\mu_c = 8m$$

$$0.045\mu_c \times h_r \times F_{c28}/\gamma_b = 9,36 \text{ MN}$$

$$9,36 > 5,025 \text{CV}$$

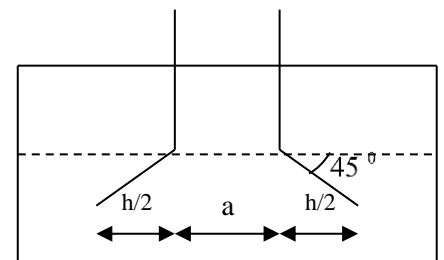
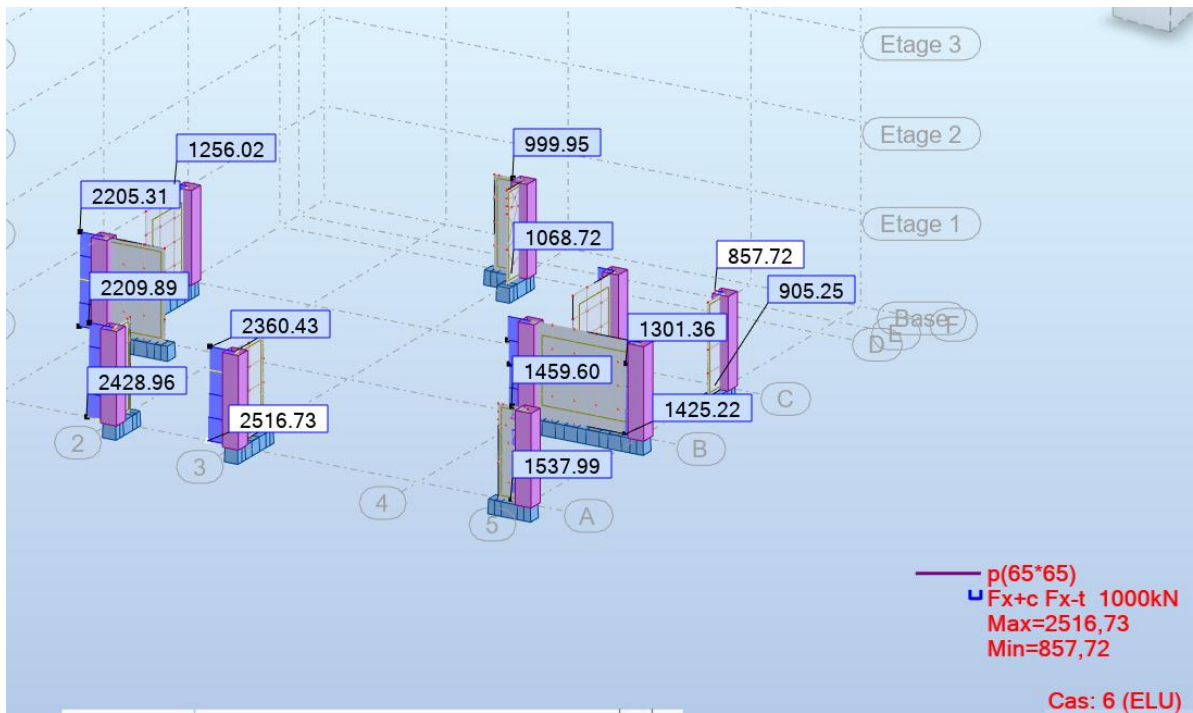


Figure IV- 24: Schéma de transmission des charges

CHAPITRE IV

IV.5.6.2 Sous-voile :



$$N_u \leq 0.045 \mu_c \times h_r \times F_{c28} / \gamma_b.$$

L : La longueur de voile plus sollicité =1.5m.

e =0,3m.

$$\mu_c = [(L + h_r) + (e + h_r)] \times 2 = (L + e + 2h_r) \times 2.$$

$$\mu_c = 8,8m$$

$$0.045 \mu_c \times h_r \times F_{c28} / \gamma_b = 10,296 \text{ MN}$$

$$10,296 > 2,516 \dots\dots \text{CV}$$

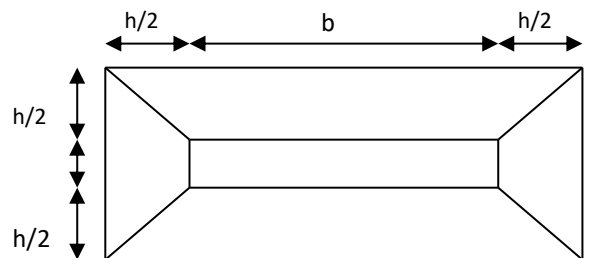


Figure IV- 26: Schéma de transmission des charges

CHAPITRE IV

IV.5.7 Vérification au cisaillement selon CBA93 art. A.5.1

$$\tau_{u=\frac{V_u}{b \times d}} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times F_{cj}}{\gamma_b}$$

Tableau IV- 32: Vérification au cisaillement

Sens	V_u (KN)	b (m)	d (m)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Note
XX	431,67	1	0,45	0,96	1,4	CV
YY	395,75			0,88		CV

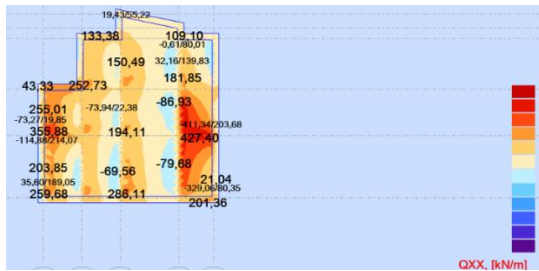


Figure IV- 27: effort trachant sens "X"

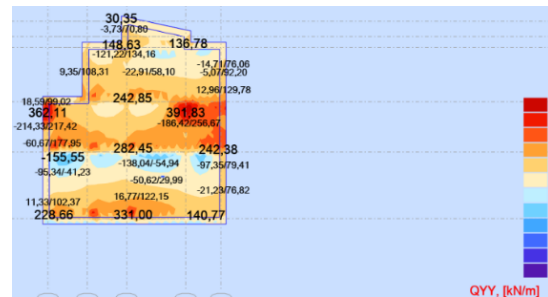


Figure IV- 28: effort trachant sens

IV.5.8 Ferrailage de radier

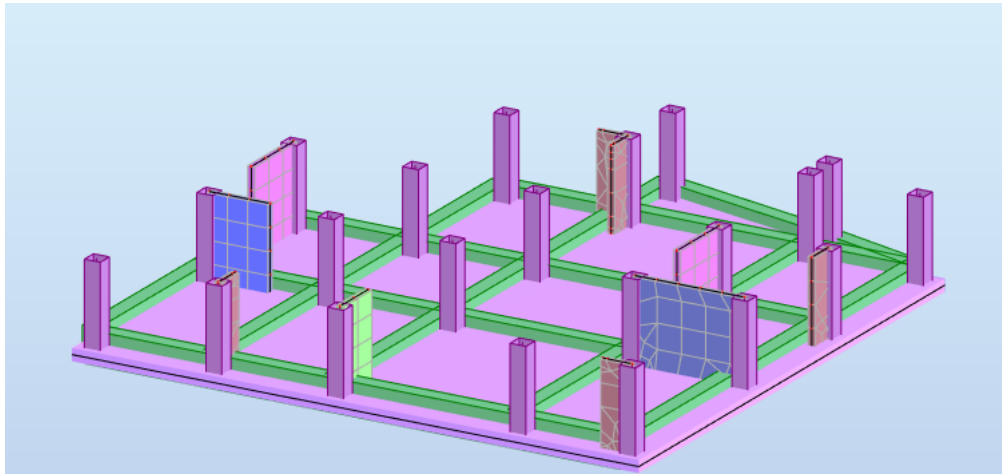


Figure IV- 29: coupe de radier

IV.5.8.1 Ferrailage de la dalle

Selon CBA93 :

$$\text{Si : } \begin{cases} 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 & \text{la dalle travaille sur les deux sens} \\ \frac{L_x}{L_y} < 0,4 & \text{la dalle travaille sur un seul sens} \end{cases}$$

CHAPITRE IV

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{7,5}{8} = 0,93$$

$$0,4 \leq 0,93 \leq 1$$

Tableau IV- 33: les moments max

M_{xx} (KN.m)		M_{yy} (KN.m)	
Appui	Travée	Appui	Travée
178	-66,94	157,93	-37,5

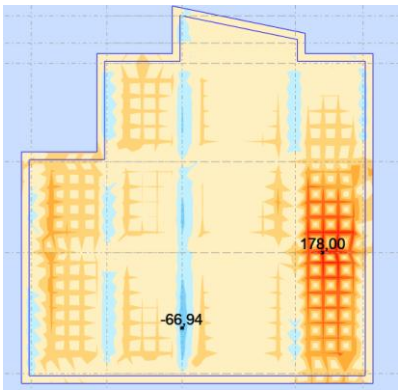


Figure IV- 30: moments max sens "X"

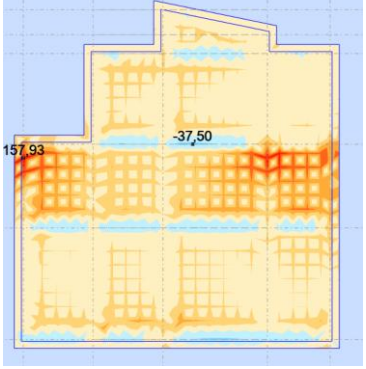


Figure IV- 31: moments max sens "Y"

Tableau IV- 34: le ferrailage de dalle de radier

Sens "X-X'			
Appui	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 14	A _{s.appui} =10.78 cm ²
	As = 8.09 cm ²		
Travée	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 10	A _{s.travée} = 5.50cm ²
	As = 3 cm ²		
Sens "Y-Y'			
Appui	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 12	A _{s.appui} =7.92cm ²
	As = 7.16 cm ²		
Travée	Ferrailage longitudinal	Section adopte 7 HA 10	A _{s.travée} = 5.50 cm ²
	As = 1.67cm ²		
Espacement			
` Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
Appui	Travée	Appui	Travée
St = 15 cm	St= 15 cm	St = 15 cm	St= 15 cm

CHAPITRE IV

IV.5.8.1.1 Vérification A'ELU

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}$$

Tableau IV- 35:Vérification A'ELU

Condition non fragilité			
$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{\min} = 4.968 \text{ cm}^2$			
` Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
Appui	Travée	Appui	Travée
$A_s > A_{\min}$		$A_s > A_{\min}$	
Condition vérifier			
Espacement			
` Sens "X-X"		Sens "Y-Y"	
$\min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$		$\min(3 * h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$	
Appui	Travée	Appui	Travée
$St < St_{\min}$	$St < St_{\min}$	$St < St_{\min}$	$St < St_{\min}$
Condition vérifier			

