

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun De Tiaret.

Faculté Des Sciences Appliquées

Département Génie Civil



Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

NOURI Youcef

FERDI Djillali

Sujet du mémoire :

**INFLUENCE DE L'IRREGULARITE EN PLAN SUR LA REPONSE
SISMIQUE DES BATIMENTS EN BETON ARME : ETUDE COMPARATIVE**

Soutenue publiquement Le 15/09/2021 devant le jury composé de :

M. MIMOUNI

Président

I. KLOUCHE D.

Rapporteur

G. ABADA

Examineur

B.A. BENYAMINA

Examineur

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr. KLOUCHE B** pour l'encadrement de ce mémoire son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordé. Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université Ibn Khaldoun De Tiaret., qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

« MERCI »

Résumé

Dans ce projet, l'influence de l'irrégularité en plan des bâtiments en BA sur la réponse sismique sera examinée. Trois configurations structurales de bâtiments illustrée dans le RPA (forme en I, en Z et en L), sont investis pour l'analyse sous 03 différents taux de décrochement en plan (20% - 40% & 60%).

Les neuf variantes de bâtiments ainsi proposées ont le même nombre d'étage (R+5) et la même accélération de spectre de réponse calculée à l'aide du règlement RPA99 suivant les directions principales. L'analyse modale spectrale des bâtiments est faite à l'aide du logiciel ETABS. Il est observé dans cette étude que le comportement des structures examinées varie en fonction du taux de décrochement en plan. Les différents paramètres de réponse étudiés sont la période, la réaction à la base de structures et son déplacement horizontal maximal. Les résultats démontrent que le pourcentage de décrochement en plan a une influence non négligeable sur la réponse sismique.

Abstract

In this project, the influence of the irregularity in plan of Reinforced Concrete buildings on the seismic response will be examined. Three structural configurations of buildings illustrated in the RPA (I-shape, Z-shape and L-shape), are invested for the analysis under 03 different rates of withdrawal in plan (20% - 40% & 60%).

The nine variants of buildings thus proposed have the same number of floors (R + 5) and the same acceleration of response spectrum calculated using the RPA99 regulation according to the main directions. The spectral modal analysis of buildings is done using ETABS software. It is observed in this study that the behavior of the structures examined varies according to the rate of dislocation in plan. The different response parameters studied are the period, the reaction at the base of structures and its maximum horizontal displacement. The results show that the percentage of in-plan setback has a non-negligible influence on the seismic response.

الملخص

في هذا المشروع ، سيتم فحص تأثير عدم انتظام مخطط المباني الخرسانية المسلحة على الاستجابة الزلزالية. ثلاثة تكوينات هيكلية للمباني موضحة في RPA (شكل I ، شكل Z وشكل L) ، تم استثمارها للتحليل بموجب 03 معدلات سحب مختلفة في الخطة (20% - 40% و 60%)

تشتمل المتغيرات التسعة للمباني المقترحة على نفس عدد الطوابق (5 + R) ونفس تسارع طيف الاستجابة المحسوب باستخدام لائحة RPA99 وفقاً للتوجيهات الرئيسية. يتم إجراء التحليل الطيفي للمباني باستخدام برنامج ETABS لوحظ في هذه الدراسة أن سلوك الهياكل التي تم فحصها يختلف باختلاف معدل التفكك في الخطة. تمت دراسة معلمات الاستجابة المختلفة الفترة ، والتفاعل عند قاعدة الهياكل وأقصى إزاحتها الأفقية. أظهرت النتائج أن نسبة الانتكاس في المخطط لها تأثير لا يستهان به على الاستجابة الزلزالية..

Sommaire

Chapitre I : INTRODUCTION GENERALE

I.1.	Introduction.....	01
I.2.	Définition de la problématique	02
I.3.	Conception parasismique.....	04
I.4.	PLAN DE TRAVAIL	07

Chapitre II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE BATIMENTS IRREGULIERS

II.1.	Objectif	08
II.2.	Problématique	08
II.2.1.	Introduction	08
II.2.2.	Régularité en plan	09

Chapitre III : LE SEISME ET LES BATIMENTS

III.1.	Définition	18
III.2.	L'histoire sismique de l'Algérie.....	19
III.4.	Des exemples de mauvaise conception architecturale en plan.....	20
III.5.	Des exemples de mauvaise conception architecturale en élévation.....	22

Chapitre IV : CAS DES BATIMENTS ETUDIES

IV.1.	Introduction.....	23
IV.2.	Présentation Des Structures Etudies	23
IV.2.1.	Présentation De L'ouvrage.....	23
IV.2.2.	Géométrie et configuration structurale.....	23
IV.2.3.	Pré dimensionnement des éléments résistants.....	27
IV.2.3.1	Pré dimensionnement des planchers (type corps creux).....	27
IV.2.3.2	Descente des charges	30
IV.2.4.	Dimensionnement des portiques étudiés.....	31
IV.2.4.1.	Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux	31
IV.2.4.1.1.	Les poutres	31
IV.2.4.1.2.	Les poteaux.....	32
IV.2.4.1.3.	Pré dimensionnement des voiles	41

Chapitre V : ANALYSE DYNAMIQUE

V.1.	Introduction	42
V.2.	Méthode de calcul.....	42
V.2.1.	Méthode statique équivalente	42
V.2.1.1.	Modélisation.....	43
V.2.1.2.	Résultante de la force sismique	44
V.2.1.3.	Calcul de la force sismique	44
V.2.2.	Méthodes dynamiques.....	59
V.2.2.1.	Condition d'application.....	59
V.2.2.2.	Spectre de réponse de calcul.....	59

V.2.2.3.	Nombre de modes à considérer.....	60
V.2.2.4.	Combinaison des réponses modales.....	60
V.2.2.5.	Exemple Pour Les Résultats De Calcul.....	61
V.2.2.6.	Vérification Art 4.3.4 RPA 2003.....	61
V.2.2.7.	La résultante des forces sismiques	62
V.2.3.	Vérification des déplacements relatifs des étages	62

Chapitre VI : RESULTATS NUMERIQUES ET DISCUSSIONS

VI .1.	Analyse des périodes et efforts tranchants à la base	71
VI.2.	Analyse des déplacements au sommet des planchers	76
	Conclusion générale	78

L : La portée maximale entre nus d'appui.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h : La hauteur du poutre

b : La largeur du poutre

G : Charges permanentes

P : Charges d'exploitation

Br : section réduite du poteau

α : Coefficient déduit de l'élançement mécanique λ .

S_{aff} : la surface afférente du plancher ;

ρ : Poids volumique du Béton;

n : nombre d'étage considérée ;

λ : Élançement du poteau;

l_f : longueur de flambement

l_0 : longueur libre du poteau

i : rayon de giration de la section de plan de flambement

B : Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie

e : Epaisseur du mur voile.

L : Longueur du mur voile.

h_e : Hauteur libre du mur voile.

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment

A : Coefficient d'accélération de la zone

η : Facteur de correction d'amortissement

ζ : Le pourcentage d'amortissement critique.

β : angle d'incidence ou d'excitation sismique du bâtiment

I_x : l'inertie du bâtiment par rapport à l'axe x

I_y : l'inertie du bâtiment par rapport à l'axe y

I_{xy} : produit d'inertie du bâtiment

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

T : Valeur du période

R : Coefficient de comportement de la structure

Q: Facteur de qualité

Pq : La pénalité à retenir

M : Moment fléchissant

N : Effort normale

Vk : effort tranchant d'étage au niveau *k*

Δ_k : Déplacement relatif du niveau *k* par rapport au niveau *k-1*

Wi : le poids propre de l'étage

hi : la hauteur cumuler a la base de la structure

vt : la force sismique totale

ex: excentricité théorique suivent *x*

ey: excentricité théorique suivent *y*

Liste des figures

Chapitre I : INTRODUCTION GENERALE

Figure I.1	: Structure interne de la terre.....	1
Figure I.2	: Théorie de tectonique des plaques.....	1
Figure I.3	: Photo de bâtiment irrégulier en PLAN.....	4
Figure I.4	: Exemple de dommage du à 'irrégularité en plan.....	5
Figure I.5	: Exemple de dommage du à l'irrégularité en elevation.....	6

Chapitre II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE BATIMENTS IRREGULIERS

Figure II.1	: Formes régulières: plans simples à 2 axes de symétrie	10
Figure II.2	: Vue sen plan de bâtiments. A gauche: symétriques et compacts en plan..... A droite: effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact...	10
Figure II.3	: Immeuble endommagé par le séisme de Bucarest 1977.....	11
Figure II.4	: Le décalage entre CM et CR en traîne une torsion du bâtiment.....	12
Figure II.5	: (déformations de torsion).....	13
Figure II.6	: Dommages dus à des concentrations de contraintes (Séisme de kobé 1995)	13
Figure II.7-a	: Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigide set variation progressive de rigidité	14
Figure II.7-b	: Limites des décrochements en plan.....	14
Figure II.8	: joints parasismique.....	15
Figure II.9	: Compensation d'une "mauvaise" distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes.....	16
Figure II.10	: Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes.....	17
Figure II.11	: Renforcement d'un angle reentrant.....	17

Chapitre III : LE SEISME ET LES BATIMENTS

Figure III.1	: Carte de la répartition mondiale des séismes en 2010, montrant leur distribution essentiellement le long des frontières des grandes plaques tectoniques (dorsales dans les océans, ceinture de feu du Pacifique et ceinture alpine sur les continents).....	19
Figure III.2	: Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973.....	20
Figure III.3	: Carte des intensités maximales observées.....	20
Figure III.4	: Document NISEE - Sur le schéma ci-contre, mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L autour de la zone d'angle rigide dans le sens y considéré (dans ce cas, oscillations dans le sens des flèches pointillées).....	21
Figure III.5	: Séisme de Kobé 1995, Destructons diverses par accumulation de contraintes à la jonction de deux ailes de bâtiment n'oscillant pas en phase.....	21
Figure III.6	: Séisme de Mexico, 1985 – Document EQIIS – Coup de fouet dans les étages supérieurs d'un bâtiment mis en résonance avec le sol. Manque de rigidité longitudinale. Les trois premiers niveaux ont été contreventés et raidis par les constructions voisines mais pas les quatre niveaux supérieurs, beaucoup trop flexibles.....	22

Figure III.7	: Séisme de Tokachi Oki, 1968 –Ci-contre, deux étages relativement rigides sur un niveau flexible (portiques) ont entraîné la ruine de celui-ci.....	22
---------------------	--	----

Chapitre IV : CAS DES BATIMENTS ETUDIES

Figure IV.1	: Les trois modèles des structures.....	24
Figure IV.2	: Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme I (20%,40% et 60 %).....	24
Figure IV.3	: Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme Z (25%,40% et 60) %).....	25
Figure IV.4	: Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme L (20%,40% et 60 %).....	25
Figure IV.5	: vue en élévation (directions X-Z et Y-Z).....	26
Figure IV.6	: Schéma réel d'un plancher à corps creux.....	27
Figure IV.7	:Schéma des poutrelles.....	28
Figure IV.8	: Dimensions adoptées des poutrelles.....	29
Figure IV.9	: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.....	30
Figure IV.10	: détail des constituants du plancher étage courant.....	30
Figure IV.11	: Section d'une poutre.....	31
Figure IV.12	: La section réduite du poteau.....	33
Figure IV.13	: Les charges verticales agissant sur le Poteau.....	33
Figure IV.14	: La section du poteau.....	36
Figure IV.15	:Coupes transversales des déférentes sections de poteaux.....	38
Figure IV.16	:Coupe de voile en élévation	41

Chapitre V : ANALYSE DYNAMIQUE

Figure V.1	: vue en plan de structure I.1 par logiciel ETABS.....	50
Figure V.2	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure I.1).....	50
Figure V.3	: vue en plan de structure I.2 par logiciel ETABS.....	51
Figure V.4	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure I.2).....	51
Figure V.5	: vue en plan de structure I.3 par logiciel ETABS.....	52
Figure V.6	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure I.3).....	52
Figure V.7	: vue en plan de structure Z.1 par logiciel ETABS.....	53
Figure V.8	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure Z.1).....	53
Figure V.9	:vue en plan de structure Z.2 par logiciel ETABS.....	54
Figure V.10	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure Z.2).....	54
Figure V.11	: vue en plan de structure Z.3 par logiciel ETABS.....	55
Figure V.12	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure Z.3).....	55
Figure V.13	: vue en plan de structure L.1 par logiciel ETABS.....	56
Figure V.14	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure L.1).....	56
Figure V.15	: vue en plan de structure L.2 par logiciel ETABS.....	57
Figure V.16	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure L.2).....	57
Figure V.17	: vue en plan de structure L.3 par logiciel ETABS.....	58
Figure V.18	: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOTEC (structure L.3).....	58

Chapitre VI : RESULTATS NUMERIQUES ET DISCUSSIONS

Figure VI.1	: variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante I.	71
Figure VI.2	: variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante Z	72
Figure VI.3	: variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante L	72
Figure VI.4	: Périodes des trois configurations avec le même pourcentage de décrochement en plan.....	73
Figure VI.5	: variation de V_{dyn} en fonction du décrochement en plan des formes (I, Z et L).....	74
Figure VI.6	: variation de V_{dyn} selon la forme des structures (I,Z et L).....	75
Figure VI.7	: comparaison des déplacements des planchers selon le pourcentage des décrochements	76
Figure VI.8	: comparaison des déplacements des planchers selon la forme des structure I,Z et L.....	77

Liste des tableaux

Chapitre IV : CAS DES BATIMENTS ETUDIES

Tableau IV.1	: Classements des bâtiments étudié.....	26
Tableau IV.2	: Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse.....	30
Tableau IV.3	: Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher étage courant....	31
Tableau IV.4	: Les dimensions des poutres.....	32
Tableau IV.5	: différente type des poteaux carrés.....	40

Chapitre V : ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau V.1	: Valeurs des pénalités P_q	44
Tableau V.2	: Calcul des forces sismiques totales V_t	47
Tableau V.3	: Modes propres de la structure I.1 (cas exemplaire).....	61
Tableau V.4	: Vérification V_t par rapport au V_{dyn}	62
Tableau V.5	: Vérification du déplacement des planchers I.1.....	63
Tableau V.6	: Vérification du déplacement des planchers I.2.	63
Tableau V.7	: Vérification du déplacement des planchers I.3.	64
Tableau V.8	: Vérification du déplacement des planchers Z.1.	64
Tableau V.9	: Vérification du déplacement des planchers Z.2.	64
Tableau V.10	: Vérification du déplacement des planchers Z.3.	65
Tableau V.11	: Vérification du déplacement des planchers L.1.	65
Tableau V.12	: Vérification du déplacement des planchers L.2.	65
Tableau V.13	: Vérification du déplacement des planchers L.3.	66
Tableau V.14	: Vérification de l'effet P- Δ I.1.	67
Tableau V.15	: Vérification de l'effet P- Δ I.2.	67
Tableau V.16	: Vérification de l'effet P- Δ I.3.	68
Tableau V.17	: Vérification de l'effet P- Δ Z.1.	68
Tableau V.18	: Vérification de l'effet P- Δ Z.2.	68
Tableau V.19	: Vérification de l'effet P- Δ Z.3.	69
Tableau V.20	: Vérification de l'effet P- Δ L.1.	69
Tableau V.21	: Vérification de l'effet P- Δ L.2.	69
Tableau V.22	: Vérification de l'effet P- Δ L.3.	70
Tableau V.23	: caractéristiques massique I.1 (cas exemplaire).....	70

Chapitre VI : RESULTATS NUMERIQUES ET DISCUSSIONS

Tableau VI.1	: Périodes et efforts tranchants à la base	71
Tableau VI.2	: L'effet du changement d'angle d'excitation sur la réponse sismique.....	75
Tableau VI.3	: déplacements au sommet des planchers des variantes proposées	76

CHAPITRE I
INTRODUCTION
GENERALE

I.1. Introduction:

La terre a pratiquement la forme d'une sphère de 6378 Km de rayon, composée de couches concentriques (la croûte, le manteau, le noyau et la gaine) (Figure I.1), dont la densité augmente avec la profondeur.