IV.5.8.2 Ferrailage de la nervure

$$P = q \times c$$

Avec :

q : la contrainte du sol = 148 Kn/m²

$$c = \begin{cases} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{L_x}{2} & \text{le cas d'un trapèze} \\ \frac{L_x}{3} & \text{le cas d'un triangle} \end{cases}$$

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'un trapèze avec $L_x = 8m$

$$M_0 = \frac{p \times l^2}{8} ; M_0 : \text{le moment isostatique}$$

$$P = 148 \times 2,847 = 222 \text{ Kn.m}$$

$$M_0 = \frac{222 \times 8^2}{8} = 1776 \text{ Kn.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 1509,6 \text{ Kn.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 888 \text{ Kn.m}$$

IV.5.8.3 Armatures longitudinales

➤ Selon B.A.E.L :

CHAPITRE IV

Tableau IV- 36: Ferrailage de la nervure

Section	Armatures supérieurs cm ²	Armatures inférieurs cm ²	A _{min} BAEL cm ²	Choix des armatures	A _s Adopté cm ²
Appui	16.8	0	8.40	4 HA 20 (fil) + 2HA20 (renf)	18.85
Travée	0	29.1		4 HA20(fil) + 4HA20(renf) + 2 HA 16 (renf)	29.15

➤ **NB :** Les schémas des ferrailages voir l'ANNEXE "C"

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce travail de mémoire porte sur la modélisation sismique d'une structure irrégulière (en plan et en élévation) avec prise en compte de l'interaction sol structure. L'objectif principal est de montrer l'effet de cette dernière sur la réponse dynamique de bâtiment irrégulier à l'aide d'un logiciel de calcul. Afin d'atteindre cet objectif, le mémoire est composé de quatre chapitre :

(1) Présentation de l'ouvrage, prédimensionnement des différents élément et ferrailage des éléments secondaire. (2) Méthodes d'analyse de l'interaction sol structure (3) Modélisation de la structure et l'effet de l'interaction. (4) Ferrailage des éléments principaux et l'étude des fondations.

Les conclusions suivantes peuvent être exprimées :

L'effet de l'ISS sur la réponse dynamique modale augment avec la variation de la contrainte de sol de même que cette influence augmente d'une façon remarquable dans la structure irrégulière. Alors plus la structure est de forme irrégulière et le sol flexible plus l'influence de l'ISS sur la réponse dynamique augmente. L'influence de l'ISS sur la réponse sismique d'une structure en béton armé en modélisant cette structure, une fois avec une base fixe (sans ISS) et une autre fois avec une base flexible (avec ISS). On constate une diminution considérable de l'effort tranchant obtenu à la base de la structure avec une base flexible par comparaison avec l'effort obtenu pour la structure avec une base encastré.

L'interaction sol structure est un problème très complexe qui exige une expertise et maitrise de logiciel d'analyse développés de la part des ingénieurs afin d'avoir des résultats bien précis.

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. KHALIL L., SADEK M., SHAHROUR I., (2007). Influence of the soil-structure interaction on the fundamental period of buildings. *J. Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2007 ; 36 : 2445 2453
2. Amine Bou Mehdi. Interaction dynamique sol-structure. *Géotechnique*. 2015. □dumas-01662405□
3. PECKER A., 2015. Interaction sol-structure. In *Dynamique des structures et des ouvrages*. École des Ponts ParisTech.
4. Karapetrou, S.T., Fotopoulou, S.D., Pitilakis, K.D.: Seismic vulnerability assessment of high rise non-ductile RC buildings considering soil–structure interaction effects. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 73, 42–57 (2015). <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.016>
5. STEWART J. P., FENVES G. L., SEED R. B., (1999). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical Methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 125, No. 1, January, 1999. ASCE, 1090-0241/99/0001-0026 0037.
6. WOLF J. P., (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. HALL W. J., Ed, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632.
7. KHALIL L., 2009. Influence de l’interaction sol-structure sur le comportement sismique des bâtiments : analyse dans les domaines linéaire et non linéaire. Thèse de doctorat, Université Lille 1, 170p
8. R. Patro · S. K. Sasmal · G. Suneel Kumar · P. Sarkar · R. N. Behera , Seismic analysis of vertical geometric irregular building considering soil-structure interaction (2021) https://doi.org/10.1007/978-981-33-6564-3_46
9. Stewart,J., Crouse, C.B., Hutchinson, T.C., Lizundia, B., Naeim,F., Ostadan, F.: *Soil-Structure Interaction for Building Structures*, NIST (No. Grant/Contract Reports (NISTGCR)-12-917 21) (2012).
10. Bhosale, A.: *Studies on vertically irregular RC infilled frame buildings*. Doctoral dissertation, Department of Civil Engineering, NIT Rourkela (2018).
11. Behnamfar, F., Mirhosseini, S.M., Alibabaei, H.: Seismic behavior of structures considering uplift and soil–structure interaction. *Adv. Struct. Eng.* 20(11), 1712–1726 (2017). <https://doi.org/10.1177/1369433217693628>
12. Anand, V., Kumar, S.S.: *Seismic Soil-Structure Interaction: A State-of-the-Art Review*. In *Structures*. Elsevier (2018). <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.10.009>
13. Priyadarshini, M.: *Seismic risk assessment of RC framed vertically irregular buildings*. M. Tech. Dissertation, Department of Civil engineering, NIT Rourkela (2013).

BIBLIOGRAPHIE

14. Nedjai A, Rouane Z, L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments (cas des bâtiments portiques en béton armée), Département de Génie Civil, Faculté de technologie, Université Mohamed boudiaf - M'SILA., 2019.
15. Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples Worked examples presented at the Workshop "EC 8: Seismic Design of Buildings", Lisbon, 10-11 Feb. 2011 Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes
16. Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024 .
17. Document Technique Réglementaire D.T.R. - B.C. 2.41 Règles De Conception Et De Calcul Des Structures En Béton Armé
18. Règles BAEL 91 révisées 99 D.T.U -P18-702 (mars 1992) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites .
19. Institut Algérien De Normalisation (IANOR) (2007) , Béton : Spécification , Performances, Production Et Conformité (Norme Algérienne NA 16002 ,2e Edition). Alger, Algérie

LA LISTE DES SYMBOLES

LA LISTE DES SYMBOLES

A	Coefficient d'accélération de zone au rocher
A_s	La section de ferrailage calcule
A_p	La section d'armature principale choisir
A_r	La section d'armature de répartition
A_g	La surface totale de l'élément de rive
A_c	La surface confinée
A_t	Armatures transversales
A'_t	Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
$A_{s,appui}$	La section d'armature sur appui
$A_{s,travée}$	La section d'armature sur travée
b	Longueur de dalle pleine
b_p	Longueur de la poutre
b_w	L'épaisseur de voile
b_1	Hauteur de la poteau
B_r	Section réduite du poteau (en cm^2)
B_c	la section de poteau
C_p	Facteur de force horizontale
C_t	Coefficient de période, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
E_{ij}	Déformations longitudinales Instantané
E_{vj}	Déformations longitudinales Instantané
E_i	Coefficient d'élasticité
e	L'épaisseur de la dalle
e_p	L'épaisseur de la paillasse
e_b	L'épaisseur de balcons
e_G	Centre de pression
e_{0x}, e_{0y}	Les excentricités structurales
F_{c28}	La résistance à la compression a 28 j
F_{t28}	La résistance à la traction a 28 j
F_{bu}	Contrainte limite ultime en compression
F_{pk}	La force sismique
F_i	La force sismique
F_t	Partie de l'Effort tranchant a la base, appliquée au niveau « n », en plus de F_i ,
f_e	Contrainte limite élastique de l'acier
f_{adm}	La flèche admissible
g	Giron
G	Le module de cisaillement G
g_p	Poids propre des poutres
H	La hauteur de la volée
h	Hauteur du contre marche
h_t	Hauteur d'étage
h_p	Hauteur de la poutre
h_e	hauteur libre de étage
H	hauteur d'étage
h_1	Hauteur de la poteau

LA LISTE DES SYMBOLES

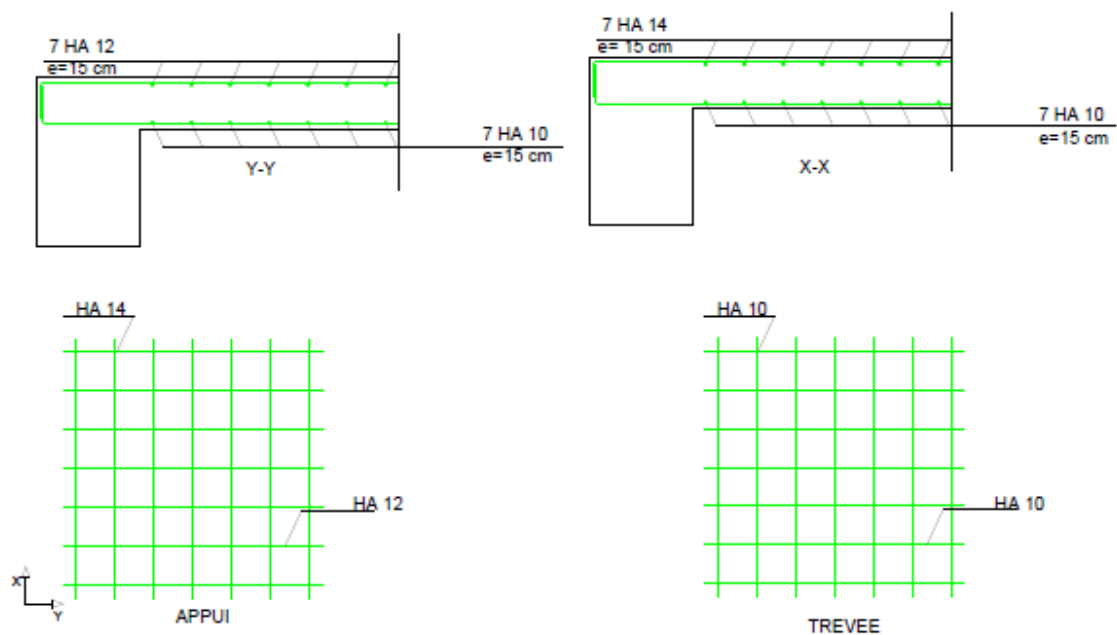
h_z	La hauteur de niveau "k" d'acrotère, a partir de la base
h_c	Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
I	Coefficient d'importance
I_z	Inertie de planche
I_x	Inertie de radier
I_y	
I_z	
I'	L'inertie de la section de radier (bande de 1m).
K_M	Coefficients calcul en fonction de rotation
K_{Fx}	Coefficients calcul en fonction des déplacements
K_{Fy}	
$K_{z,surf}$	
$K_{y,surf}$	Les raideurs
$K_{x,surf}$	
$K_{zz,surf}$	
$K_{yy,surf}$	
$K_{xx,surf}$	
K	Coefficient de raideur du sol
L_x	La Plus petite dimension
L_y	La plus grande dimension
L	Longueur
L_p	Longueur libre entre nus
l_w	longueur de voile
l_{cl}	hauteur libre de étage
l_s	Rayon de giration massique
L_e	Longueur élastique
L_{max}	Plus grande distance entre deux points d'appuis.
M_z	Moments fléchissant
M	
M_a	Moments en appuis
M_t	Moments en travée
M_0	Moments statique
M_u	Moments à l'état ultime
M_{ser}	Moments à l'état service
N	Effort normal
N_d	Effort normal réduit
P_q	Pondération à retenir dans la détermination du coefficient Q_F
P_k	Poids total de la structure et des charges d'exploitation situées au-dessus du niveau « k »,
Q_F	Facteur de qualité.
Q_n	les charges d'exploitation déterminer par loi de dégression de charges
R_A	Les réactions
R_B	
r_x, r_y	Rayons de torsion
R	Coefficient de comportement de la structure
S_t	Espacement

LA LISTE DES SYMBOLES

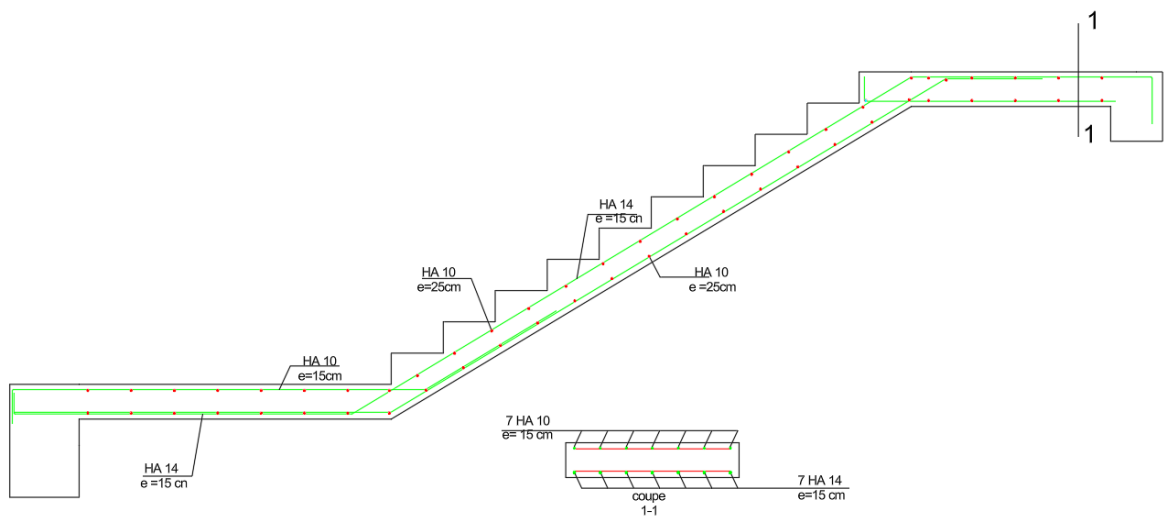
S	Coefficient de site
S_i	Surface d'influence pour le poteau
S_p	La section de poteau
S'	Surface d'influence pour le poteau
$\frac{S_{ad}}{g}(T)$	Spectre de calcul pour la période T
T_0	la période fondamentale
$t ; t'$	Espacement des armatures transversale
ν	Coefficient de poisson
V_u	Effort tranchant
V	Effort tranchant a la base
V_k	Effort tranchant chaque niveau "k"
ν_A	Coefficient de simplificateur
V_S	Vitesse de l'onde de cisaillement
W	Poids total du bâtiment.
τ_u	Contrainte tangente
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangente limite
τ_{se}	Contrainte d'adhérence
$\bar{\tau}_{se}$	Contrainte d'adhérence limite
γ	Poids volumique
$\gamma_{béton}$	Poids volumique de béton
θ	Coefficient en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action
β	Coefficient dépendant de l'élancement mécanique « λ » des poteaux
δ_k	Déplacement horizontal au niveau « k »
δ_{ek}	Déplacement élastique d'aux forces sismiques F ;
Δ_k	Déplacement relatif
λ	Coefficient de correction
\varnothing_t	Diamètre des armatures transversales
\varnothing_l	Diamètre minimal des armatures longitudinales
σ_{bc}	Contrainte limite de service en compression
σ_s	Contrainte d'acier
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier

ANNEXES

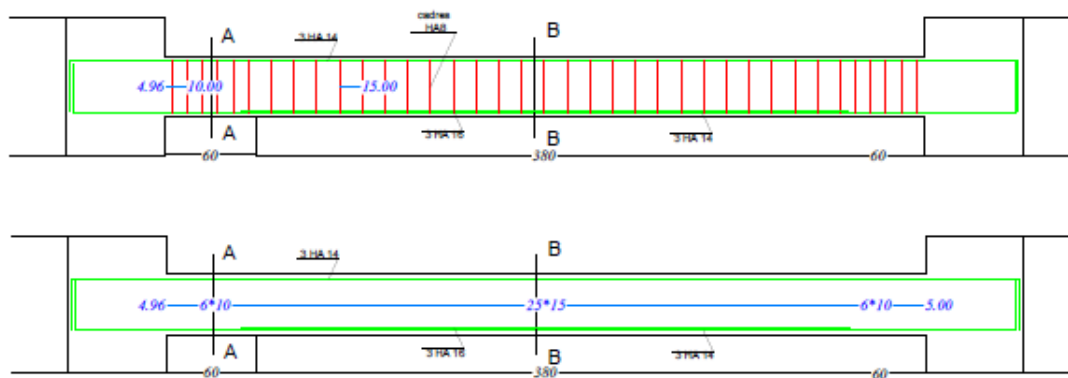
ANNEXE "A" : Schémas Des Ferraillages Des Eléments Secondar



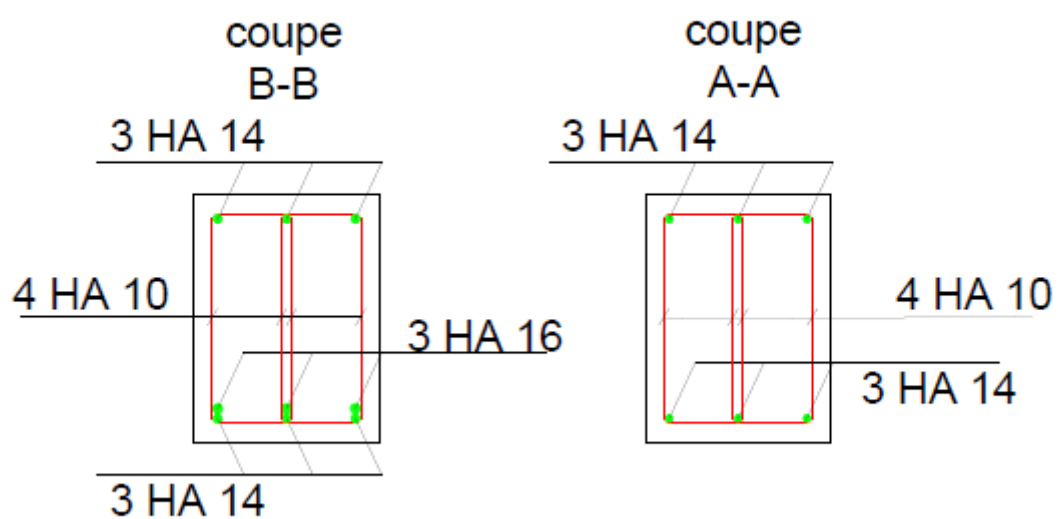
Dalle pleine



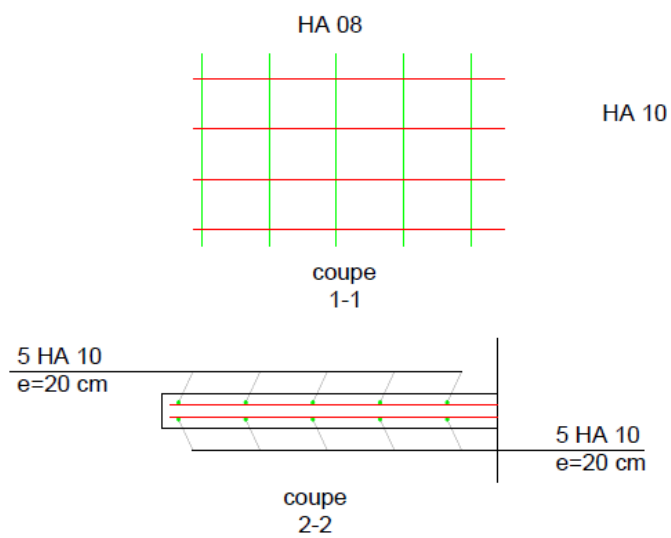
Escaliers



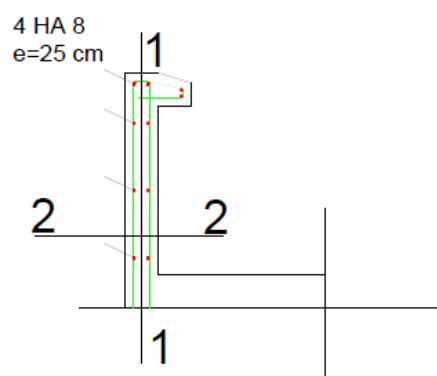
La Poutre Palière



Les Coupes De Poutre Palière



L'acrotère



ANNEXE "B" : Interaction Sol-Structure

Effort tranchant. kN. (Structure irrégulière)												
ETAGE	SITE 02				SITE 03				SITE 04			
	S. Interaction		A. Interaction		S. Interaction		A. Interaction		S. Interaction		A. Interaction	
	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y
RDC	5285,79	5023,28	5271,68	5013,52	6628,25	6370,71	6588,83	6337,42	7423,36	7464,98	7650,73	7499,91
ETAGE01	5120,44	4875,34	5100,03	4858,84	6461,17	6219,06	6405,96	6166,79	7248,43	7301,68	7432,29	7297,97
ETAGE02	4736,66	4520,06	4712,65	4499,47	6038,34	5818,94	5970,16	5750,12	6797,49	6859,38	6932,65	6816,2
ETAGE03	4276,52	4086,29	4252,62	4065,21	5479,24	5278,62	5407,76	5204,52	6184,69	6240,37	6282,32	6175,21
ETAGE04	3770,65	3595,14	3748,85	3575,45	4828,4	4638,57	4760,67	4567,42	5452,13	5484,33	5517,4	5410,88
ETAGE05	3160,65	2992,36	3142,09	2975,6	4027,31	3842,21	3968,16	3780,03	4537,06	4527,42	4570,83	4455,55
ETAGE06	2419,15	2269,41	2404,86	2256,88	3041,07	2871,92	2994,59	2823,71	3408,21	3358,9	3413,6	3297,63
ETAGE07	1545,75	1438,93	1536,64	1431,2	1895,6	1780,3	1865,83	1749,65	2106,97	2064,52	2094,54	2023,22
ETAGE08	429,58	391,43	426,96	389,25	493,26	464,41	486,05	456,54	535,52	532,89	523,59	522,49