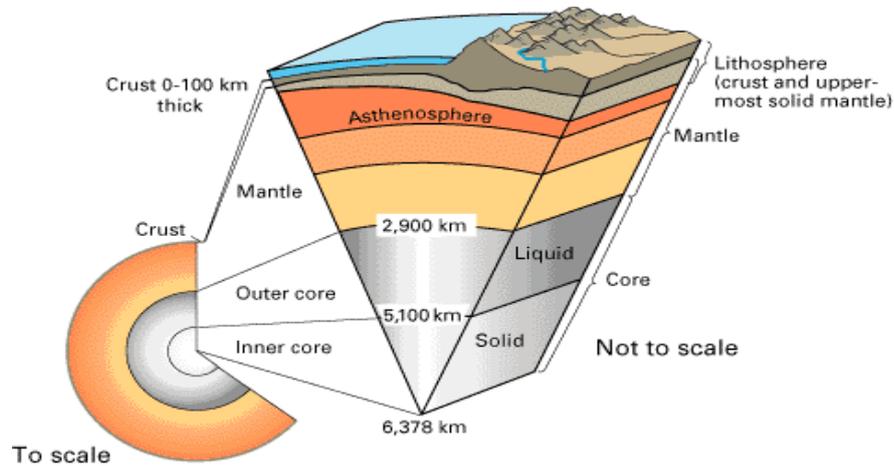


Figure I.1: Structure interne de la terre

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les Unes par rapport aux autres (Figure I.2), certaines s'écartent, d'autres convergent, alors que d'autres coulisent. La majorité des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

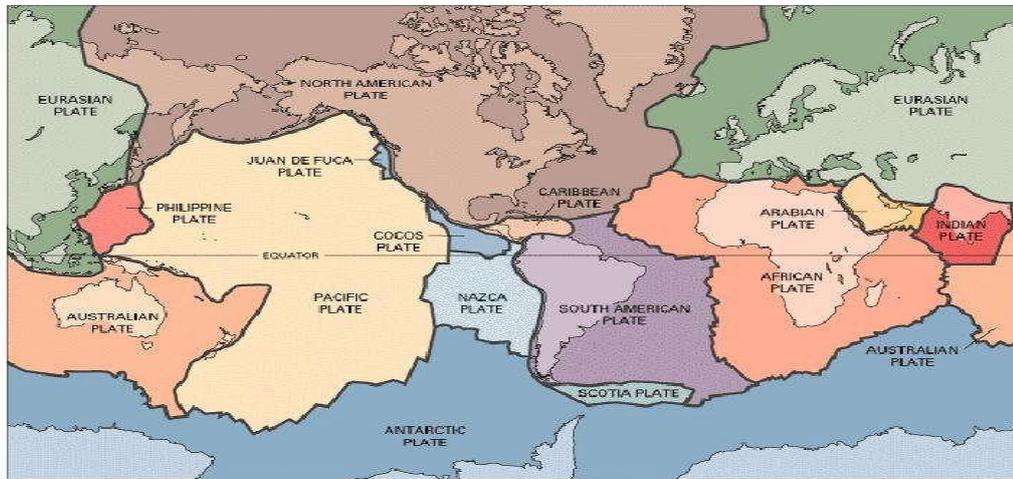


Figure I.2: Théorie de tectonique des plaques

Le nord algérien est situé dans une zone critique qui est l'intersection entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, cette zone est susceptible d'être soumise à plusieurs séismes de moyennes et forte sin tensités, qui causeront d'importants endommagements à nos ouvrages. Les dommages causés ne restent pas seulement sur le paramètre de l'intensité sismique, d'autres causes rentrent en jeux tels que:

- Les erreurs commises au niveau de la réalisation, ainsi que la mauvaise qualité des matériaux utilisés.
- La mauvaise configuration architecturale et la non connaissance des limites réelles de la résistance d'une structure ainsi que des dommages qui peuvent se produire lors d'un séisme réel

En ce qui concerne ce dernier point, l'étude de l'impact d'un séisme sur une structure représente un outil efficace. Cette étude est exprimée par l'estimation des dommages qui peuvent se produire au niveau de la structure.

Dans le domaine du génie civil, il est préférable d'avoir des structures qui présentent des formes géométriques simples et régulières dans le but d'obtenir des ouvrages qui répandent aux différents critères exigés par le RPA 99v2003, et avoir une meilleure résistance sous chargement sismique.

I.2. Définition de la problématique

En pratique, les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes : forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation. Elle est dite forme simple de par sa facilité de réalisation sur chantier et aussi de par son comportement favorable (sécuritaire) sous l'effet de l'action sismique. Le recours à ce type de structure n'est pas toujours possible, car dans certains cas, le concepteur est contraint de concevoir le bâtiment sous une forme irrégulière, que ce soit en plan ou en élévation, pour

des raisons architecturales, d'espace disponible, de doléances du maître de l'ouvrage, de problème d'éclairage ou d'aération dans la structureetc.

Les bâtiments à ossature en portiques en béton armé irréguliers en plan, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement en plan, tels que ceux montrés à la figure 1.3, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure présente une irrégularité de la résistance et de la rigidité suivant la longueur et/ou la largeur du bâtiment.

La partie où se situe le décrochement en plan de la structure constitue une zone de concentration des contraintes et des déformations, c'est-à-dire une zone fortement sollicitée de la structure sous l'action sismique, en raison de la réduction brusque de résistance et de raideur longitudinale ou transversale de cette dernière

De ce fait dans les angles rentrants (c'est-à-dire à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale), la différence de rigidité induit des oscillations en opposition de phase qui provoquent des concentrations de contraintes et des dommages importants.

Pour parer à ce problème, synonyme de comportement sismique défavorable, non sécuritaire, de la structure, les codes parasismiques, notamment le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003 , préconisent :

1. De dimensionner les structures irrégulières en plan de telle sorte que fractionner le bâtiment par des joints parasismiques et le transformer ainsi à un ensemble de formes plus simples et régulières conférant à la structure un comportement favorable, sécuritaire, en situation sismique.
2. Les limites des décrochements en plan.



Figure 1.3 : Photo de bâtiment irrégulier en PLAN

Cependant, comme on le verra plus loin, au chapitre 5 du mémoire, relatif aux résultats obtenus dans la présente investigation,

I.3. Conception parasismique

Il est possible de construire des bâtiments qui résistent au séisme: c'est le rôle de la réglementation parasismique. Il en existe pour tout type de matériaux. Même si le béton armé est un matériau qui, alliant les propriétés du béton à celles de l'acier, présente les meilleures propriétés pour résister à un séisme, un mauvais emploi, des malfaçons ou des erreurs de conception peuvent rendre une construction fragile. La conception parasismique édicte alors quelques règles à respecter.

QUELQUES RÈGLES DE L'ART À RESPECTER

Les codes de dimension présentent les règles de l'art afin de rendre les constructions saines et sûres. Les respecter c'est s'assurer que tout a été mis en œuvre pour atteindre cet objectif. De mauvais matériaux, des erreurs de conception, des réalisations hasardeuses rendent tous les efforts inutiles, et cela quelque soit le matériau utilisé. Les constructions en béton armé ne seront pas plus sûres si elles ne respectent pas les principes élémentaires qui doivent assurer une limitation des efforts dans les éléments porteurs, et par conséquent les dommages sismiques. Les ingénieurs et les architectes ont la connaissance et la responsabilité du dimensionnement, et ils sont en ce sens incontournables dans tous les cas.

Les observations post-sismiques montrent systématiquement les mêmes dommages ou presque: des étages écrasés, des bâtiments basculés, des bâtiments accolés plus endommagés ou encore des remplissages détruits. Respecter la conception replace aussi le bâtiment dans son environnement et apporte des éléments de réponse pour le rendre parasismique.

RESPECTER LA RÉGULARITÉ EN PLAN Les bâtiments de forme en plan irrégulière sont exposés à de la torsion d'axe verticale qui est à l'origine, dans de nombreux cas, de dommages importants. Elles "vrillent" autour des zones plus rigides.

Structure irrégulière de forme. Dans les angles rentrants (c'est-à-dire à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale), la différence de rigidité induit des oscillations en opposition de phase qui provoquent des concentrations de contraintes et des dommages importants.

Elancement de la structure. Une structure élancée en plan (rapport largeur sur longueur supérieure à 1/3) est le siège de déplacements différentiels d'une extrémité à l'autre. En effet, un séisme provoque des mouvements de sol différents suivant la nature du sol de fondation et qui, sur une grande distance, peuvent être considérables. Une alternative pour réduire l'élancement est de fractionner le bâtiment par des joints parasismiques.



Exemple de dommage dû à l'irrégularité en plan.
Structure irrégulière de forme.

Figure 1.4



Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation. Variation des géométries.

Figure 1.5

RESPECTER LA RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION

En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme.

Régularité de forme. Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

Répartition des masses. Plus le centre de gravité est bas, plus les contraintes sur les structures verticales seront réduites en cas de séisme. De même, les constructions en forme de pendule inversé (masse importante perchée) sont particulièrement vulnérables car elles produisent des moments de renversements importants et des contraintes élevées dans les éléments verticaux et les fondations.

Niveaux transparents. L'expérience montre que les structures qui possèdent des niveaux transparents (c'est-à-dire sans suffisamment de systèmes de contreventement) sont plus vulnérables et résistent moins aux sollicitations sismiques. De nombreux exemples montrent l'effondrement de la structure provoqué par l'absence de contreventement dans les niveaux transparents. Puisqu'ils sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux verticaux subissent

de grandes déformations latérales et leur rupture provoque l'effondrement du bâtiment. Elle se traduit souvent par l'écrasement du niveau.

I.4 PLAN DE TRAVAIL:

Notre plan de travail a été structuré comme suite:

Le premier chapitre est la présente introduction générale

Chapitre II: synthèse bibliographique : bâtiments irréguliers

Chapitre III: Le séisme et les bâtiments

Chapitre IV: Cas des bâtiments étudiés

Chapitre V: Analyse dynamique

Chapitre VI: Résultats Numériques Et Discussions

Conclusion générale

CHAPITRE II
SYNTHÈSE
BIBLIOGRAPHIQUE
BÂTIMENTS
IRRÉGULIERS

II.1. Objectif

Notre travail consiste en l'étude de l'influence de l'irrégularité en PLAN sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé.

Les objectifs visés dans le cadre de ce mémoire est d'étudier l'influence de l'irrégularité en PLAN de structures en portique en béton armé sur leurs résistances ultimes à l'action sismique,

Leurs ductilités globales, leurs raideurs latérales initiales (élastiques), leurs déplacements latéraux inter étages et leurs modes de ruine. L'investigation a porté sur des structures en portique en béton armé régulières en PLAN, tandis que dans le présent travail, on s'intéresse à des structures irrégulières en PLAN aussi en portique en béton armé.

Divers chercheurs ont mené des études sur la réponse sismique de structures en portique irrégulières en PLAN. Ils ont constaté des différences dans la réponse des portiques irréguliers et réguliers. Parmi les différences les plus notables, ils ont noté des accroissements des déplacements latéraux inter-étages et des demandes de ductilité à l'étage où se situe le décrochement en plan.

Cependant, ces études ont été concentrées surtout sur l'influence des irrégularités sur les demandes sismiques (en déplacement, en déformations plastiques et en ductilité) plutôt que sur les capacités "sismiques" des structures étudiées (résistance ultime et capacité en ductilité), ce qui constitue justement l'objet de notre travail.

II.2. Problématique

Notre projet consiste à étudier l'impact de la régularité en plan sur la performance sismique des bâtiments en (R+5). Les quatre formes d'irrégularité en plan seront passées en revue dans le cadre de ce mémoire (élancement du bâtiment en plan, la surface des ouvertures, les saillies et les décrochements et enfin l'excentricité). Cette incursion dans les irrégularités d'un bâtiment sera, chaque fois, comparé à la forme régulier en plan et ce ci dans le but d'étudier et d'analyser le comportement du bâtiment sous une action sismique donnée. Les quatre irrégularités seront, enfin, comparées et des conclusions seront tirées.

II.2.1. Introduction

Dans la pratique, on appelle " parasismique" un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cette conformité est généralement interprétée comme une **garantie** de résistance aux tremblements de terre

Cependant, cette interprétation ne résiste pas dans la pratique lorsque des séismes violents apparaissent. Néanmoins, un niveau suffisant de résistance aux tremblements de terre est souvent obtenu par l'application des règles parasismiques.

Les bâtiments à ossature en portiques en béton armé peuvent présenter deux formes géométriques différentes: forme régulière ou irrégulière. Pour la deuxième, l'irrégularité peut être en plan et/ou en élévation.

Dans la plupart des cas, les constructeurs choisissent en général la forme la plus simple pour le bâtiment à concevoir et à réaliser, forme répondant aux critères de régularité en plan et en élévation

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basées sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancé. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

En Algérie, le premier code parasismique a paru après le séisme d'ElAsnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisée est nommée le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003, et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

II.2.2. Régularité en plan :

-Pour qu'une structure en béton armé soit considérée comme étant régulière en plan elle doit vérifier les conditions suivantes:

a-Configuration symétrique de la structure:

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axe symétrie (Figures II.1 et II.2).

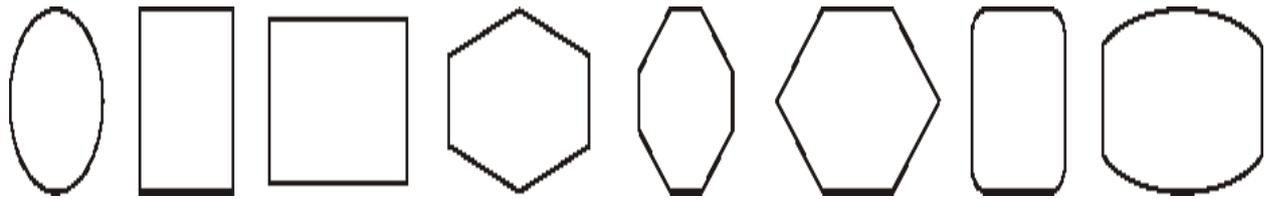


Figure II.1 : Formes régulières: plans simples à 2 axes de symétrie.

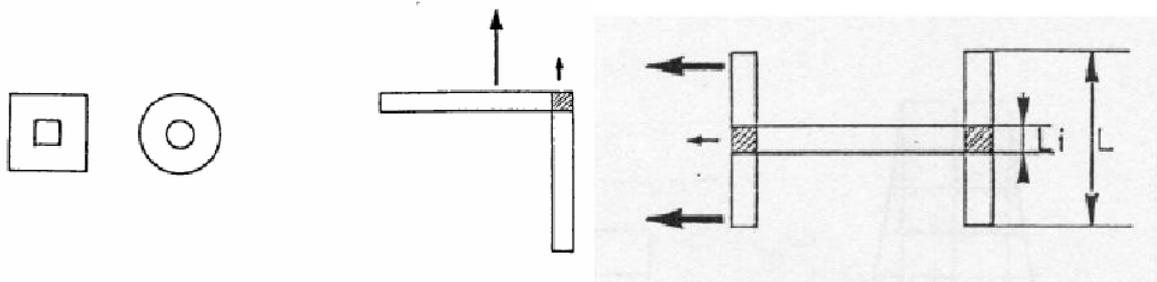


Figure II.2 : Vue sen plan de bâtiments. A gauche: symétriques et compacts en plan.

A droite: effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact.

Lorsqu'une structure en béton armé n'est pas symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales, cette dernière ne se comporte pas d'une façon sécuritaire sous l'action sismique, car ce type de structure ne présente pas une bonne distribution de rigidité et des masses. Des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires. Des considérations purement flexionnelles expliquent ce phénomène : les raideurs flexionnelles suivant les directions principales sont très différentes dans un bâtiment rectangulaire. Il en résulte des périodes propres différentes de deux ailes perpendiculaires soumises à une action sismique d'orientation donnée, d'où une réponse (fonction du temps) différente et une concentration de contraintes à la jonction des ailes perpendiculaires. Ce fait était particulièrement remarquable à **Bucarest** après le séisme de 1977 où tous les immeubles formant les coins de rue étaient effondrés ou nettement plus dégradés que les autres. Cette observation s'applique aussi aux bâtiments en H, pourtant deux fois symétriques.



Figure II.3 : Immeuble endommagé par le séisme de Bucarest 1977

b-Excentricité :

Dans l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments: L'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité CM_i et les centre de rigidité CR_i (ou centre de torsion) à chaque niveau i . Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité CM_i , point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à un niveau donné i , n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion CR_i de cet étage. Il en résulte alors des moments de torsion.

Dans une construction multi-étagée, les centres de masses CM_i des différents étages i ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion CR_i .

Un niveau j dont le centre de masse CM_j serait confondu avec le centre de torsion CR_j peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre CM et CR aux niveaux supérieurs .

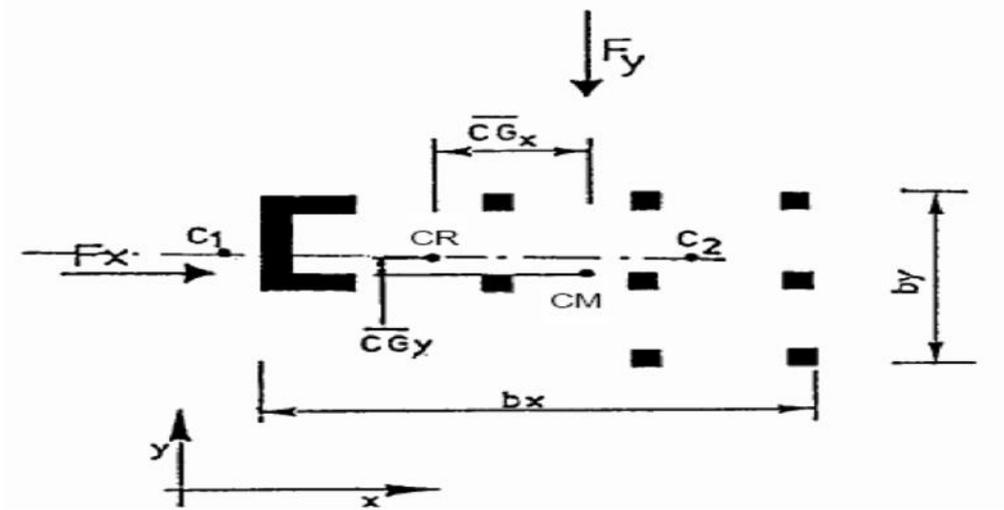


Figure II.4 :Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment.

A chaque niveau i et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité CM_i des masses et le centre des rigidités CR_i ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

c. La torsion d'ensemble:

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lors que le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides.

Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements

horizontaux différents (figures. II.5 et II.6).Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure.

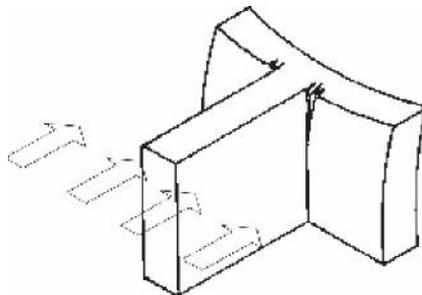


Figure II.5 :(déformations de torsion)

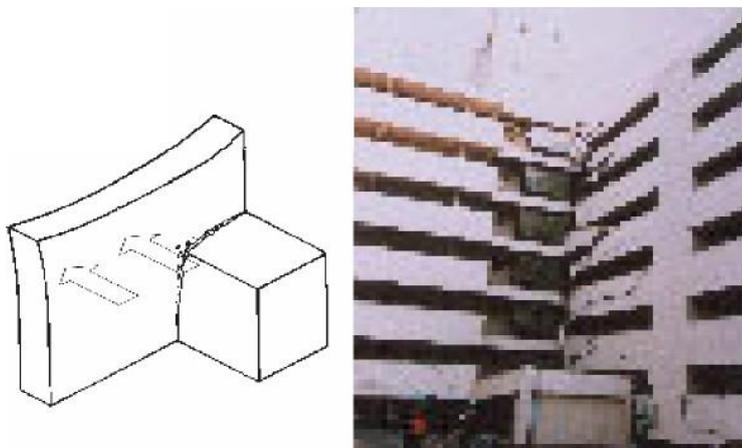


Figure II.6 : Dommages dus à des concentrations de contraintes
(Séisme de kobé1995)

Dans ce cas bien précis, les ailes subissent des déformations de torsion en vrille a l'intersection des ailes. Des dommages dus aux concentrations des contraintes sont fréquents notamment lorsque les ailes d'un bâtiment n'ont pas les mêmes hauteurs.

d-Saillies, décrochements en plan et élargissement géométrique:

Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et/ou des retraits et, par conséquent, des angles rentrants. Leurs inconvénients peuvent être corrigés en optant pour des joints sismiques et la figure II.7-a en montre quelques exemples. De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du contreventement (figure II.7-b). Sans cette correction, nous sommes obligés de limiter cette différence en évitant les rectangles très allongés. "Compacité du plan" Il est recommandé que le rapport des côtés ne soit pas supérieur à 4 tel que stipulé par les règlements parasismiques en vigueur (figure II.7-b).

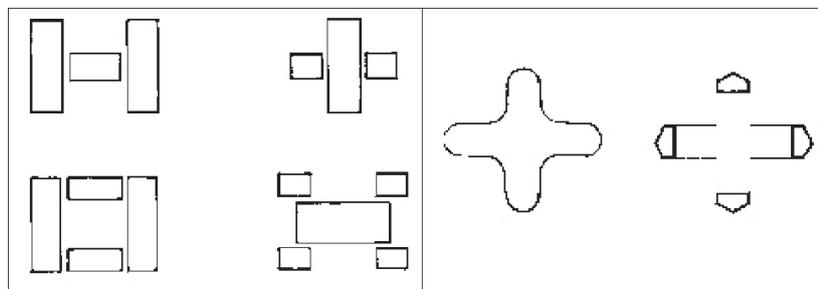


Figure II.7-a : Fractionnement en blocs simples et Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité.

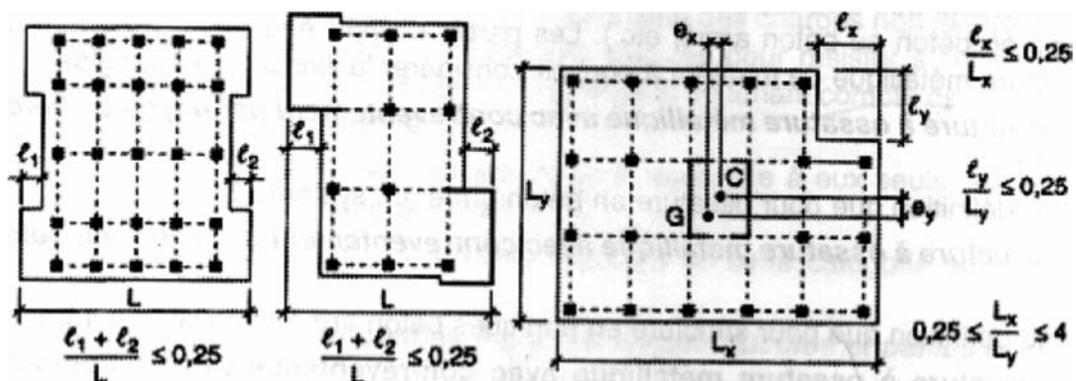


Figure II.7-b: Limites des décrochements en plan.

Les mouvements sismiques horizontaux et verticaux du sol ne sont pas identiques d'un endroit à l'autre. Les différences augmentent avec la distance. Leur effet sur les bâtiments de grandes dimensions horizontales peut être sensible. Afin de limiter l'importance des déformations différentielles du sol sur les structures, il est souhaitable de fractionner ces bâtiments en blocs compacts. Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des **joints parasismiques**.

La largeur de ces derniers dépend de la déformation maximale des blocs attenants, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante. Pour ces constructions élancées, le choix d'une configuration simple devient impératif. Les joints parasismiques doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes, être vides de tout matériau et éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre.

L'exécution des joints vides n'est pas sans difficultés. Dans ce cas, nous pouvons utiliser des coffrages extractibles en carton ou des pré-voiles préfabriqués. Les joints doivent être protégés contre l'introduction de corps étrangers par des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.).

Les couvre-joints rigides peuvent être utilisés s'ils sont fixés d'un seul côté du joint sous peine de dommages (figure II.8). Les joints prévus pour d'autres raisons (dilatation thermique, tassement différentiel) doivent être traités comme des joints parasismiques.

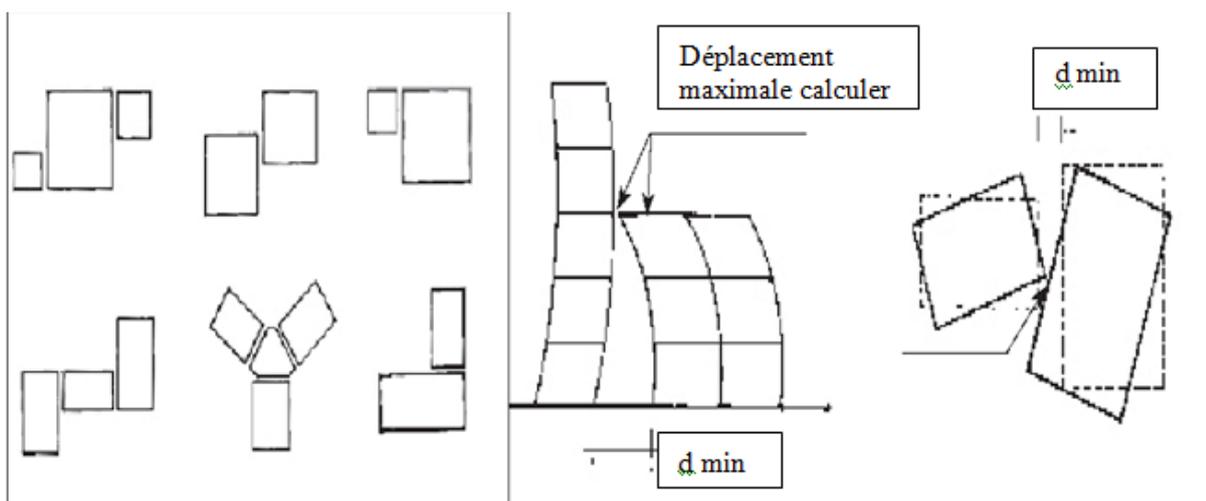


Figure II.8: joints parasismique.

e-Rigidité du plancher :

Les planchers doivent toujours présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%**.

•e-1-Compensation d'une mauvaise distribution de rigidité :

Pour faire coïncider ou rapprocher le centre de gravité d'un niveau avec son centre de rigidité (qui est le barycentre des rigidités), il est possible d'ajouter des palées de stabilité (murs de contreventement, palées triangulées, noyaux fermés,...) dans les zones flexibles, de manière à minimiser les déformations différentielles (Figure II.9).

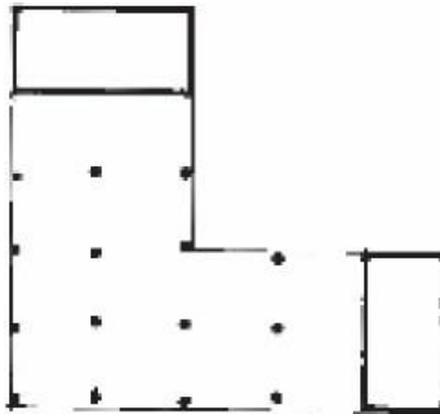


Figure II.9 : Compensation d'une "mauvaise" distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes.

•e-2- Variation progressive de la rigidité :

Cette démarche relève des compétences des architectes. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment (figure II.10). Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, qui est souvent employée par les architectes.

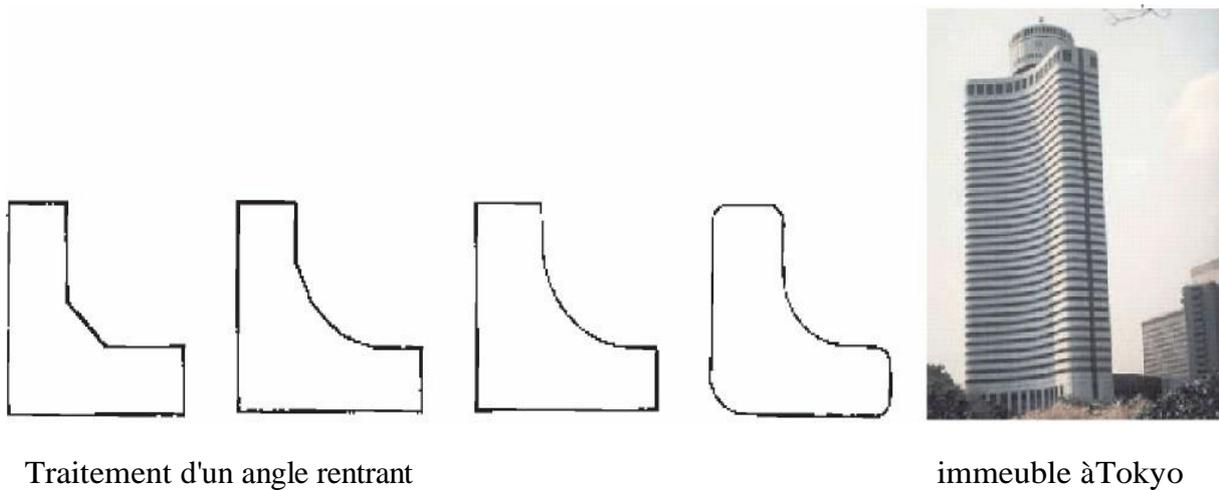


Figure II.10: Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes.

f- Renforcement des angles rentrants :

Cette solution, fréquemment utilisée aux Etats-Unis et au Japon, est délicate à mettre en œuvre (figure II.11).

Son efficacité n'a pas encore été validée pour les séismes majeurs. Elle implique un dimensionnement généreux des éléments porteurs verticaux situés dans les angles rentrants et constitue des points durs (concentration de contraintes) qui "attirent" les sollicitations d'origine sismique.

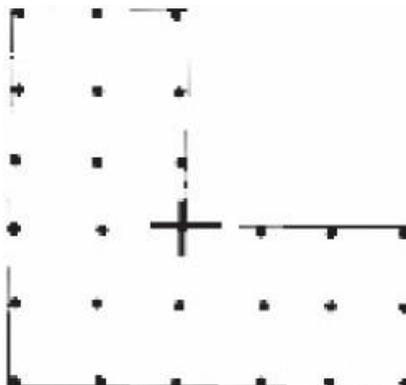


Figure II.11: Renforcement d'un angle rentrant.

CHAPITRE III
LE SEISME ET LES
BATIMENTS

III.1. Définition :

Un séisme ou tremblement de terre est une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer ; la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Le mouvement des roches près du foyer engendre des vibrations élastiques qui se propagent, sous la forme de paquets d'ondes sismiques, autour et au travers du globe terrestre. Il produit aussi un dégagement de chaleur par frottement, au point de parfois fondre les roches le long de la faille (pseudotachylites).

Il se produit de très nombreux séismes tous les jours mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète¹. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. Les séismes les plus importants modifient la période de rotation de la Terre et donc la durée d'une journée (de l'ordre de la microseconde).

La majorité des séismes se produisent à la limite entre les plaques tectoniques (séismes interplaques) de la terre, mais il peut aussi y avoir des séismes à l'intérieur des plaques (séismes intraplaques). La tectonique des plaques rend compte convenablement de la répartition des ceintures de sismicité à la surface du globe : les grandes ceintures sismiques du globe, caractérisées par la densité géographique des tremblements de terre, sont la ceinture de feu du Pacifique (elle libère 80 % de l'énergie sismique chaque année), la ceinture alpine (15 % de l'énergie annuelle) et les dorsales dans les océans (5 % de l'énergie annuelle).

La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (pratiquée par les sismologues) et l'instrument de mesure principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes). L'acquisition et l'enregistrement du signal s'obtiennent dans une station sismique regroupant, outre les capteurs eux-mêmes, des enregistreurs, numériseurs et antennes GPS, pour le positionnement géographique et le temps.

Earthquakes in 2010, Located by the NEIC

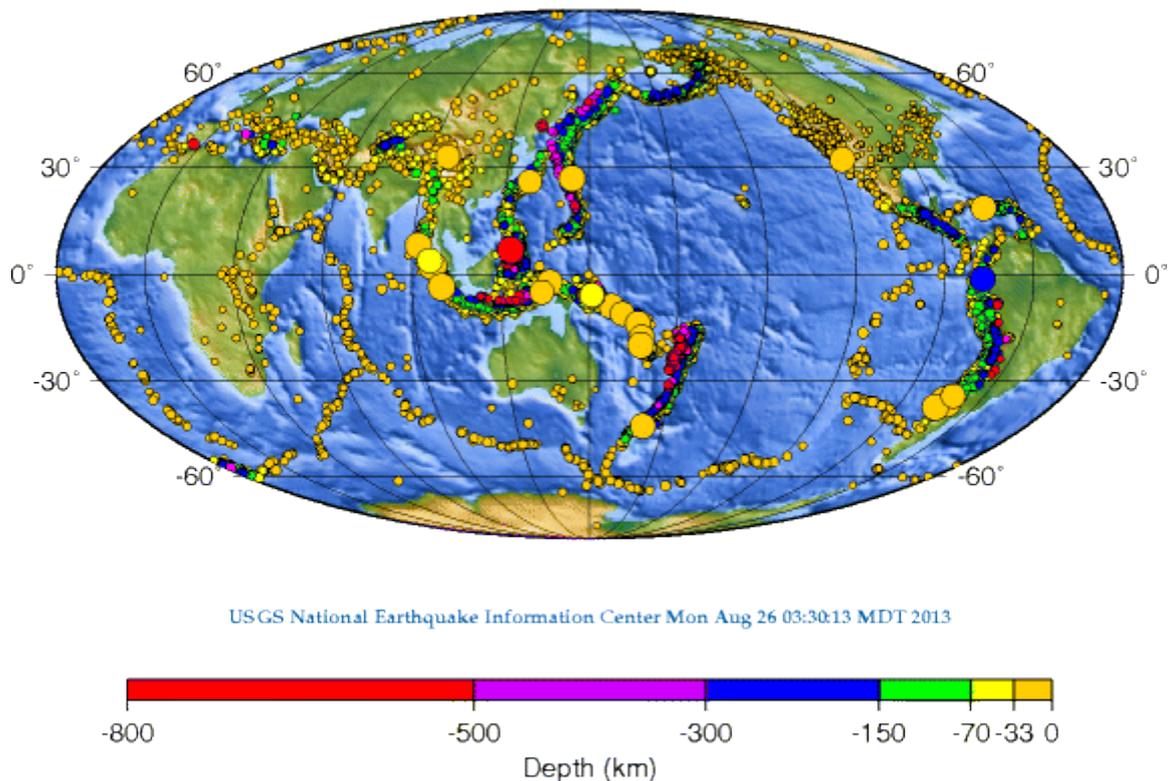


Figure III.1 : Carte de la répartition mondiale des séismes en 2010, montrant leur distribution essentiellement le long des frontières des grandes plaques tectoniques (dorsales dans les océans, ceinture de feu du Pacifique et ceinture alpine sur les continents).