Effort tranchant. kN. (Structure régulière)												
ETAGE	SITE 02				SITE 03				SITE 04			
	S. Interaction		A. Interaction		S. Interaction		A. Interaction		S. Interaction		A. Interaction	
	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y	E _X	E _Y
RDC	8032,8	7634,99	8018,62	7618,24	10288,63	9747,07	10227,26	9676,69	12361,02	11703,58	12195,21	11519,47
ETAGE01	7871,73	7467,81	7850,95	7445	10117,12	9578,43	10036,21	9490,49	12171,5	11519,99	11965,65	11300,27
ETAGE02	7468,97	7080,15	7444,02	7053,86	9656,79	9144,2	9558,64	9040,69	11650,29	11032,86	11406,65	10778,42
ETAGE03	6902,58	6551,18	6876,4	6523,74	8951,51	8488,37	8846,2	8378,1	10825,01	10269,58	10564,01	9998,02
ETAGE04	6207,83	5899,31	6182,35	5872,68	8040,81	7640,47	7937,58	7532,4	9726,14	9249,47	9468,89	8981,1
ETAGE05	5367,03	5118,72	5344,16	5094,83	6926,8	6606,47	6833,01	6507,92	8356,16	7976,56	8121,39	7729,99
ETAGE06	4383,21	4207,19	4364,49	4187,38	5608,46	5380,01	5530,17	5296,88	6724,4	6453,44	6528,32	6245,03
ETAGE07	3222,53	3114,42	3208,48	3099,46	4047,8	3908,13	3989,99	3846,07	4808,65	4642,28	4664,92	4487,59
ETAGE08	1764,24	1718,25	1756,03	1709,5	2159,77	2098,21	2128,11	2063,9	2538,91	2464,96	2461,34	2380,55

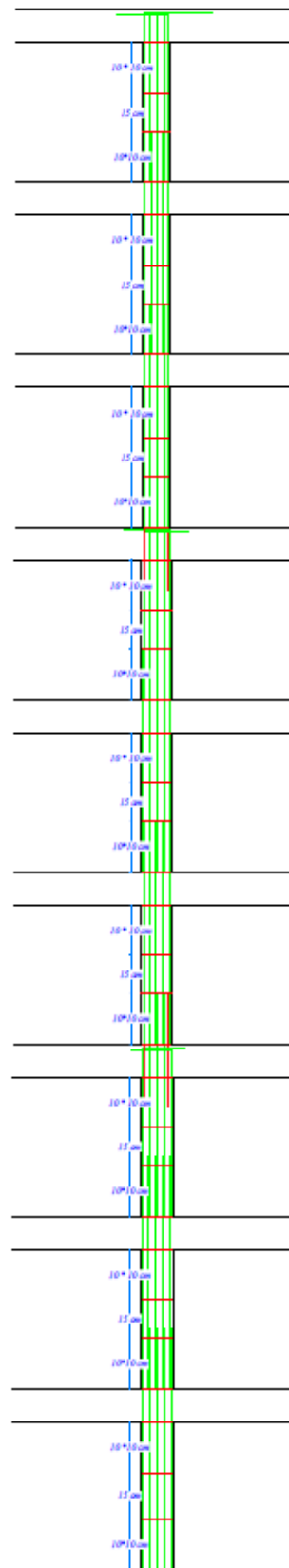
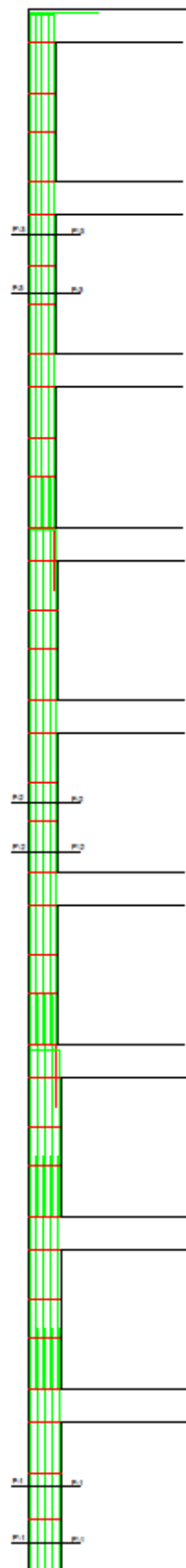
Déplacements relatifs.cm. (Structure irrégulière)												
ETAGE	Site 02		Site 03		Site 04		Site 02		Site 03		Site 04	
	S.I	A.I	S.I	A.I	S.I	A.I	S. I	A.I	S.I	A.I	S.I	A.I
	ΔY						ΔX					
RDC	0,139	0,145	0,177	0,207	0,208	0,283	0,127	0,133	0,16	0,183	0,179	0,274
ETAGE01	0,259	0,26	0,332	0,348	0,391	0,438	0,232	0,236	0,296	0,311	0,332	0,412
ETAGE02	0,327	0,331	0,424	0,436	0,501	0,537	0,298	0,308	0,385	0,404	0,437	0,519
ETAGE03	0,364	0,367	0,473	0,48	0,559	0,585	0,341	0,355	0,443	0,466	0,505	0,588
ETAGE04	0,363	0,361	0,471	0,471	0,558	0,569	0,347	0,352	0,448	0,457	0,507	0,56
ETAGE05	0,34	0,338	0,441	0,439	0,523	0,53	0,338	0,342	0,436	0,443	0,494	0,539
ETAGE06	0,314	0,304	0,406	0,392	0,478	0,47	0,335	0,358	0,439	0,471	0,507	0,593
ETAGE07	0,278	0,295	0,362	0,385	0,432	0,472	0,308	0,322	0,401	0,42	0,458	0,517
ETAGE08	0,245	0,392	0,335	0,531	0,422	0,694	0,143	0,03	0,142	-0,003	0,117	-0,105

ETAGE	Déplacements relatifs.cm. (Structure régulière)												
	Site 02		Site 03		Site 04			Site 02		Site 03		Site 04	
	S. I	A. I	S. I	A. I	S. I	A. I		S. I	A. I	S. I	A. I	S. I	A. I
	ΔY							ΔX					
RDC	0,167	0,176	0,215	0,249	0,259	0,339		0,154	0,162	0,198	0,23	0,239	0,314
ETAGE01	0,303	0,307	0,392	0,409	0,473	0,514		0,277	0,282	0,358	0,377	0,433	0,478
ETAGE02	0,36	0,362	0,467	0,475	0,565	0,584		0,337	0,339	0,437	0,447	0,529	0,552
ETAGE03	0,385	0,386	0,501	0,504	0,607	0,615		0,371	0,372	0,483	0,488	0,586	0,597
ETAGE04	0,374	0,374	0,487	0,488	0,591	0,592		0,368	0,368	0,48	0,481	0,582	0,586
ETAGE05	0,345	0,345	0,45	0,449	0,546	0,545		0,346	0,346	0,452	0,452	0,548	0,548
ETAGE06	0,312	0,311	0,406	0,405	0,492	0,49		0,322	0,322	0,42	0,419	0,509	0,507
ETAGE07	0,264	0,263	0,342	0,342	0,414	0,414		0,28	0,28	0,364	0,364	0,441	0,44
ETAGE08	0,217	0,217	0,281	0,281	0,339	0,341		0,233	0,233	0,302	0,302	0,366	0,366

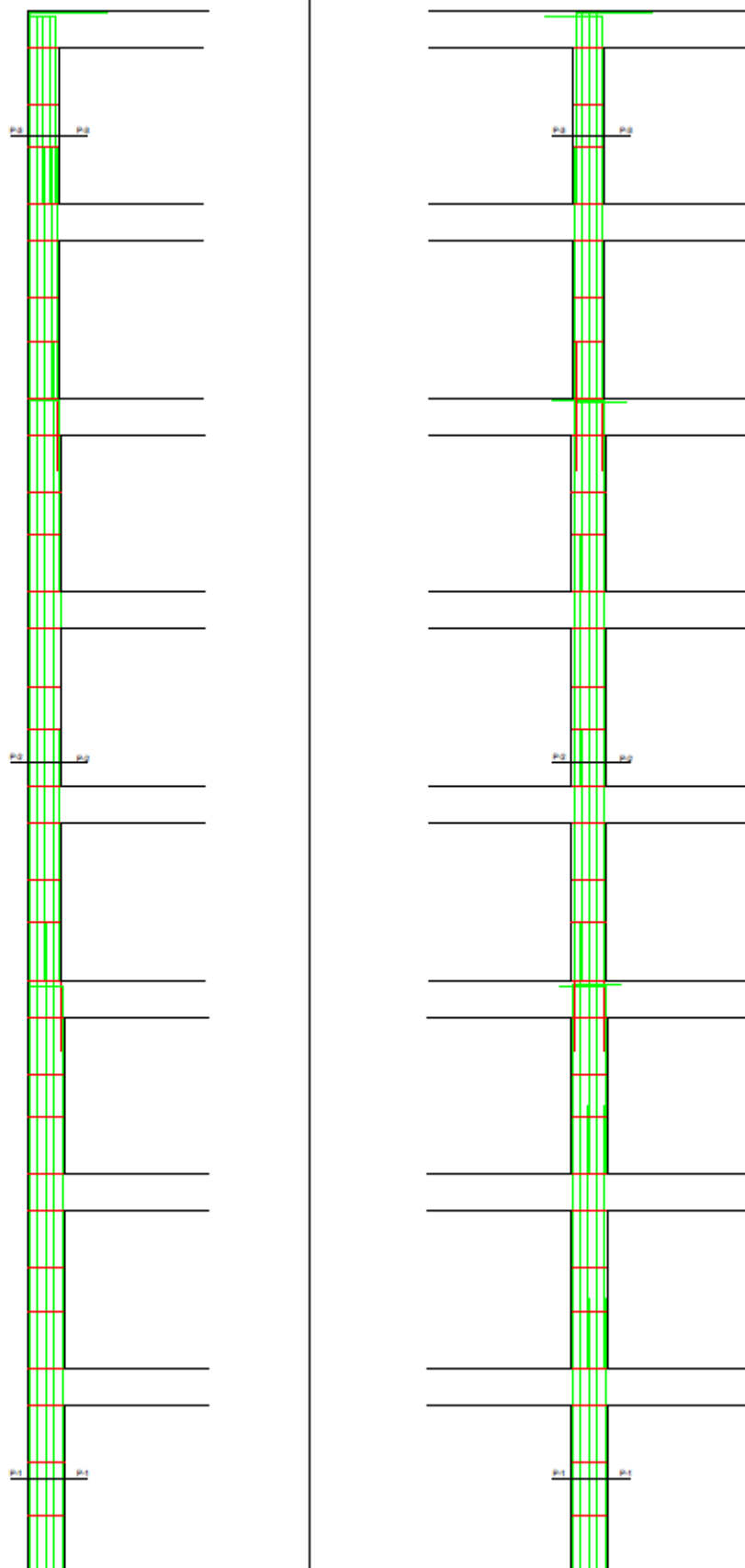
Effort tranchant à la base kN (Structure irrégulière)									
Sens X-X	Sous Poteaux		Sous voiles		Sens Y-Y	Sous Poteaux		Sous voiles	
	S. I	A. I	S. I	A. I		S. I	A. I	S. I	A. I
Site 02	2044,58	3051,75	3241,21	2219,93	Site 02	1870,78	2442,71	3152,5	2570,8
Site 03	2565,97	4375,63	4062,28	2213,21	Site 03	2442,71	3923,21	3990,71	2414,2
Site 04	2867,97	5733,98	4555,38	1916,74	Site 04	2790,8	6042,05	4674,19	1457,86

Effort tranchant à la base (Structure régulière)									
Sens X-X	Sous Poteaux		Sous Voiles		Sens Y-Y	Sous Poteaux		Sous Voiles	
	S. I	A. I	S. I	A. I		S. I	A. I	S. I	A. I
Site 02	2977,34	3497,85	5055,47	4520,77	Site 02	2766,92	3150,78	4868,07	4467,46
Site 03	3821,46	5803,01	6467,16	4424,25	Site 03	3542,11	4992,57	6204,96	4684,12
Site 04	4594,16	9035,62	7766,86	3159,59	Site 04	4258,99	7507,04	7444,59	4012,43

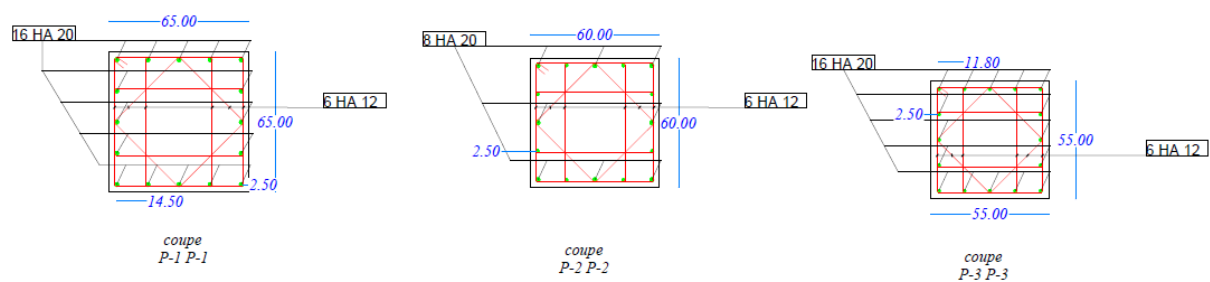
ANNEXE "C" : Schémas Des Ferraillages Des Eléments Principaux



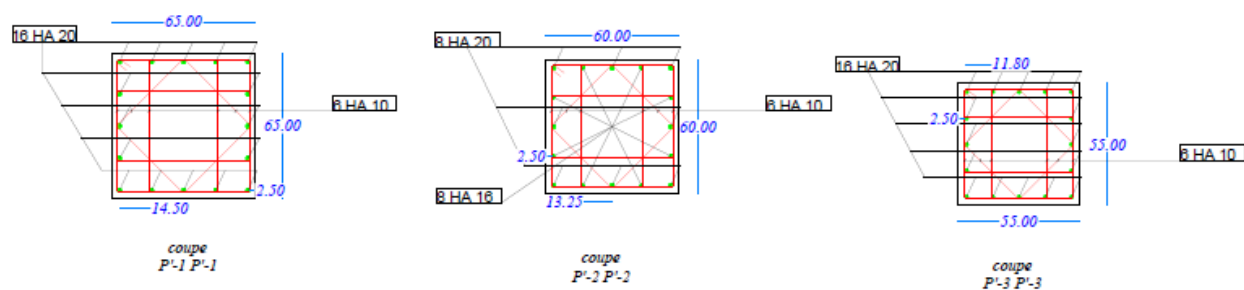
les coupes des poteaux en élévation
30.77 m



les coupes des poteaux en élévation
27:37 m

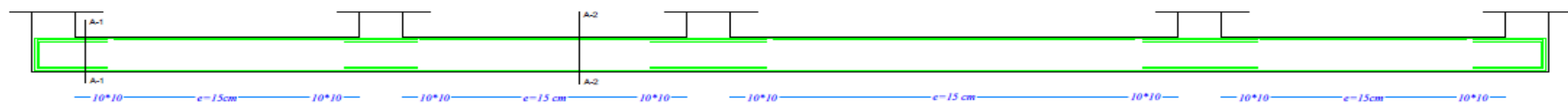
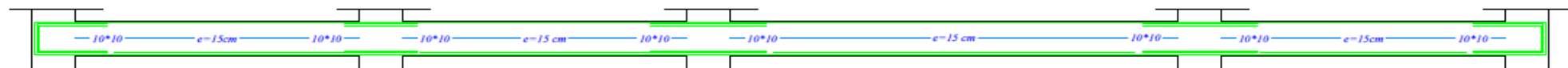
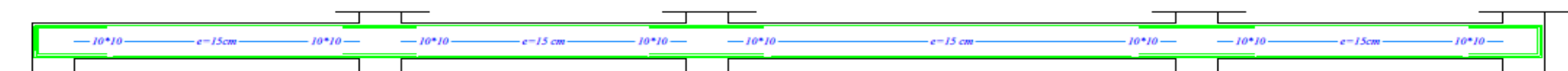
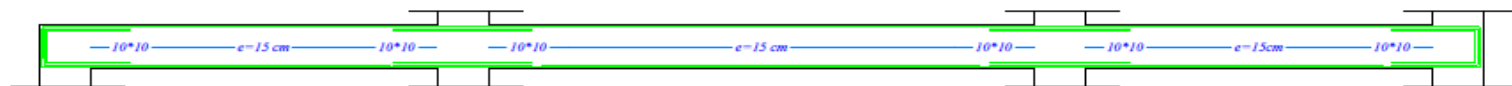


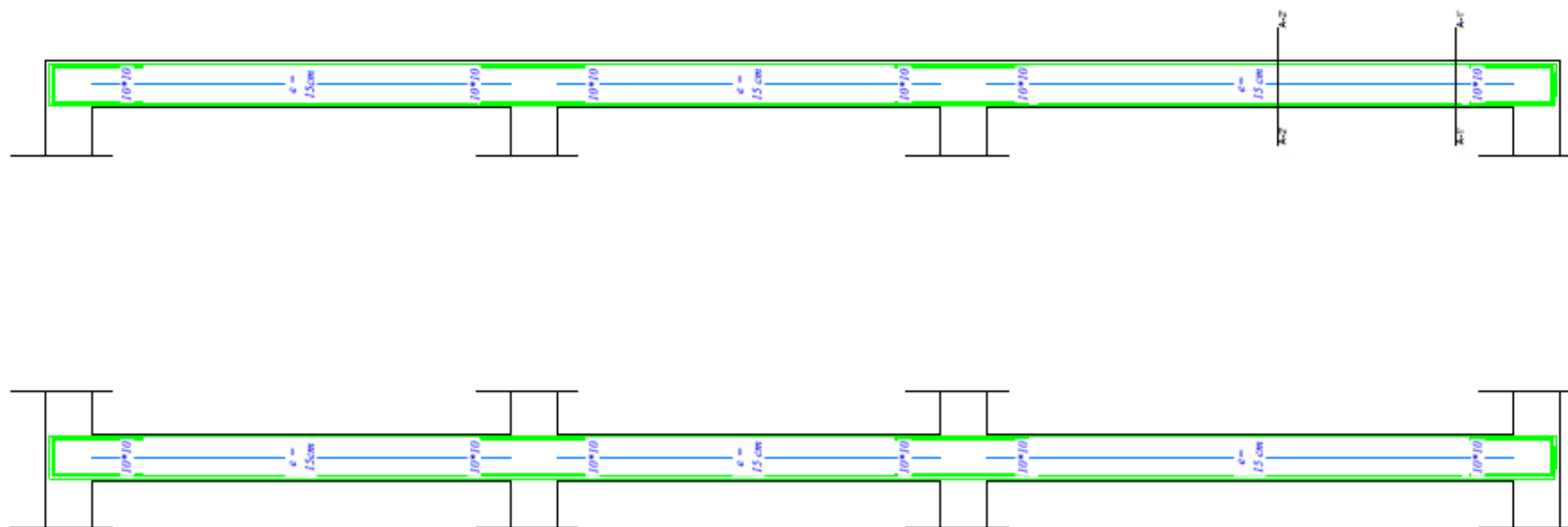
les coupes des poteaux zone courante



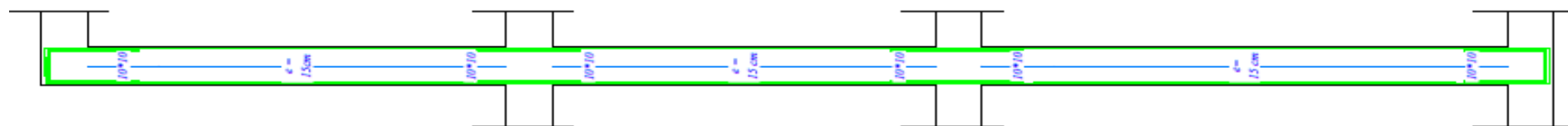
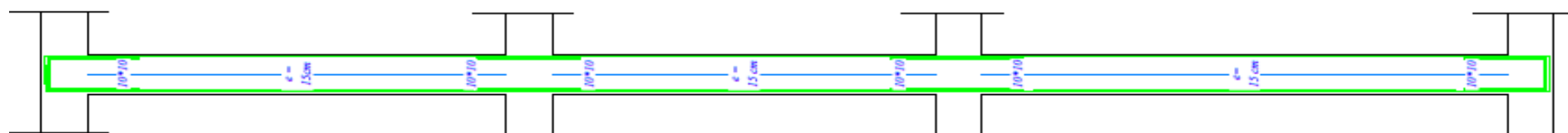
les coupes des poteaux zone critique