III.2. L'histoire sismique de l'Algérie

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaques, l'Algérie est une région à forte sismicité (figure 2). Au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs. Parmi les plus notables, on peut citer : 1715, séisme d'Alger, 20000 morts ; 1954 séisme d'Orléansville (EL Asnam), magnitude 6,7, 1 200 morts, 20000 bâtiments détruits ; 1980 séisme d'El Asnam, magnitude 7,1, 2600 morts.

Néanmoins, aucun séisme majeur n'avait été répertorié jusqu'alors dans la région de l'épicentre. La figure 3 montre que l'intensité maximale observée (évaluation des dégâts dus aux séismes) y est faible au regard d'autres régions de l'Algérie. En effet, dans cette région l'intensité maximale observée ne dépasse pas 5 (voir légende de la figure 3). Compte tenu de l'importance des destructions engendrées par le séisme du 21 mai 2003, l'intensité de cette secousse est a priori supérieure à 8. Une évaluation précise ne pourra être réalisée qu'après enquête sur le terrain.

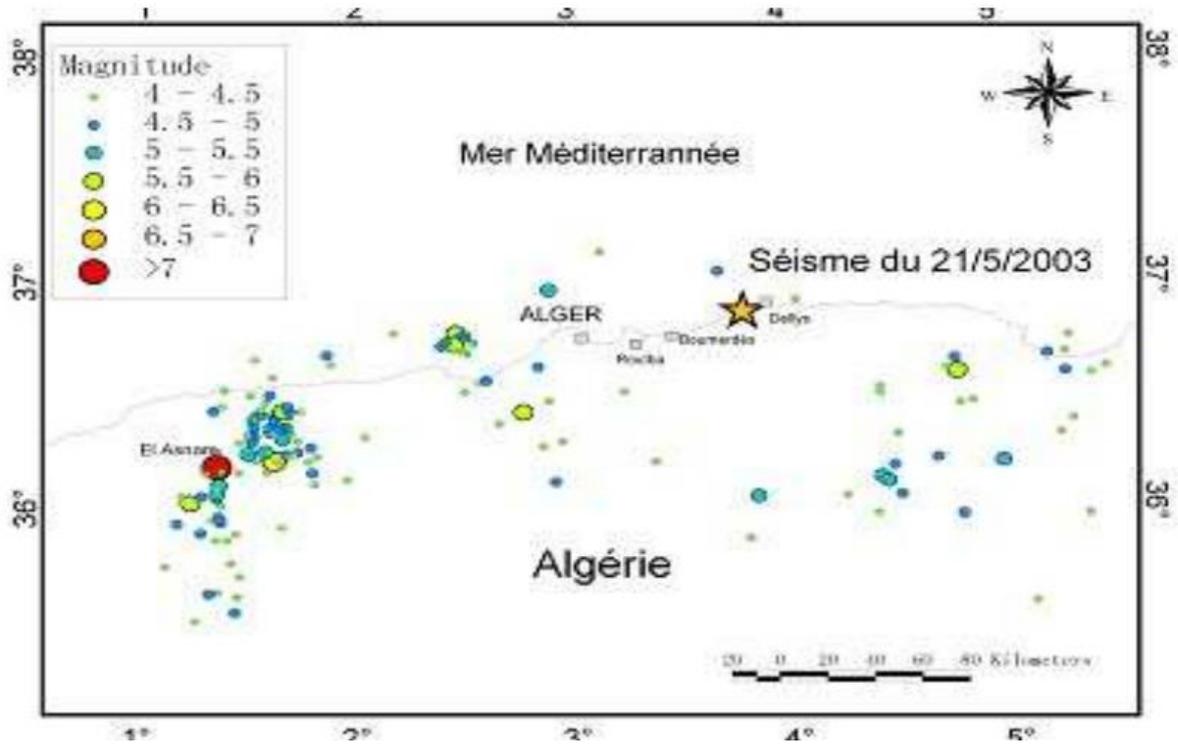


Figure III.2 : Carte de la sismicité enregistrée en Algérie depuis 1973

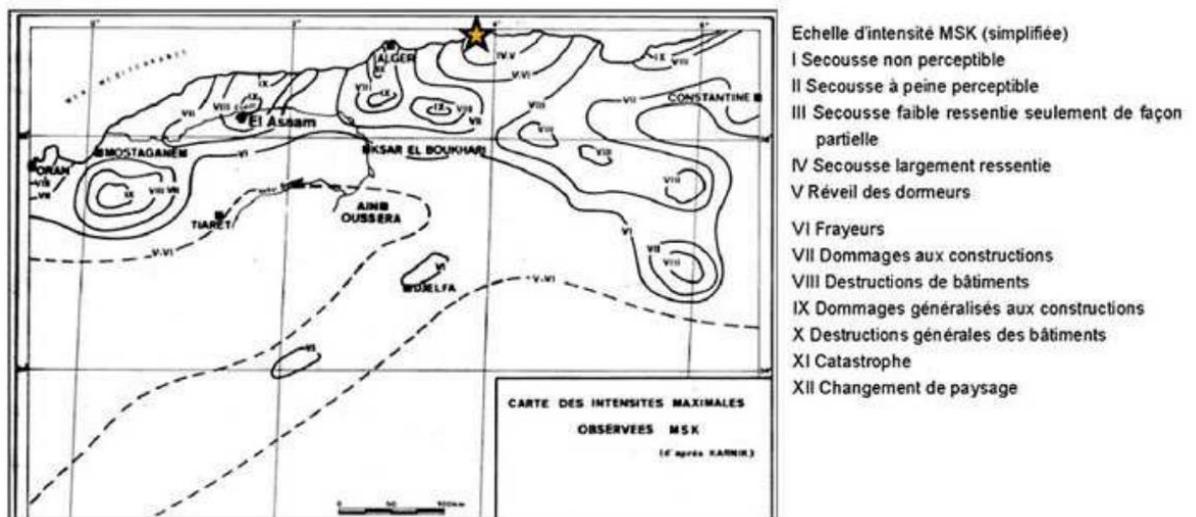


Figure III.3 : Carte des intensités maximales observées

III.4. Des exemples de mauvaise conception architecturale en plan.

On observe que les bâtiments qui ont une forme complexe en plan ne se déforment pas de façon régulière. Par exemple (illustration ci-dessous) les deux ailes d'un bâtiment en L n'oscillent pas librement, ce qui génère des dommages à leur extrémité qui n'est pas libre. Il est préférable de

séparer les deux corps de bâtiment par un joint parasismique pour les découpler (voir les joints PS plus loin).

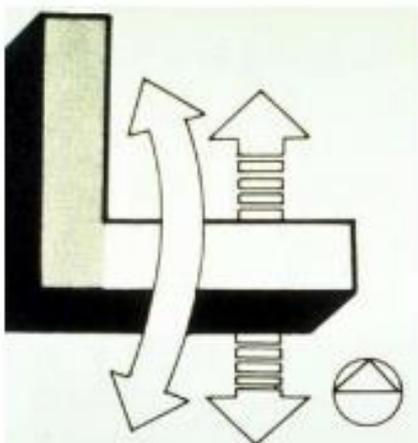


Figure III.4 : Document NISEE - Sur le schéma ci-contre, mécanisme de torsion de l'aile d'un bâtiment en L autour de la zone d'angle rigide dans le sens y considéré (dans ce cas, oscillations dans le sens des flèches pointillées).

Figure III.5 : Séisme de Kobé 1995, Destructions diverses par accumulation de contraintes à la jonction de deux ailes de bâtiment n'oscillant pas en phase.



III.5. Des exemples de mauvaise conception architecturale en élévation.

Il est vraiment important que les déformations sous l'effet des forces d'inertie puissent se faire de façon régulière entre les différents niveaux successifs d'une construction. Si un niveau est moins rigide que les niveaux voisins la déformation ne peut pas être régulière, et c'est un des principaux facteurs de ruine des constructions. Par exemple niveau comprenant des murs et niveau ne comprenant que des poteaux. On peut, par exemple, ci-dessous, observer un « coup de fouet » dans les étages supérieurs.

Figure III.6 : Séisme de Mexico, 1985 – Document EQIIS – Coup de fouet dans les étages supérieurs d'un bâtiment mis en résonance avec le sol. Manque de rigidité longitudinale. Les trois premiers niveaux ont été contreventés et raidis par les constructions voisines mais pas les quatre niveaux supérieurs, beaucoup trop flexibles.



Le problème particulier des constructions sur pilotis est illustré par le cliché ci-dessous. Dans ce cas, contrairement à l'exemple ci-dessus, c'est le bas de la construction qui est plus flexible, ce qui sollicite de façon trop importante les têtes de poteaux, sous l'effet forces d'inertie des étages supérieurs peu déformables.

Figure III.7 : Séisme de Tokachi Oki, 1968 –Ci-contre, deux étages relativement rigides sur un niveau flexible (portiques) ont entraîné la ruine de celui-ci.



CHAPITRE IV
CAS DES
BATIMENTS
ETUDIÉS

IV.1. Introduction:

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de notre bâtisse et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, pour en fin entamé notre travail de modélisation de la structure en question.

IV.2 Présentation Des Structures Etudies

IV.2.1 Présentation De L'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier des bâtiments en béton armé, servant comme centre d'habitation.

- Supposons que les bâtiments à implanté à "Oran", qui est considéré comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), selon la carte de zonage sismique le RPA99 version 2003 et sera classé suivant son utilisation comme étant du groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

- Nos bâtiments sont des formes simples et régulières en élévation, ils comportent:

- * Un Rez-de-chaussée d'habitation.
- * Des étages courant à usage d'habitation.

Les étages à usage d'habitation sont constitués des appartements sur chaque étage, avec une cage d'escalier pour la relation entre les niveaux.

IV.2.2 Géométrie et configuration structurale

- Les caractéristiques géométriques des structures sont comme suit:

- Dimensions en élévation:

- La hauteur de chaque niveau d'habitation est de 3,06m entre plancher finis.
- La hauteur de niveau RDC est de 3,06m
- La hauteur totale de bâtiment est de 18.36m

- Dimensions en plan:

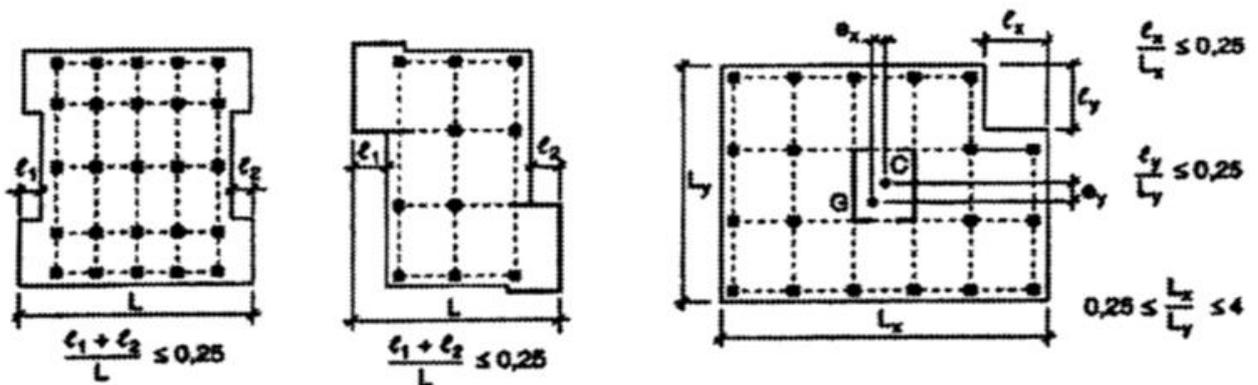
- Longueur totale : $L_x=20\text{m}$ (sens longitudinal)
- Largeur total : $L_y= 20\text{m}$ (sens transversal)

Afin de garantir la stabilité de notre structure ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, les calculs ont été faits conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.

- Les limites des décrochements sur les planchers

Trois modèles des structures en forme (I, Z et L) ; chaque forme Composée de trois types étudiés selon différent pourcentage de décrochement en plan (20%,40%et 60 %) avec le même nombre d'étages en R+5 pour donner neuf variantes à étudier. Les neuf structures sont supposées encastrees à leurs bases.



Modèle forme I

Modèle forme Z

Modèle forme L

Figure IV.1 : Les trois modèles des structures.

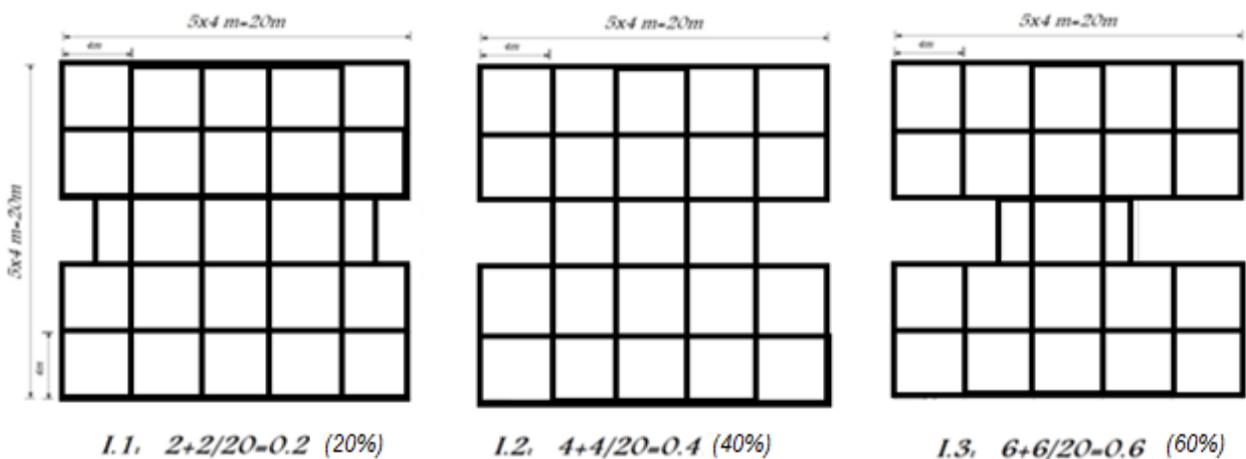


Figure IV.2 : Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme I (20%,40%et 60 %).

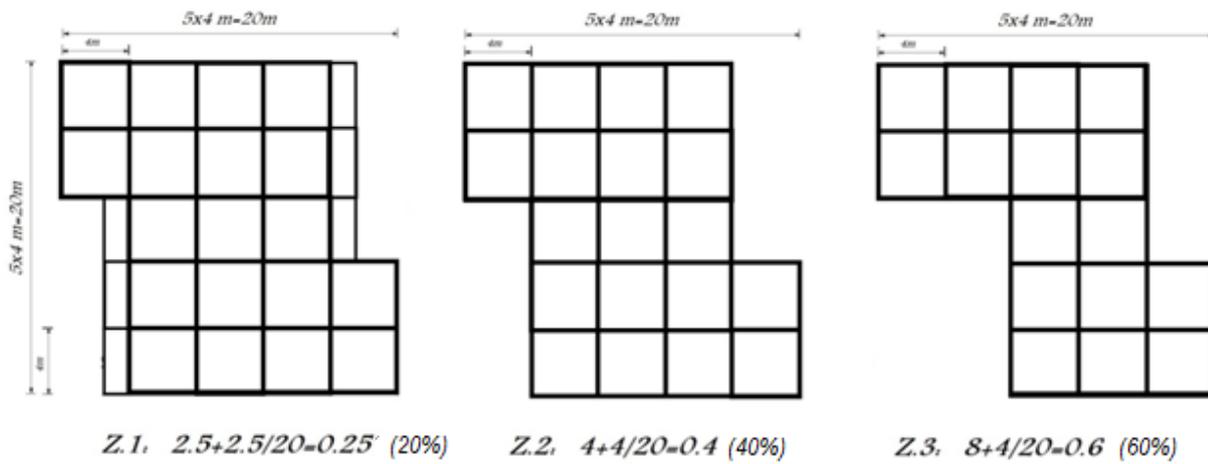


Figure IV.3 : Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme Z (20%,40%et 60 %).