Poutres sens X-X

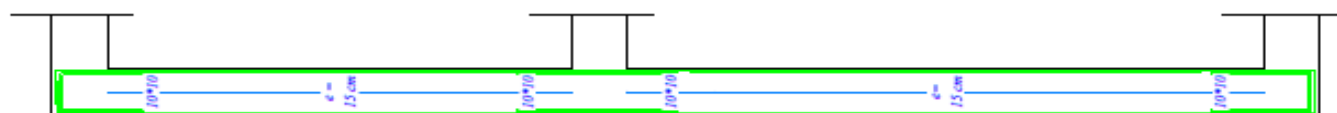


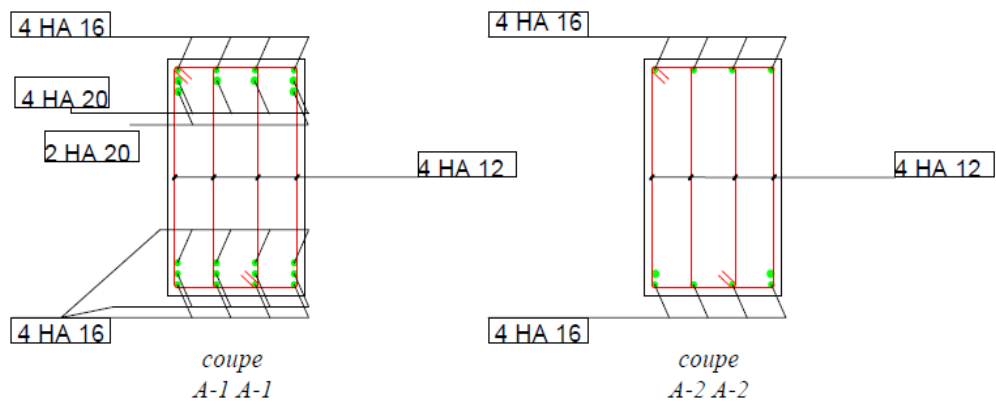


Poutres sens Y-Y

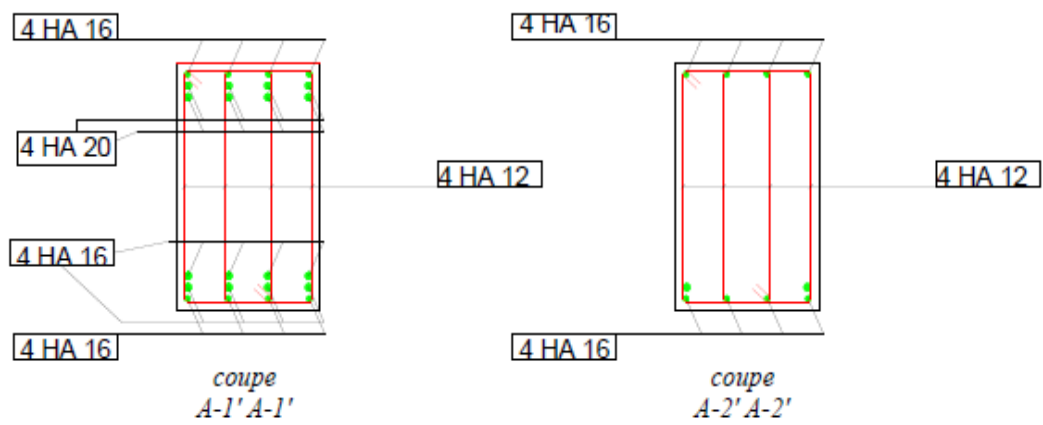


Poutres sens Y-Y



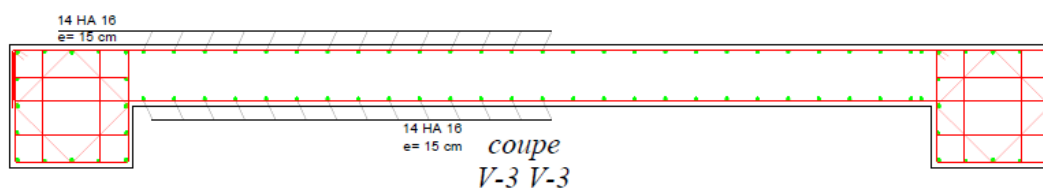
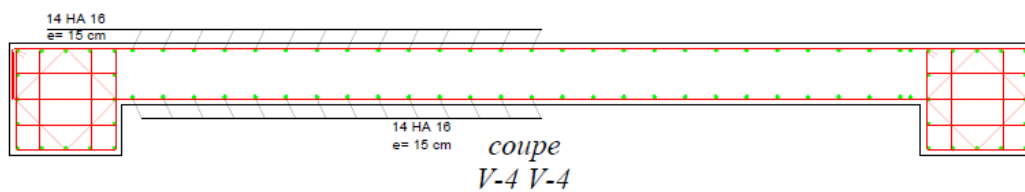
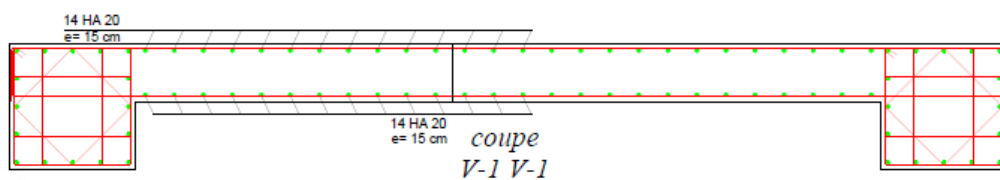
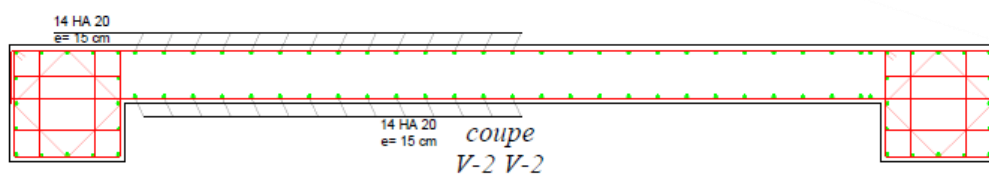


les coupes des poutres sens X-X

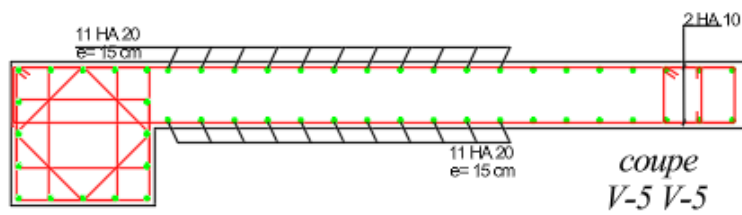
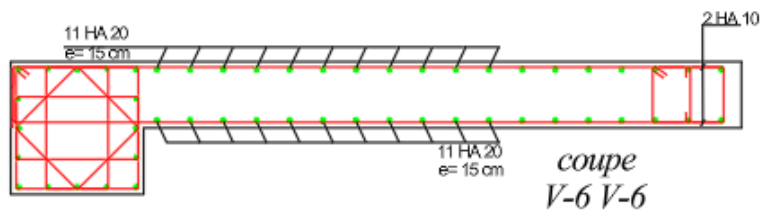
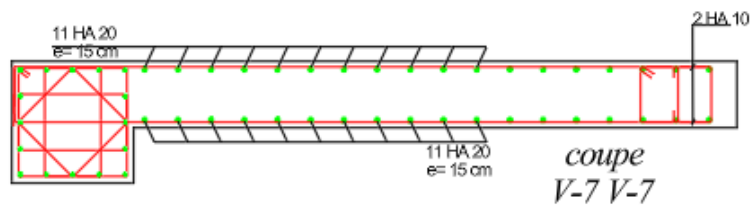


les coupes des poutres sens Y-Y

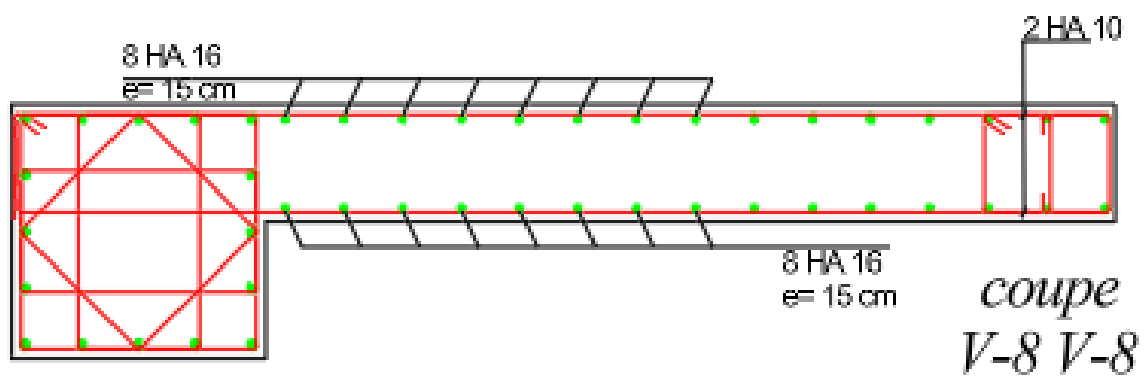
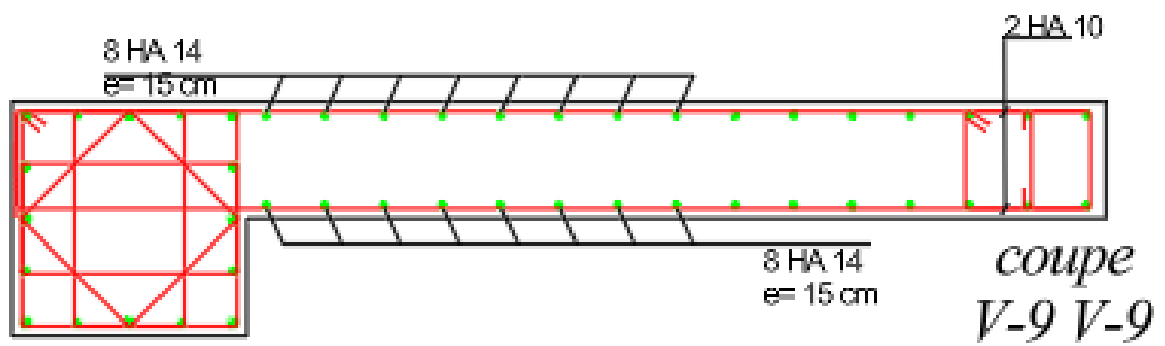
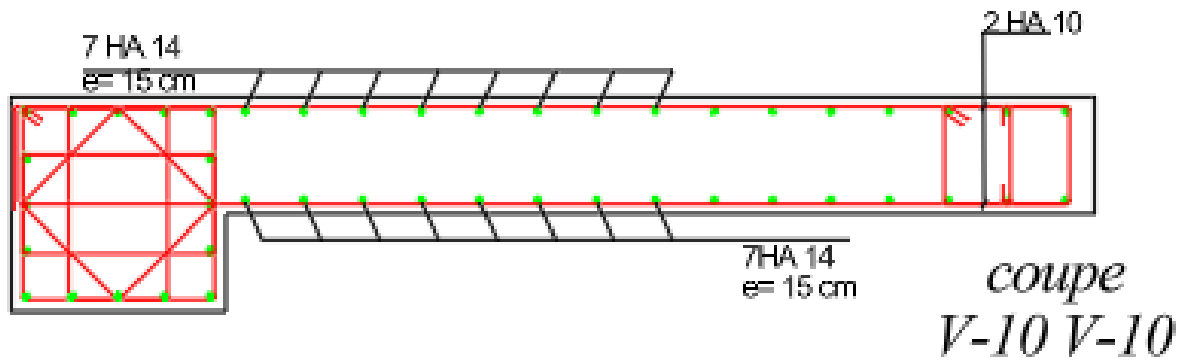
les coupes des voiles 4.5 m