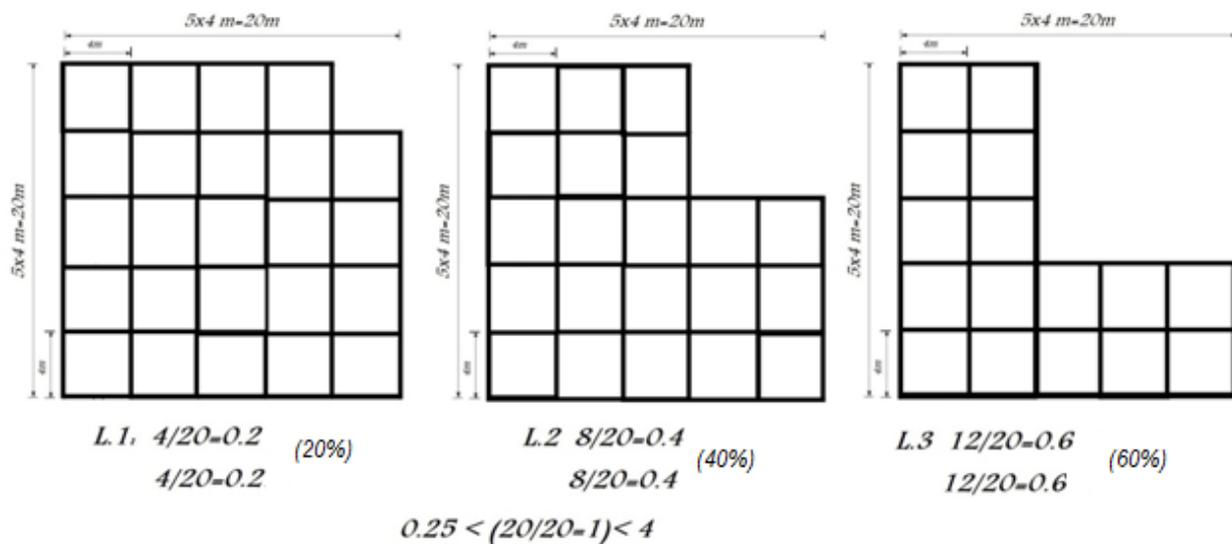


Figure IV.4 : Les différent pourcentage de décrochement en plancher forme L (20%,40%et 60 %).

Les structures étudiés font partie de neuf bâtiments de six niveaux (R+5) à usage d'habitation, à plancher en corps creux de type (16+4), et présentant une même vue en élévation (figure IV.5). Cette vue en élévation comporte Cinque travées de 4 m dans la direction longitudinale (directions X-X) et Cinque travées de 4 m dans la direction transversale (directions Y-Y).

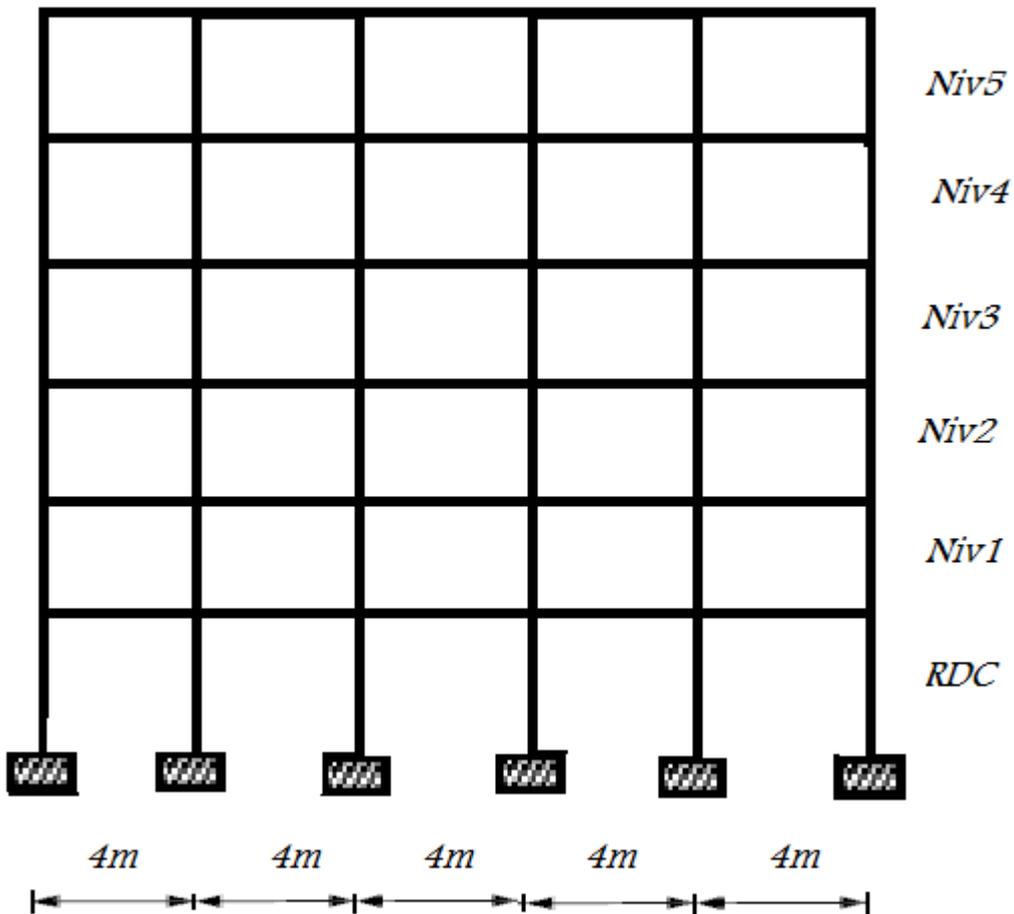


Figure IV.5 : vue en élévation (directions X-Z et Y-Z)

Dans les structures étudiées on a classé les bâtiments (régulier et irrégulier) selon les limites de décrochements en plan (figure IV.1).

Tableau IV.1 : classements des bâtiments étudié

	<i>Régularité en plan</i>		<i>Irrégularité en plan</i>	
	$\leq 25 \%$	$\geq 25\%$ (cas de 40 %)	$\geq 25\%$ (cas de 60 %)	
Forme I	I1	I2	I3	
Forme Z	Z1	Z2	Z3	
Forme L	L1	L2	L3	

IV.2.3 Pré dimensionnement des éléments résistants

IV.2.3.1 Pré dimensionnement des planchers (type corps creux) :

Les planchers sont des aires horizontales utilisées pour limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

- La détermination de la charge d'exploitation se fait suivant l'usage de l'étage :
 - Terrasse non accessible : $P = 100 \text{ kg/m}^2$.
 - Plancher étage habitation : $P = 150 \text{ kg/m}^2$.
- Dans notre structure, on utilise un type de plancher :
 - Plancher à corps creux (Figure IV.6).

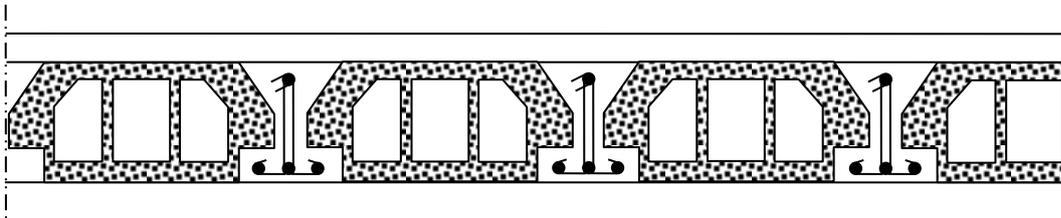


Figure IV.6: Schéma réel d'un plancher à corps creux

Selon le règlement du B.A.E.L 91, L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \equiv \left(\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \right)$$

Avec L : La portée maximale entre nus d'appui.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = (400 - 30) = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm}$$

Donc, on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow (16 + 4) \text{ cm}$$

• **Poutrelle :**

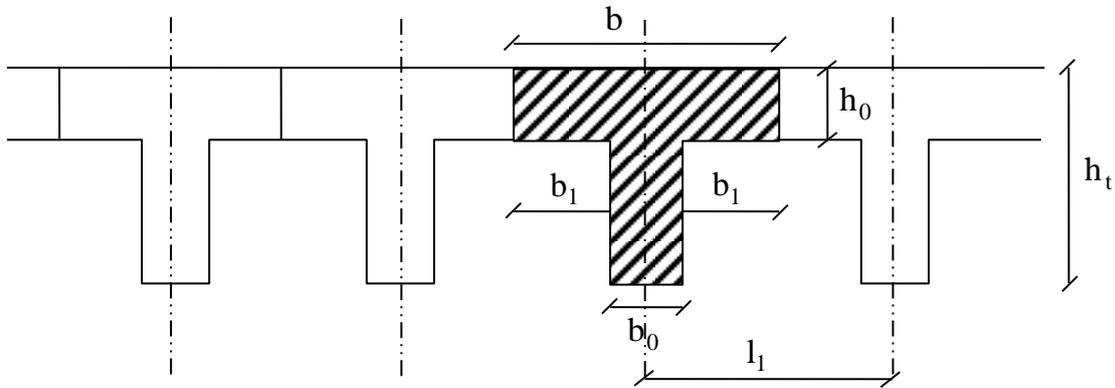


Figure IV.7: Schéma des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

$$\text{Selon le B.A.E.L 91} \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_o \leq b_1 \leq 8 h_o \end{array} \right.$$

Avec L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

Suivant les normes Algériennes (D.T.R-B.C-22), la distance L_n est prise généralement égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$ et $L = 370 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm.} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{cases}$$

$b_1 = \min (24 ; 37 ; 40)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm.}$

$$b = 2b_1 + b_o = 60 \text{ cm.}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (Figure IV.8).

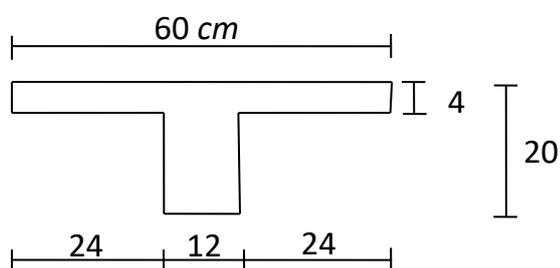


Figure IV.8: Dimensions adoptées des poutrelles

IV.2.3.2 Descente des charges :

a. Plancher terrasse inaccessible : (NIV : 18,36)

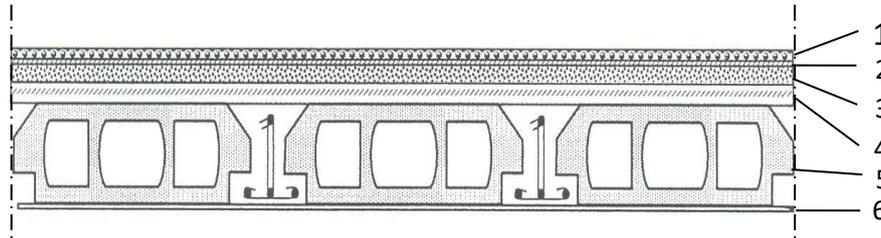


Figure IV.9: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Tableau IV.2 : Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher terrasse

<i>Plancher terrasse inaccessible</i>			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (5 cm).	100 Kg/m ²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	12 Kg/m ²
	3-	Forme de pente (7 cm).	154 Kg/m ²
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	16 Kg/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	280 Kg/m ²
	6-	Enduit sous plafond en plâtre (2 cm).	20 Kg/m ²
<ul style="list-style-type: none"> - Charge permanente totale $G = 582 \approx 590 \text{ kg/m}^2$. - Charge d'exploitation $P = 100 \text{ kg/m}^2$. 			

b. Plancher d'étage courant : (NIV : 3,06...15,30)

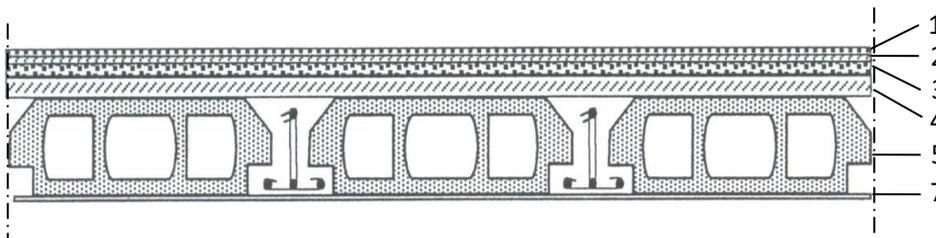


Figure IV.10: détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau IV.3 : Chargement (permanent et d'exploitation) du plancher étage courant.

<i>Plancher étage courant</i>			
CHARGEMENT	1-	Carrelage (2 cm).	44 Kg/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	40 Kg/m ²
	3-	Lit de sable (3 cm).	54 Kg/m ²
	4-	Enduit en plâtre (2 cm).	20 Kg/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 4) cm.	280 Kg/m ²
	6-	Briques creuses (10 cm).	90 Kg/m ²
	7-	Enduit en plâtre (2 cm).	20 Kg/m ²
- Charge permanente totale : $G = 548 \approx 550 \text{ kg/m}^2$. - Charge d'exploitation : $P = 150 \text{ kg/m}^2$.			

Ces charges sont valables pour les étages courants [1-2-3-4-5^{ème} Étage].

IV.2.4 Dimensionnement des portiques étudiés

IV.2.4.1 Pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux :

Le pré dimensionnement des éléments de la structure doit respecter les règles de RPA99 version 2003 ainsi que les différentes règles de CBA93

IV.2.4.1.1. Les poutres :

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{[Formulaire du BAEL]}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \quad \text{[Formulaire du BAEL]}$$

En plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du RPA 99version 2003.

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4$$

Avec :

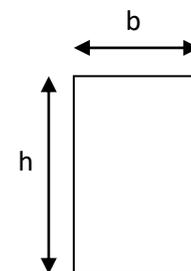


Figure IV.11 : Section d'une poutre.

L : la plus grande portée de la poutre ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Les résultats de calcul sont illustrés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Les dimensions des poutres.

Type de poutres	L (cm)	L/15	L/10	h (cm)	b (cm)	h / b	Section adoptée (cm ²)
Poutres principales (PP)	400	26.66	40	35	30	1,16	30x35
Poutres secondaires (Ps)	400	26.66	40	35	30	1,16	30x35
Poutres chainages (Pc)	400	26.66	40	30	30	1	30x30

IV.2.4.1.2 Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent respecter le critère de résistance et vérifier les conditions du RPA99 ainsi que la condition de flambement.

A. Critère de résistance : [BAEL 91/B.8.4.1]

Soit **Nu** l’effort normal ultime agissant sur le poteau, avec :

$$N_{u} \leq \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

A : section d’armatures à mettre en place ;

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d’épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2) (b - 2) \rightarrow \text{pour une section carré (voir Figure IV.12)}$$

$\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s = 1,15$

α : Coefficient déduit de l'élanement mécanique λ .

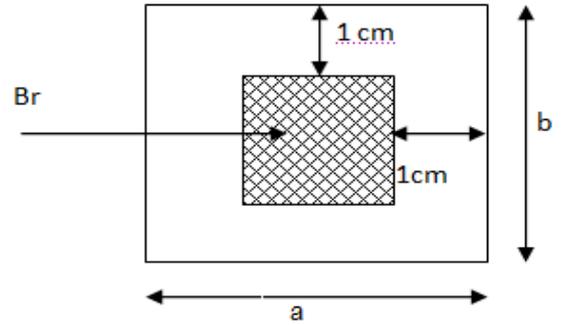


Figure IV.12 : La section réduite du poteau.

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$

Donc :

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

$\Rightarrow \alpha = 0,71$

Remarque :

La valeur de α doit être divisée par un coefficient θ égal à :

- 1,1 si la majeure partie des charges est appliquée avant 90 jours ;
- 1,2 si la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours ;

Pour notre cas, la durée probable d'application de la majeure partie des charges est supérieure à 90 jours ; donc $\theta = 1$.

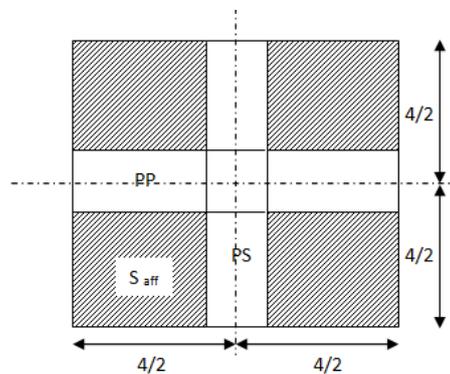


Figure IV.13 : Les charges verticales agissant sur le poteau

A partir la relation (I), on déduit que :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A}{Br} \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend $\frac{A}{Br} = 1 \%$ (BAEL 91) \Rightarrow

$$Br \geq \frac{Nu \text{ [KN]}}{0,71 \left[\frac{20}{0,9 \times 1,5} + \frac{1}{100} \frac{400}{1,15} \right]} \times 10^3.$$

Donc : $Br \geq 0,77 Nu$ $Nu \text{ [KN]} \Rightarrow Br \text{ [cm}^2\text{]}$

Evaluation de Nu : [BAEL 91 / B.8.1.1]

$Nu = \Sigma$ des charges verticales agissant sur le poteau

$$Nu = N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}}$$

Avec :

$$N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5 Q \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

G : la charge permanente cumulée ;

Q : la charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression ;

S_{aff} : la surface afférente du plancher ;

N_{pp} : poids de la poutre principale ;

$$N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n \text{ [KN/ml]}$$

ρ : Poids volumique du Béton;

n : nombre d'étage considérée ;

$(b \times h)$: la section de la poutre principale ;

L_{affpp} : longueur afférente de la poutre principale ;

N_{ps} : poids de la poutre secondaire L même calcul que N_{pp} ;

L_{affps} : longueur afférente de la poutre secondaire.

La loi de dégression : [DTRBC 2.2 / IV.6.3]

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(Etage 2) $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

(Etage 3) $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Etage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Etage n)..... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

B.Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.1]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

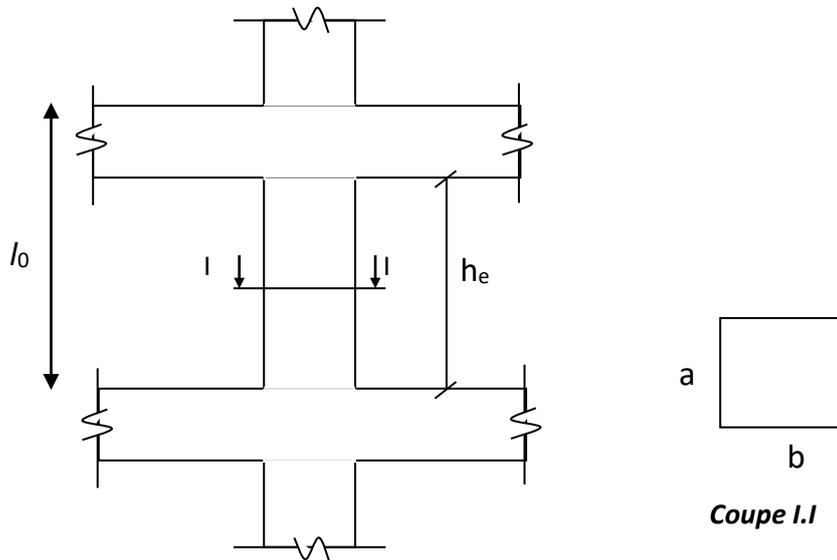


Figure IV.14 : La section du poteau.

- Pour une section carré :

$$\min (b , a) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I et IIa}$$

$$\min (b , a) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} < 4$$

C. Critère de flambement :

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : Élancement du poteau;

l_f : longueur de flambement (pour un poteau encastré articuler) $l_f = 0,7 l_0$

l_0 : longueur libre du poteau (voir Fig.II.12.) ;

i : rayon de giration de la section de plan de flambement ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B : Aire de la section du béton seul ;

I : moment d'inertie

$$I = \frac{ab^3}{12} \rightarrow \text{Pour une section carré.}$$

Exemples de calcul :

a. Poteaux de centre :

Le poteau le plus défavorable

$$\text{La surface afférente : } S_{\text{aff}} = \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) \left(\frac{4}{2} + \frac{4}{2}\right) = 16 \text{ m}^2$$

B. Schéma de la loi de dégression :

Valeurs non cumulées

	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
5 ^{ème} étage	5,90	1,00
4 ^{ème} étage	5,50	1,50
3 ^{ème} étage	5,50	1,50
2 ^{ème} étage	5,50	1,50
1 ^{er} étage	5,50	1,50
RDC	5,50	1,50

Valeurs cumulées

$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$
5,90	1,000
11,40	2,500
16,90	3,850
22,40	5,050
27,90	6,100
33,40	7,000

Remarque : On a regroupé tout les poteaux en 03 type : **figure IV.14**

Type I : 4^{ème} étage et 5^{ème} étage

Type II : 2^{ème} étage et 3^{ème} étage

Type II : RDC_ 1^{er} étage

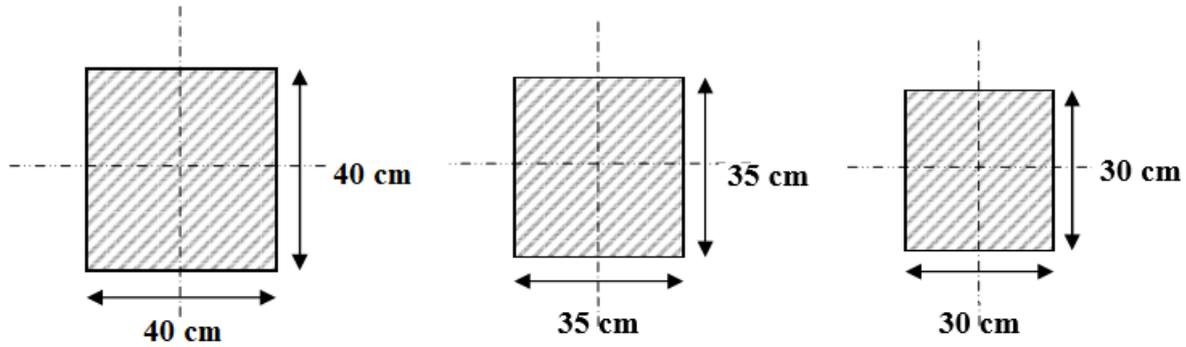


Figure IV.15 : Coupes transversales des différentes sections de poteaux.

Si on prend dans ce cas, le poteau de 4^{ème} étage comme un exemple de calcul on trouve :

On a $Br \geq 0,77 Nu$

$$Nu = [N_{\text{plancher}} \times S_{\text{aff}} + N_{\text{pp}} \times L_{\text{affpp}} + N_{\text{ps}} \times L_{\text{affps}}]$$

- $N_{\text{plancher}} = 1,35 G + 1,5Q$

$$\left. \begin{array}{l} G = 11,40 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 19,14 \text{ KN/m}^2$$

- $S_{\text{aff}} = 16 \text{ m}^2$
- $N_{\text{pp}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,35 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow N_{\text{pp}} = 17,71 \text{ KN/m}$$

$n = 5$

- $L_{\text{affpp}} = \frac{4}{2} + \frac{4}{2} = 4 \text{ m}$
- $N_{\text{ps}} = 1,35 \times \rho \times b \times h \times n$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 25 \text{ KN/m}^3 \\ b = 0,30 \text{ m} \\ h = 0,35 \text{ m} \\ n = 5 \end{array} \right\} \Rightarrow N_{ps} = 17,71 \text{ KN/m}$$

- $L_{affps} = \frac{4}{2} + \frac{4}{2} = 4 \text{ m}$

$$Nu = [(19,14 \times 16) + (17,71 \times 4) + (17,71 \times 4)] \Rightarrow Nu = 447,92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Br \geq 344,8984 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow \text{ On adopte un poteau de dimensions } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \\ Br = (a-2) \times (b-2) \end{array} \right.$$

Vérification au flambement :

On a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad l_f = 0,70 l_0 \quad \text{avec : } l_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{ab^3}{12} = \frac{0,35 \times 0,35^3}{12} = 0,000675 \text{ m}^4 \\ B = a \times b = 0,30 \times 0,30 = 0,09 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0,000675}{0,09}} = 0,08660 \text{ m}$$

D'où :

$$\lambda = \frac{2,142}{0,08660} = 24,73 < 35 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section des autres poteaux de même type est illustrée sur le tableau IV.4

Tableau IV.5: différent type des poteaux carrés

Type	Poteau (cm ²)	λ calculé	$\lambda = \frac{l_f}{l} \leq 35$
I	30x30	24,73	condition vérifiée
II	35x35	21,65	condition vérifiée
III	40x40	18,57	condition vérifiée

Vérification les conditions de RPA99 :

- **Poteau (30x30)cm²**

Min (a,b)= 30 cm >25 cm → condition vérifiée.

Min (a,b)= 30 cm >13,55 cm → condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < 1 < 4$$

- **Poteau (35x35)cm²**

Min (a,b)= 35 cm >25 cm → condition vérifiée.

Min (a,b)= 35 cm > 13,55 cm → condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < 1 < 4$$

- **Poteau (40x40)cm²**

Min (a,b)= 40 cm >25 cm → condition vérifiée.

Min (a,b)= 40 cm > 13,55 cm → condition vérifiée.

$$\frac{1}{4} < 1 < 4$$

IV.2.4.1.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles de contreventement doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \leq L/4 \\ e \geq h_e/20 \\ e \geq 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

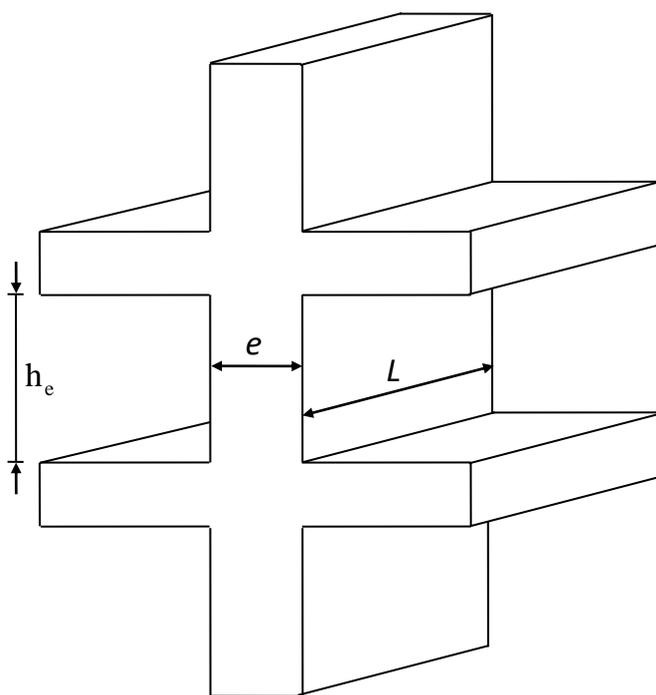


Figure IV.16 : Coupe de voile en élévation

Avec e : Epaisseur du mur voile.

L : Longueur du mur voile.

h_e : Hauteur libre du mur voile.

$$\begin{cases} e \leq 286/4 = 71,5 \text{ cm.} \\ e \geq 271/20 = 13,55 \text{ cm.} \\ e \geq 15 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$ pour tous les étages.

CHAPITRE V
ANALYSE
DYNAMIQUE

V.1. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vie humaine). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (RPA99).

V.2. Méthode de calcul : Selon l'article **4.1.1** de **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente ;
- méthode dynamique modale spectrale.

V.2.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode : **[RPA99/4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application : voir **[RPA99/4.1.2]**

- *Régularité en plan :* **[RPA99/3.5.1.a]**
- *Régularité en élévation :* **[RPA99/3.5.1.b]**

c – vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article **4.1.2** ; d'ou la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

Conclusion :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans se cas là, on va appliquer la méthode dynamique. **[RPA99/4.1.3]**

V.2.1.1. Modélisation :

Nous utiliserons les étapes suivantes dans la modélisation de notre structure :

- ✓ Détermination des propriétés des matériaux utilisés :

Les propriétés du béton;

Détermination des caractéristiques géométriques des elles utilisées : (Voir chapitre IV)

- ✓ Détermination les conditions aux limites :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe verticale). [RPA99/4.3.2]

- ✓ Détermination descente des charges : (Voir chapitre IV)

- ✓ Détermination Les forces sismiques **E** :

Ils sont distribués horizontalement et verticalement sur les éléments proportionnels à leurs rigidités par l'introduction d'un spectre de réponse dans deux directions orthogonale

(X et Y)

- ✓ Détermination les combinaisons des charges :

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

6) $G + Q - E$

7) $G + Q \pm 1.2E$

Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99) ;

D : Facteur d'amplification dynamique ;

Q : Facteur de qualité (tableau 4 -4 de RPA 99) ;

R : Coefficient de comportement (tableau 4 -3 de RPA 99) ;

W : Poids total de la structure.

V.2.1.2 Résultante de la force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. **Article 4-3-6** (RPA 99).

V.2.1.3 Calcul de la force sismique :

Coefficient d'accélération de la zone A :

A : donné par le **tableau 4 -1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est Oran classée comme zone IIa dans la carte sismique

$$\text{On à } \begin{cases} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)} \end{cases} \quad \text{Donc } \mathbf{A=0,15}$$

Coefficient de comportement **R** :

D'après le **tableau 4-3** de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est :

Suivant la description du system de contreventement.

On a (Mixte portiques/voiles avec interaction) donc **R=5**

Facteur de qualité **Q** :
$$Q = 1 + \sum_i Pq_i$$

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q

<i>Critère q »</i>	<i>P_q(cas régulier)</i>	<i>P_q(cas irrégulier)</i>
<i>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</i>	0,05	0,05
<i>2. Redondance en plan</i>	0,05	0,05
<i>3. Régularité en plan</i>	0,05	0(N/observé)
<i>4. Régularité en élévation</i>	0,05	0,05
<i>5. Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0,05	0,05
<i>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</i>	0,10	0,10
TOTAL	0,35	0,3

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

⇒ **Q=1,35 (cas régulier)**

⇒ **Q=1,30 (cas irrégulier)**

Pourcentage d'amortissement critique ξ : **[RPA99/Tableau 4.3]**

$\xi=7\%$ portiques (remplissage dense : béton armé).

Facteur de correction d'amortissement η :

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

Période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA99**, la formule de la période fondamentale est :

T : La valeur de la période fondamentale de la structure ;**[RPA99/4.2.4]**

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N=18.36m$

- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T=0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé).