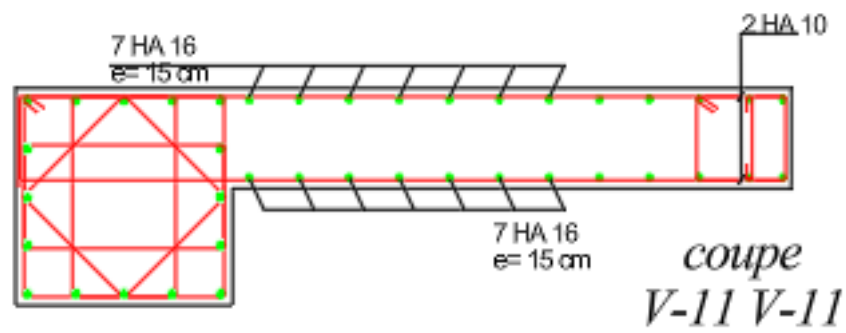
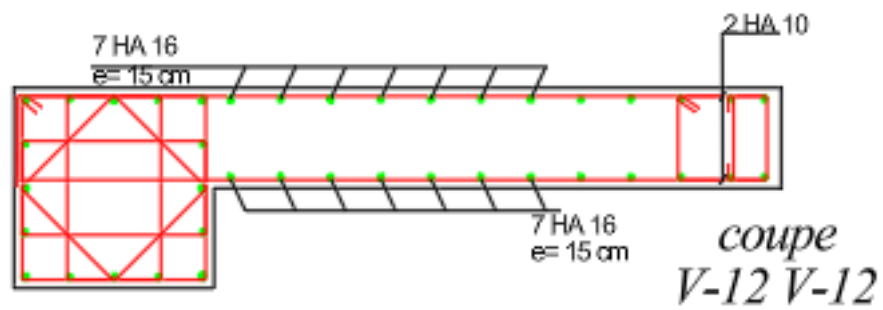
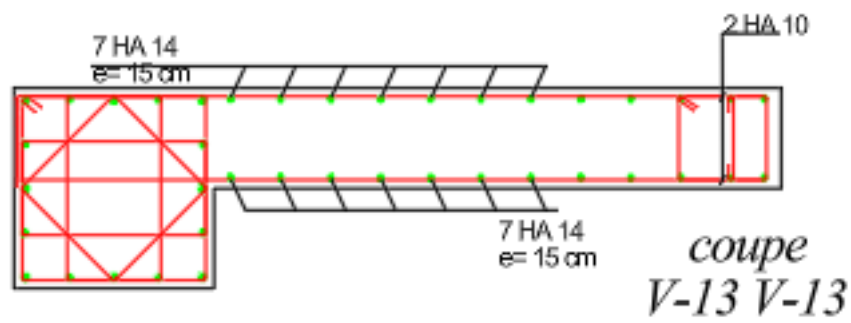
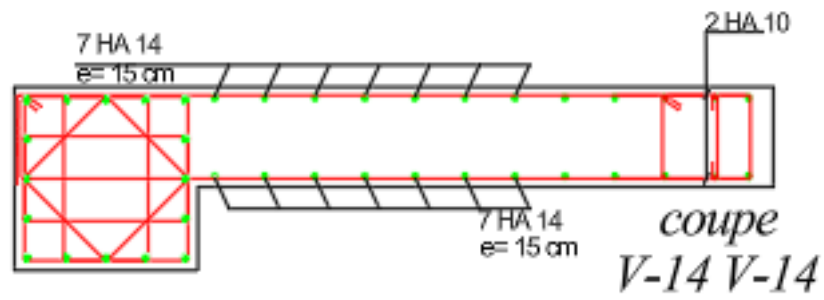
les coupes des voiles 3 m



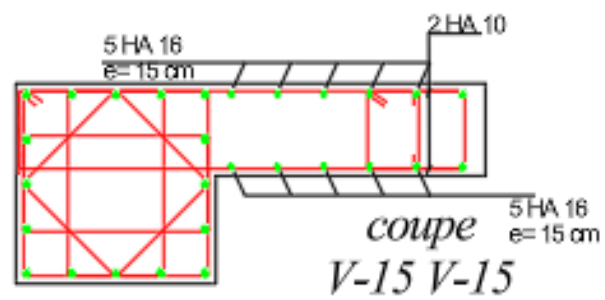
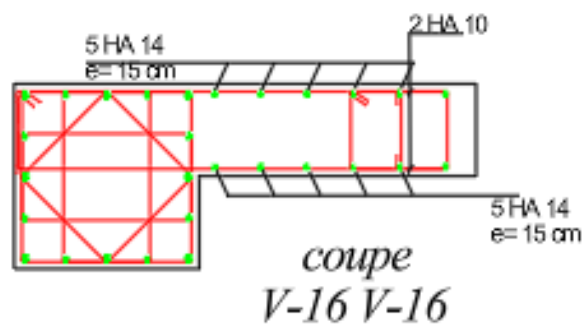
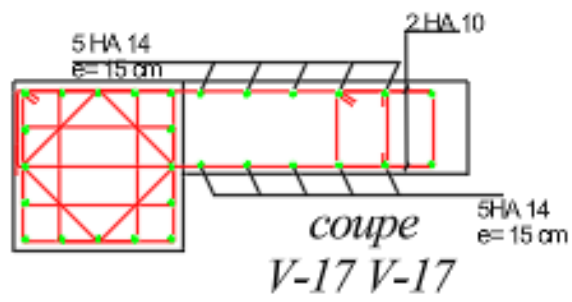
les coupes des voiles 2.5m