[RPA99/Tableau 4.6]

- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x=20m$

$D_y=20m$

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 0,443s \\ \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,369s \dots \dots \text{suivant} \dots x - x \\ \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,369s \dots \dots \text{suivant} \dots y - y \end{cases} \Rightarrow T=0.37 \text{ secondes}$$

Les valeurs de T calculées par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de 30%.

$$T_{reg} = 1,3T_{RPA99}$$

$T_{reg}=0,48 \text{ s.}$

Le facteur D :

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7** (RPA99)

(Site S3) $T_2 = 0,50 \text{ sec} \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.88$

D = 2,2

Calcul du poids total de la structure W_t :

D’après le RPA 99 le poids total de la structure $W_t = W_G + \beta W_P$

Le coefficient β est donné par le tableau **4.5** (RPA 99)

On prend $\beta = 0.2$ (β : coefficient de pondération)

V.2.1.4 Préparation des données de ETABS

a) Calcul de la masse sismique dans chaque niveau :

Méthode de calcul :

$G =$ charge permanente (Kg/m^2) $P =$ charge d’exploitation (Kg/m^2)

Surface : S Périmètre : P

Terrasse : (W_5)

- Plancher: $G \times S$
- Acrotère : $S_{\text{Acrotère}} \times 2500 \times P$
- Poutres principales : $S_{\text{pp}} \times 2500 \times n \times L$
- Poutres secondaires : $S_{\text{ps}} \times 2500 \times n \times L$
- ½ poteaux : $0,5 \times (S_{\text{pot}} \times 2500 \times H_{\text{hauteur pot}} \times n)$
- ½ murs de façade : $0,5 (H_{\text{hauteur mur}} \times 220 \times P)$
- ½ Murs voiles : $0,5 (H_{\text{hauteur mur voile}} \times 2500 \times P \times \text{épaisseurs})$

Etage courant :

- Plancher: $G \times S$
- Poutres principales : $S_{pp} \times 2500 \times n \times L$
- Poutres secondaires : $S_{ps} \times 2500 \times n \times L$
- Poteaux : $S_{pot} \times 2500 \times H_{hauteur\ pot} \times n$
- Murs de façade : $H_{hauteur\ mur} \times 220 \times P_{\acute{e}r}$
- Murs voiles : $H_{hauteur\ mur\ voile} \times 2500 \times P_{\acute{e}r} \times \acute{e}paisseurs$

Calcul des forces sismique totale Vt :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Tableau V.2 : Calcul des forces sismiques totales Vt

	<i>A</i>	<i>D</i>	<i>Q</i>	<i>W_t</i>	<i>R</i>	<i>V_t</i>
<i>I.1</i>	0,15	2,2	1,35	36767,34	5	3275,96
<i>I.2</i>			1,3	35497,7		3045,70
<i>I.3</i>			1,3	34318,12		2944,50
<i>Z.1</i>			1,35	32958,7		2936,62
<i>Z.2</i>			1,3	29879,36		2563,65
<i>Z.3</i>			1,3	25845,58		2217,55
<i>L.1</i>			1,35	36602,34		3261,27
<i>L.2</i>			1,3	32568,55		2794,38
<i>L.3</i>			1,3	26809,60		2300,26

Cas des Bâtiments irréguliers en plan :

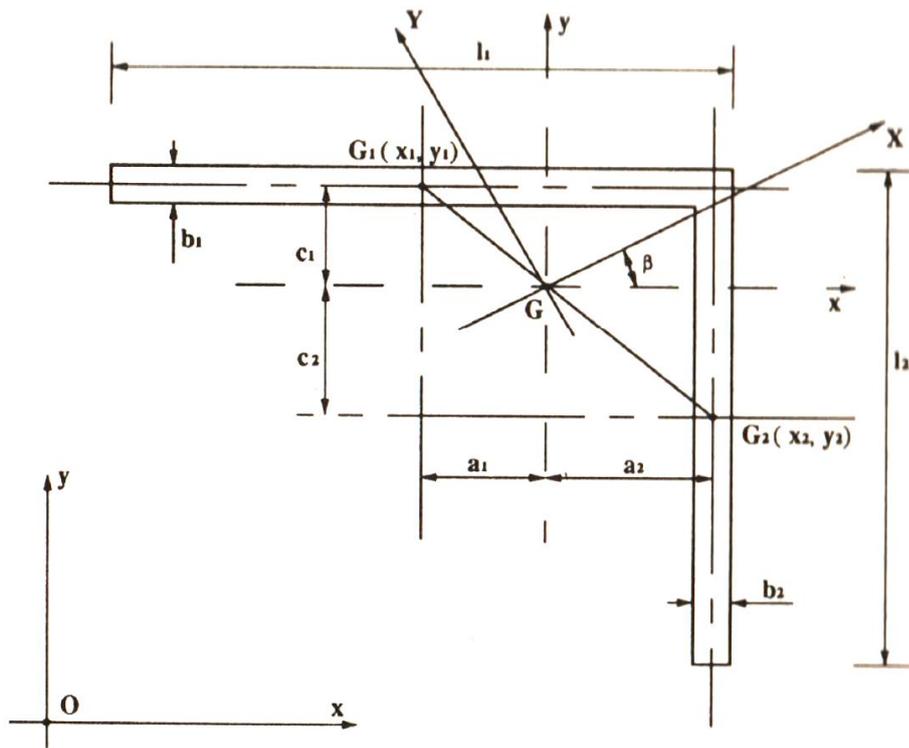
Lors de la conception de la structure d'un bâtiment, l'action sismique est considérée en général suivant les plans ou les axes principaux de la structure. Les axes principaux de la structure dépendent de sa rigidité par rapport à l'axe principal vertical donc par rapport aux dispositions des portiques et des voiles dans la structure.

Théoriquement, l'effet global du séisme peut être défini par une combinaison quadratique entre les effets principaux Rx et Ry par $R = \sqrt{(R^2_x + R^2_y)}$ ou en combinaison de Newmark $R = \pm R_x \pm 0,4.R_y$.

Pratiquement, le règlement algérien RPA99 préconise de tenir compte des effets du séisme dans une direction Rx ou Ry en majorant cet effet de +20% pour le dimensionnement des poteaux. Le RPA 99 définit les directions principales comme suit : « *Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.* ».

A titre d'exemple si on veut chercher les axes principaux d'un bâtiment en forme de L (axes principaux ou directions les plus défavorables du séisme qui entraînent les réponses ou les sollicitations maximales nécessaires pour un dimensionnement conséquent.) on calculera tout d'abord :

- La position de son centre de gravité G
- Ses deux inerties principales, avec leur direction, par la méthode exposée ci-après à l'aide du cas le plus simple d'un bâtiment profilé (en L par exemple) composé de deux parties linéaires



Les inerties principales et les directions principales d'inertie sont les valeurs et directions propres du tenseur :

$$\begin{bmatrix} I_x & I_{xy} \\ I_{yx} & I_y \end{bmatrix} \quad \text{tg } 2\beta = \frac{2 I_{xy}}{I_y - I_x} \quad I_X \text{ et } I_Y = \frac{1}{2} \left[I_x + I_y \pm \sqrt{(I_x - I_y)^2 + 4 I_{xy}^2} \right]$$

$$S_1 = b_1 l_1 \quad S_2 = b_2 l_2 \quad x_G = (S_1 x_1 + S_2 x_2) / (S_1 + S_2) \quad y_G = (S_1 y_1 + S_2 y_2) / (S_1 + S_2)$$

Les inerties par rapport à \$G_x\$ et \$G_y\$ valent :

$$I_y = \frac{b_1 l_1^3}{12} + b_1 l_1 a_1^2 + \left(\frac{l_2 b_2^3}{12} \right)^* + b_2 l_2 a_2^2 \quad I_x = \frac{b_2 l_2^3}{12} + b_2 l_2 c_2^2 + \left(\frac{l_1 b_1^3}{12} \right)^* + b_1 l_1 c_1^2$$

(..)* : négligeable

$$I_{xy} = b_1 l_1 a_1 c_1 + b_2 l_2 a_2 c_2$$

\$\beta\$: angle d'incidence ou d'excitation sismique du bâtiment

\$I_x\$: l'inertie du bâtiment par rapport à l'axe \$x\$

\$I_y\$: l'inertie du bâtiment par rapport à l'axe \$y\$

\$I_{xy}\$: produit d'inertie du bâtiment

Par la suite, le calcul de cet angle se fait automatiquement via plusieurs logiciels tels que AUTOCAD etc.

Pour notre cas, logiciel SOCOTEC donne l'angle β des 09 formes de structures illustrées dans ce mémoire :

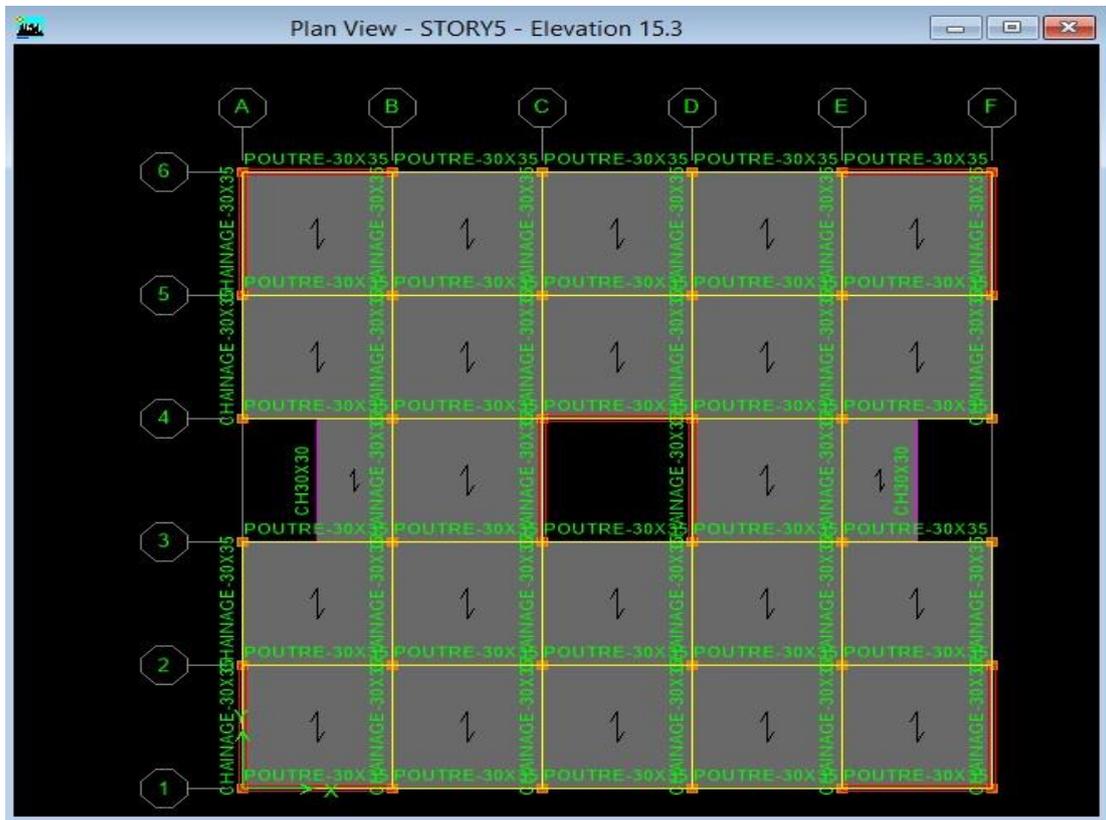


Figure V.1 : vue en plan de structure I.1 par logiciel ETABS

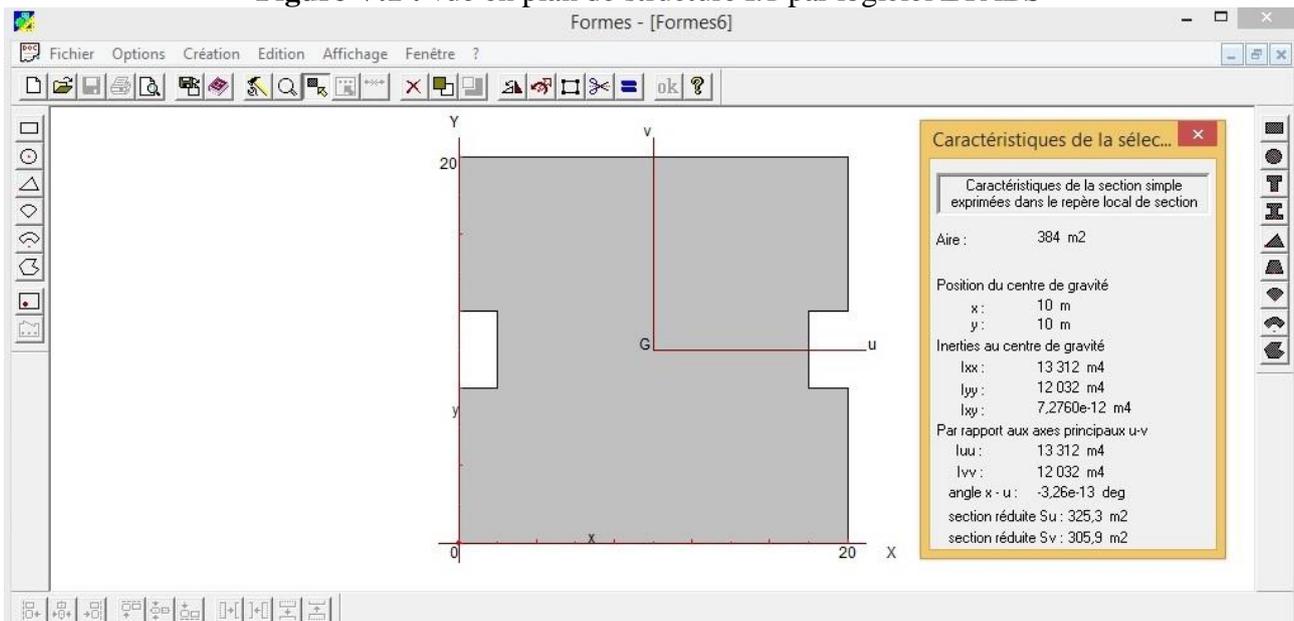


Figure V.2 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOTEC (structure I.1)

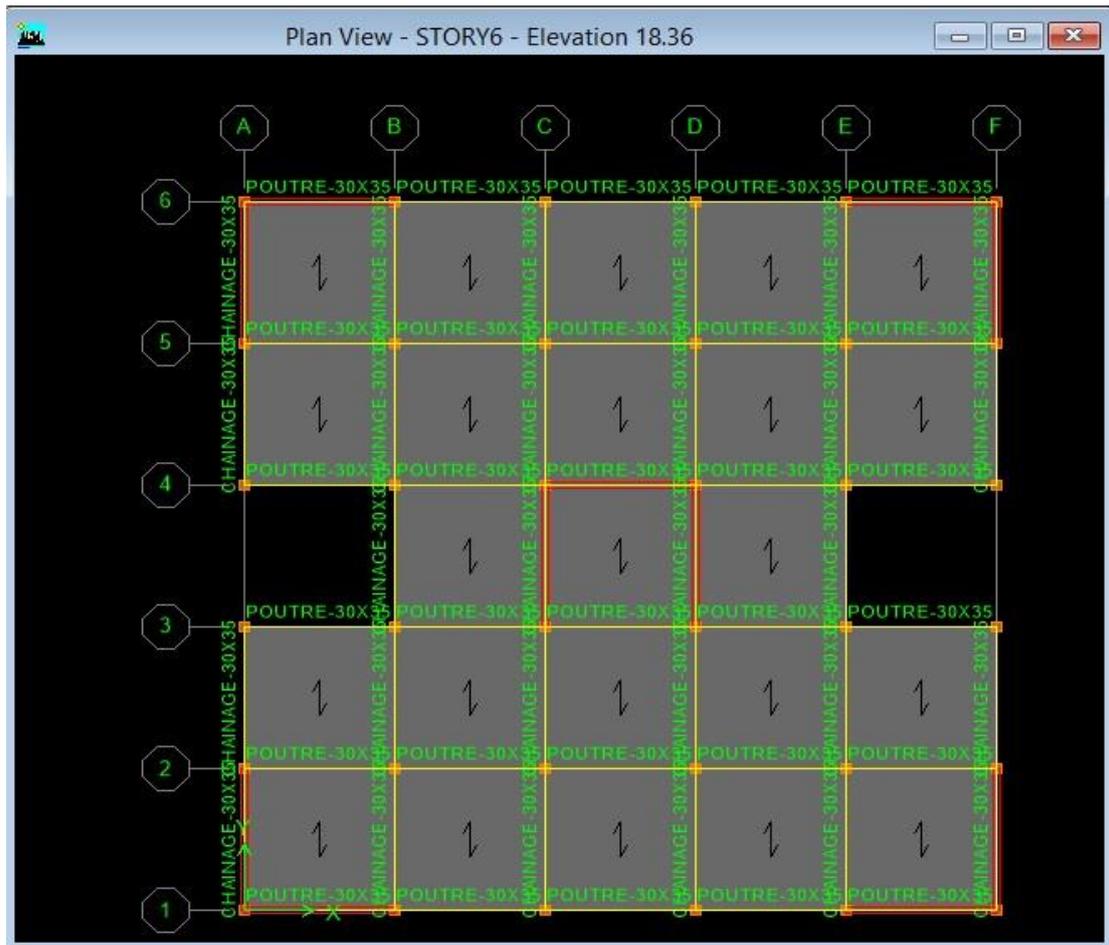


Figure V.3 : vue en plan de structure I.2 par logiciel ETABS

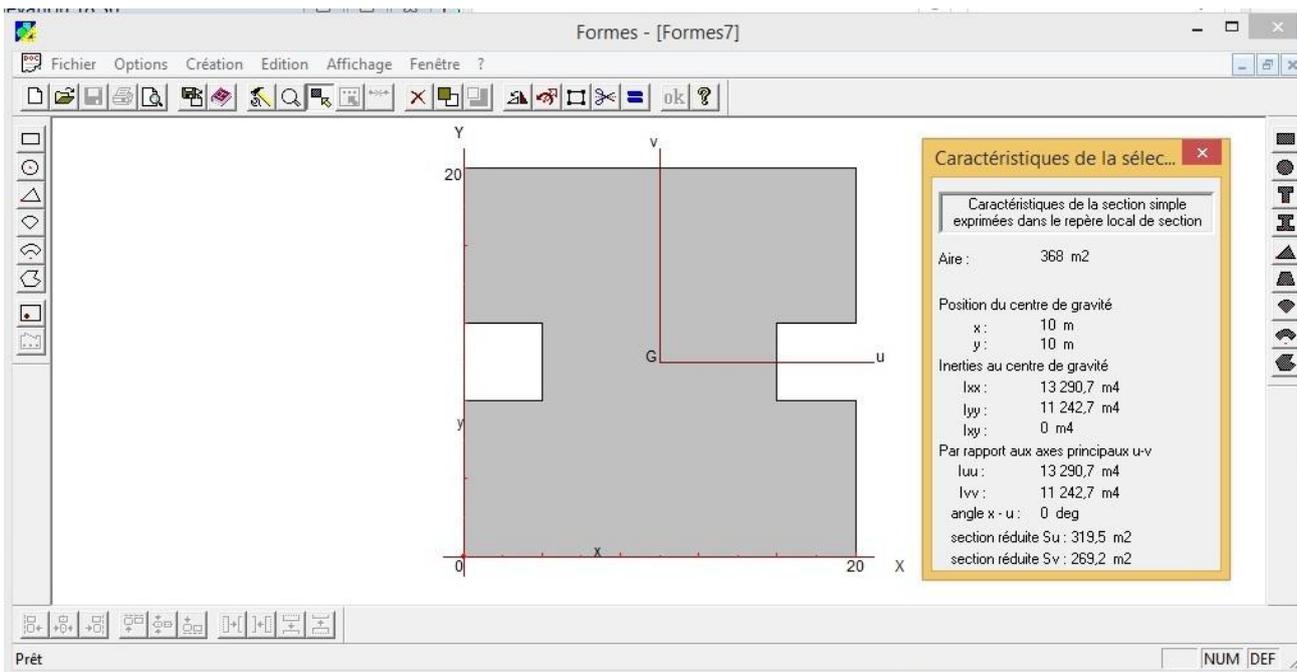


Figure V.4 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure I.2)