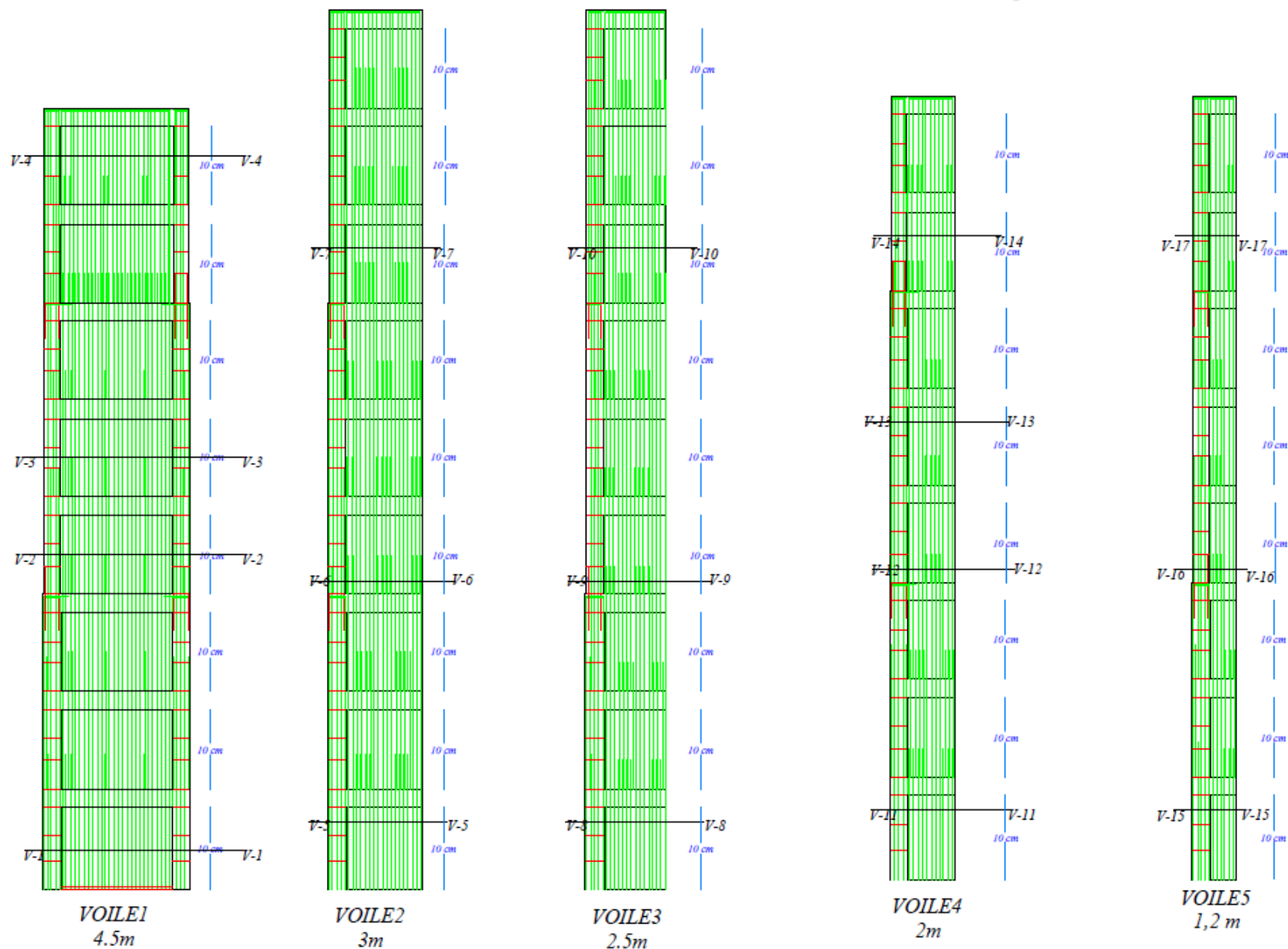
les coupes des voiles 2m



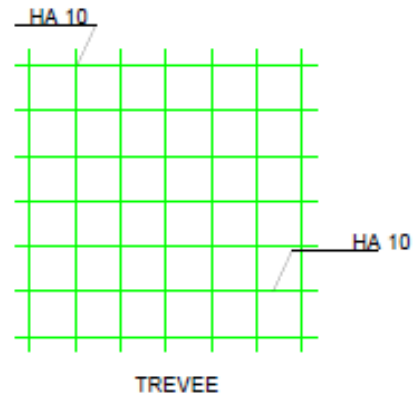
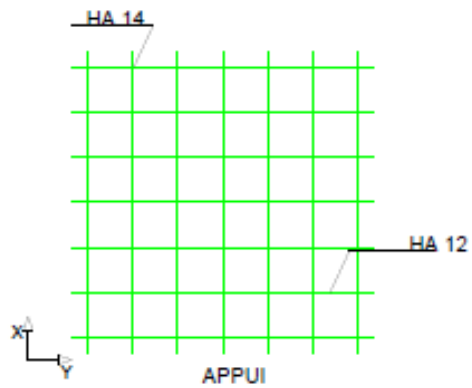
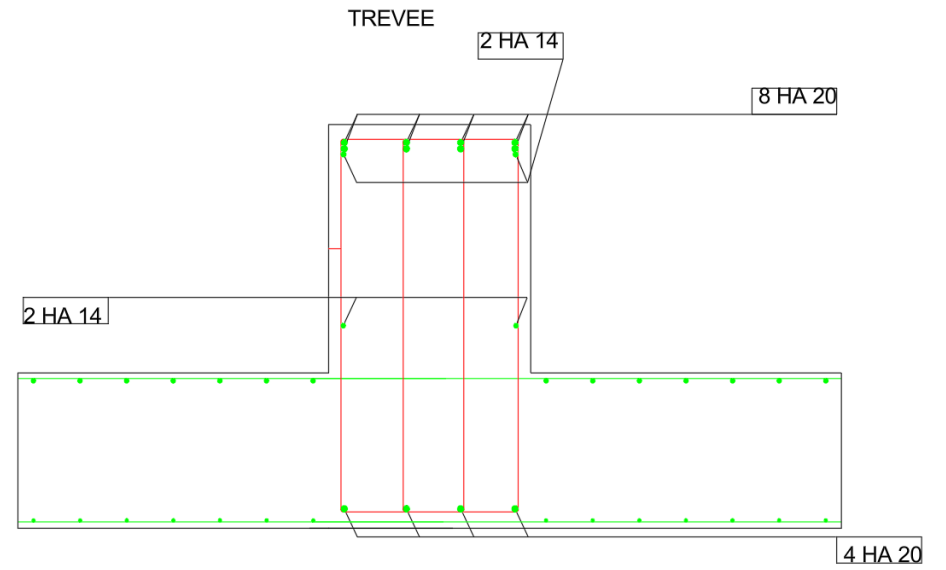
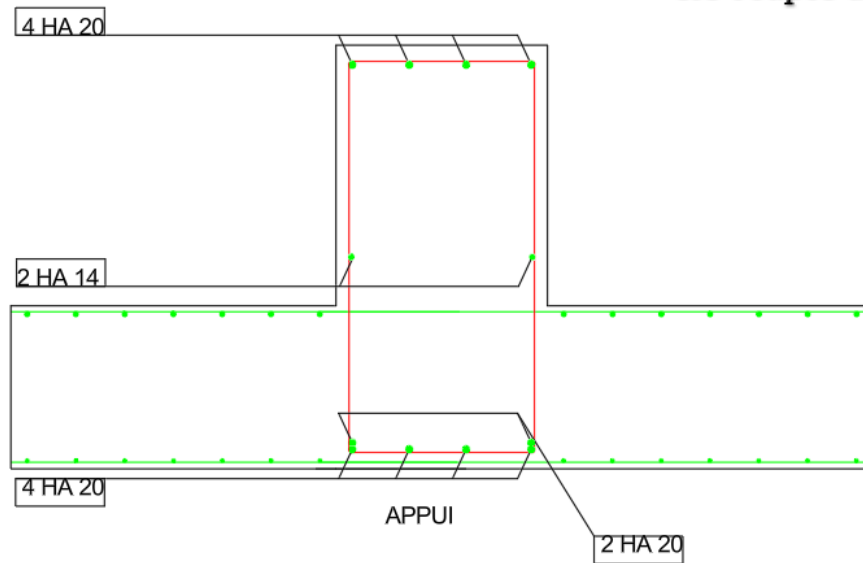
les coupes des voiles 1.2m



les coupes des voiles en élévation



les coupes des nervures



DALLE
DE
RADIÉ

ANNEXE "D" : Condition De Ductilité Locale

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{30} \cdot \frac{1,2}{1} = 20$$

$$\text{volume des armatures de confinement} = L_{cadre} \times A_{s \text{ confiné}}$$

$$\text{volume du noyau en béton} = (b_0 - \phi) \times l_c \times t$$

- Calcul de coefficient d'efficacité α :

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$$

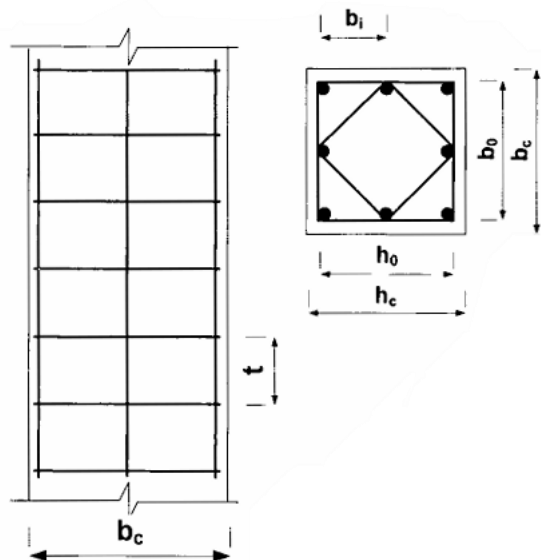
Avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum n \left(\frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre totale des barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

$b_0, h_0; t$: grandeurs géométriques.



Les valeurs des coefficients de la condition de la ductilité									
$L_c=65$ cm									
Voile	L_{cadre} (cm)	A_s confiné (cm ²)	V_{AC} (cm ³)	V_{NB} (cm ³)	ω_{wd}	α_n	α_s	α	$\alpha\omega_{wd}$
V1	740	6,790	5024,600	23205	4,331	0,600	0,613	0,368	1,592
V2									
V3									
V4									
V5									
$L_c=45$ cm									
Voile	L_{cadre} (cm)	A_s confiné (cm ²)	V_{AC} (cm ³)	V_{NB} (cm ³)	ω_{wd}	α_n	α_s	α	$\alpha\omega_{wd}$
V2	330	1,57	518,100	6840,000	1,515	0,679	0,709	0,481	0,728
V3						0,679		0,481	0,728
V4						0,571		0,405	0,613
V5						0,679		0,481	0,728

$$4,331 > 0,12 \dots \dots CV \quad ; \quad 1,515 > 0,12 \dots \dots CV$$

- Calcul μ_ϕ :

μ_ϕ : valeur requis de coefficient de ductilité en courbure.

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 ; si T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_f} \times \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} ; si T_0 < T_2 \end{cases}$$

Avec :

M_{ED} : moment fléchissant issu de l'analyse.

M_{RD} : la résistance à la flexion de calcul.

- Déterminer le pourcentage normalisé des armatures verticale d'âme ω_v :

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \times b_w} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

A_{sv} : section de ferrailage correspondant à la section de l'âme de voile.

- Calcul ε_{sy} :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,003.$$

Avec :

E_s : module d'élasticité de l'acier.

$L_c=65\text{ cm}$							
Voile	R	Q_f	M_{ED} (Kn.m)	M_{RD} (Kn.m)	μ_ϕ	A_{sv} (cm ²)	ω_v
V1	4,5	1,25	13745,16	30321	2,264	163,360	0,340
V2			6317,69	11826	2,846	94,250	0,370
V3			3284,87	7350	2,218	48,250	0,268
V4			1992,31	5060	1,835	32,170	0,306
V5			571,51	2214	0,859	12,060	-0,804
$L_c=45\text{ cm}$							
Voile	R	Q_f	M_{ED} (Kn.m)	M_{RD} (Kn.m)	μ_ϕ	A_{sv} (cm ²)	ω_v
V2	4,5	1,25	6317,69	11826	2,846	94,250	0,299
V3			3284,87	7350	2,218	48,250	0,201
V4			1992,31	5060	1,835	32,170	0,195
V5			571,51	2214	0,859	12,060	0,268

$L_c=65$ cm			
Voile	$\alpha\omega_{wd}$	$30 \times \mu_\phi \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	Note
V1	1,592	0,279	C.V
V2		0,367	C.V
V3		0,258	C.V
V4		0,214	C.V
V5		-0,097	C.V
$L_c=45$ cm			
Voile	$\alpha\omega_{wd}$	$30 \times \mu_\phi \times (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy.d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035$	Note
V2	0,728	0,381	C.V
V3	0,728	0,265	C.V
V4	0,613	0,212	C.V
V5	0,728	-0,009	C.V

- La position de l'axe neutre :

$$x_u = (v_d + \omega_v) \times \frac{l_w \times b_c}{b_0}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1 \alpha\omega_{wd}$$

$$l_{c,calcul} = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

Avec :

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$l_{c,calcul} > \max(0,15 l_w; 1,5b_w)$$

$L_c=65$ cm					
Voile	x_u	$\varepsilon_{cu.c}$	$l_{c,calcul}$	$\max(0,15 l_w; 1,5b_w)$	Note
V1	266,239	0,163	260,510	67,5	C.V
V2	195,849	0,163	191,634	45	C.V
V3	138,971	0,163	135,981	45	C.V
V4	130,870	0,163	128,054	45	C.V
V5	-85,268	0,163	83,433	45	C.V
$L_c=45$ cm					
Voile	x_u	$\varepsilon_{cu.c}$	$l_{c,calcul}$	$\max(0,15 l_w; 1,5b_w)$	Note
V2	213,130	0,076	203,359	45	C.V
V3	148,584	0,076	141,772	45	C.V
V4	130,165	0,065	123,138	45	C.V
V5	86,375	0,076	82,415	45	C.V