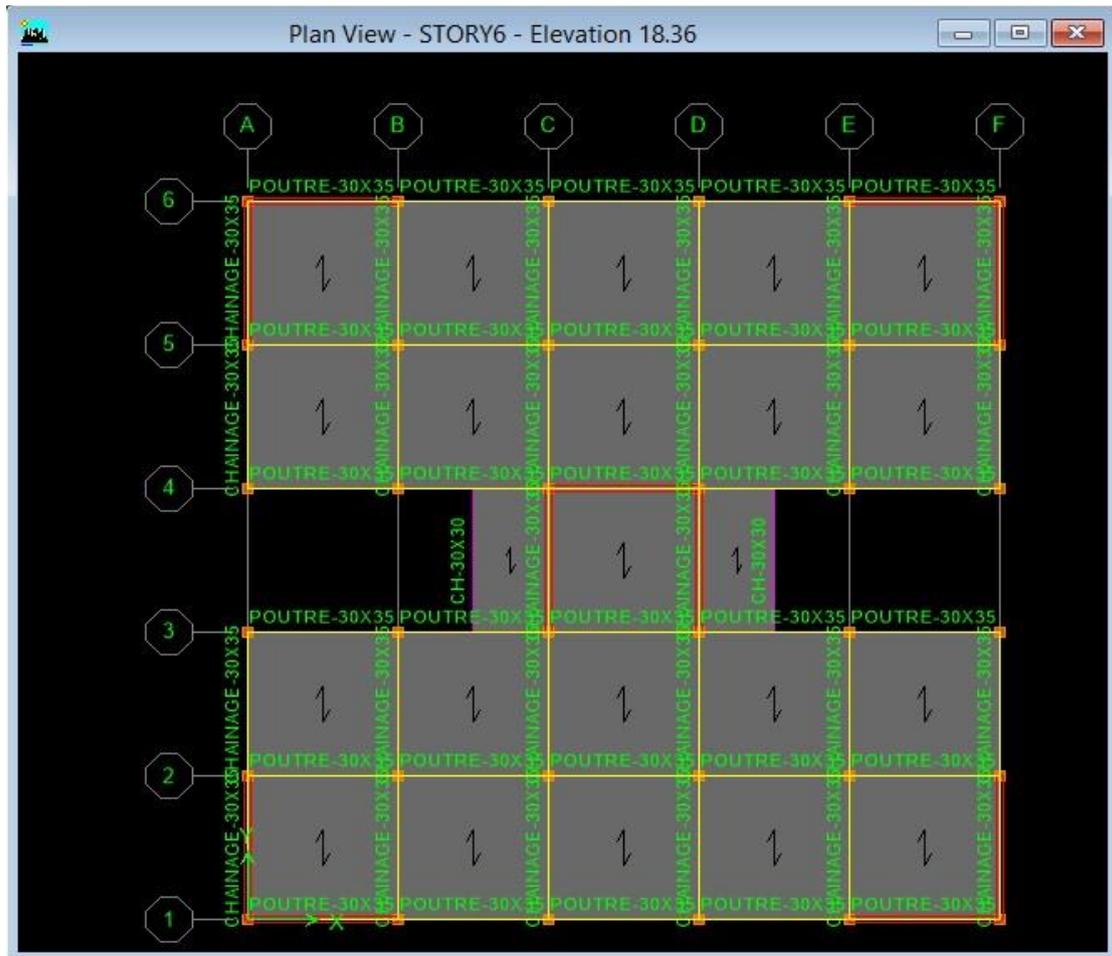


Figure V.5 : vue en plan de structure I.3 par logiciel ETABS

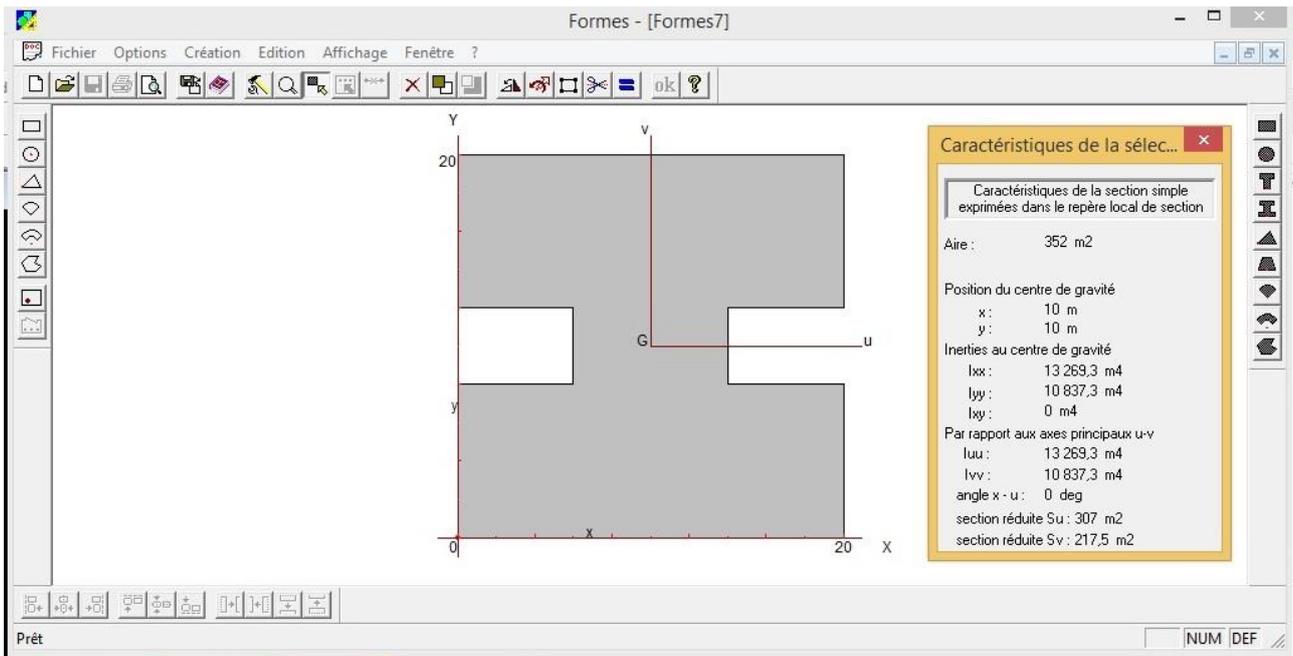


Figure V.6 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure I.3)

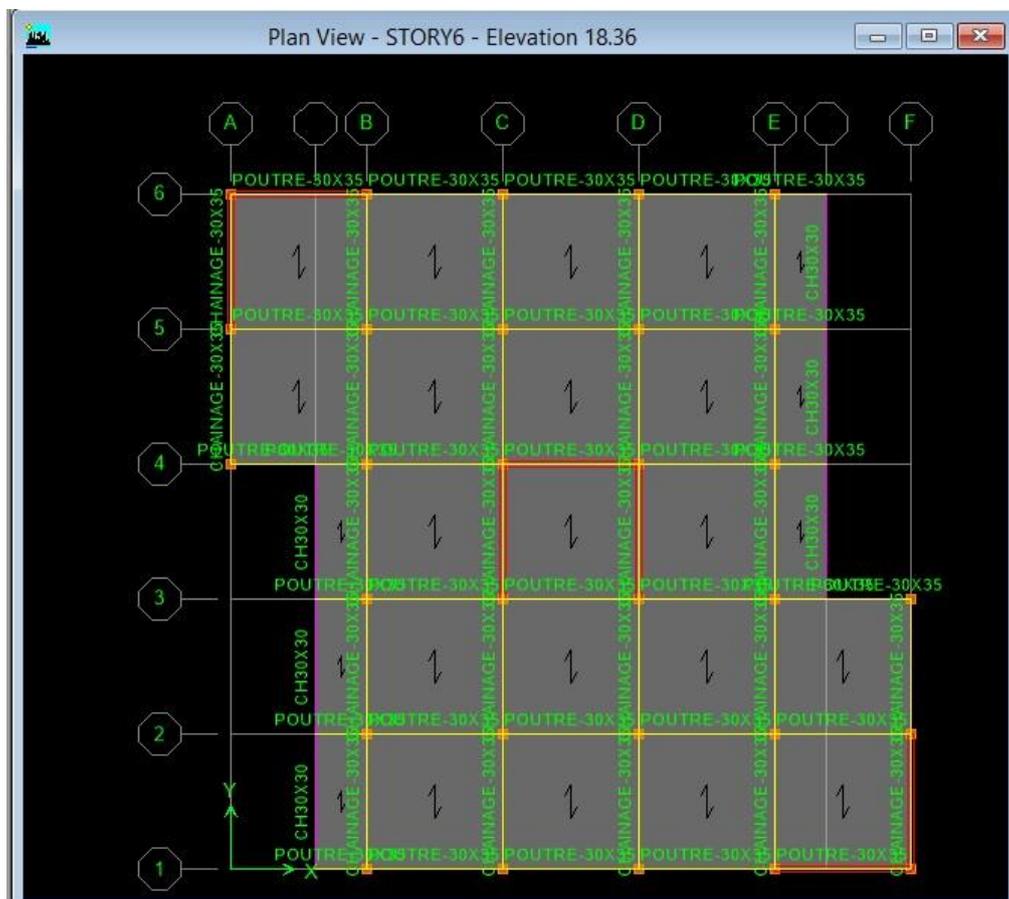


Figure V.7 : vue en plan de structure Z.1 par logiciel ETABS

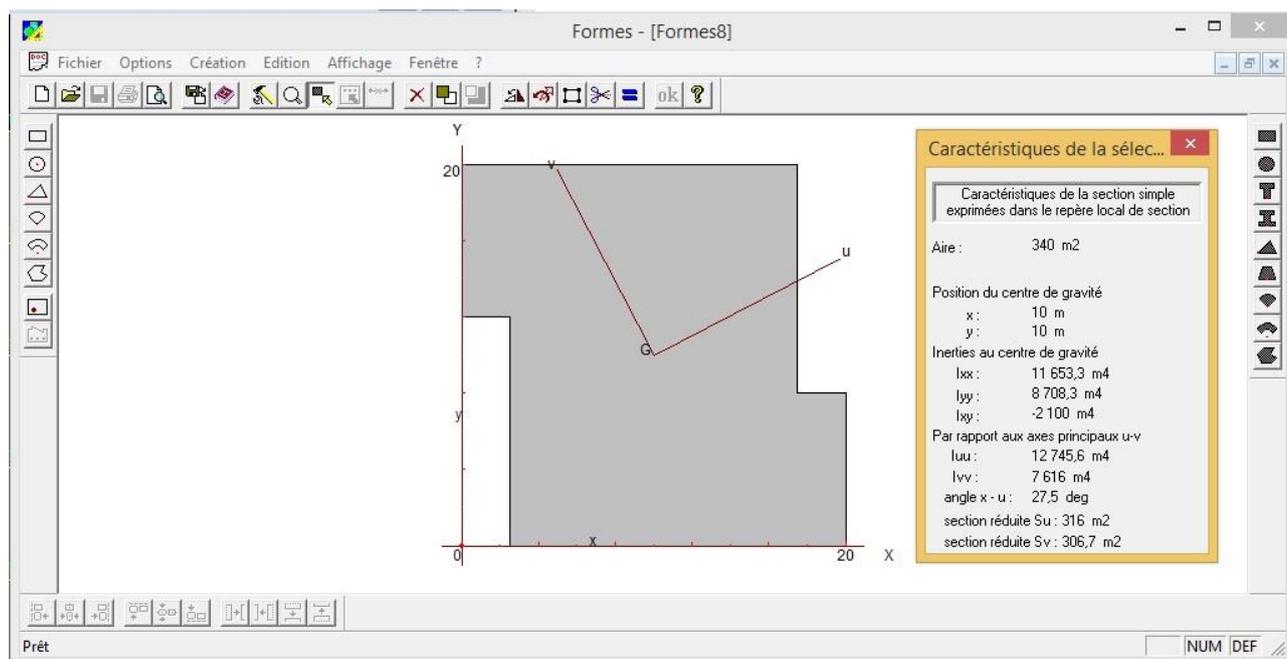


Figure V.8: calcul de l'angle β a l'aide de logiciel SOCOFEC (structure Z.1)

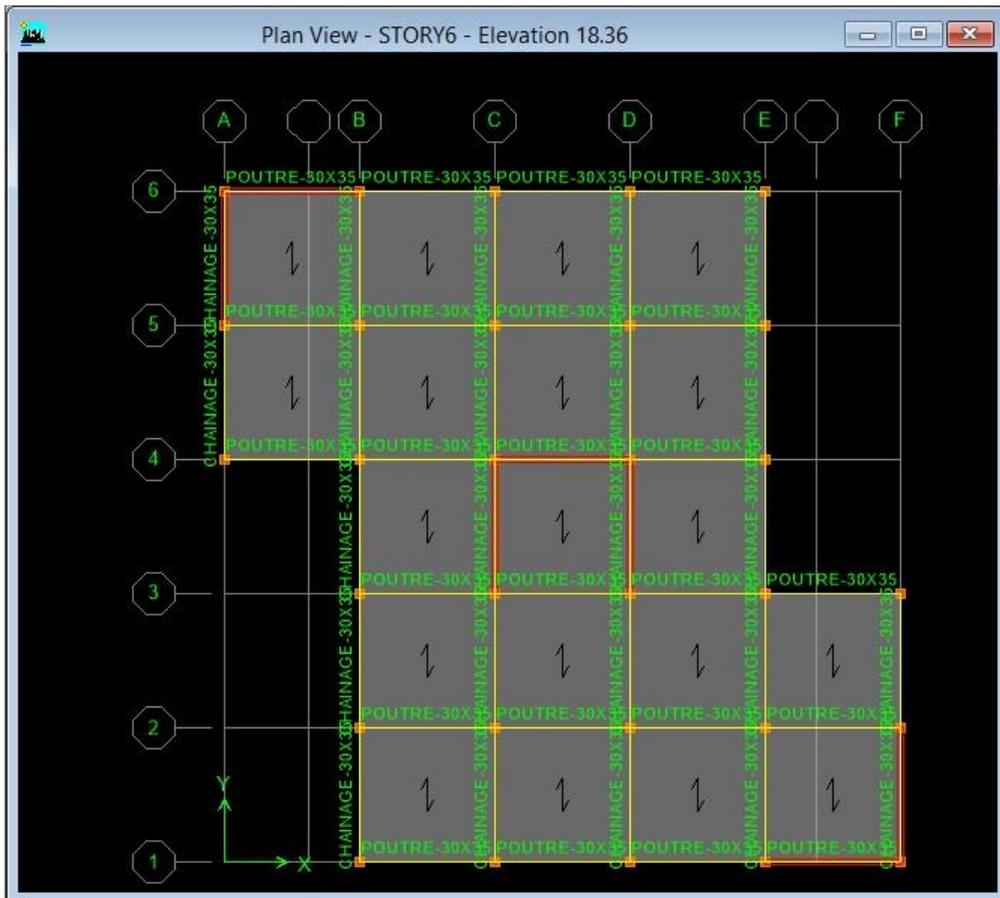


Figure V.9 : vue en plan de structure Z.2 par logiciel ETABS

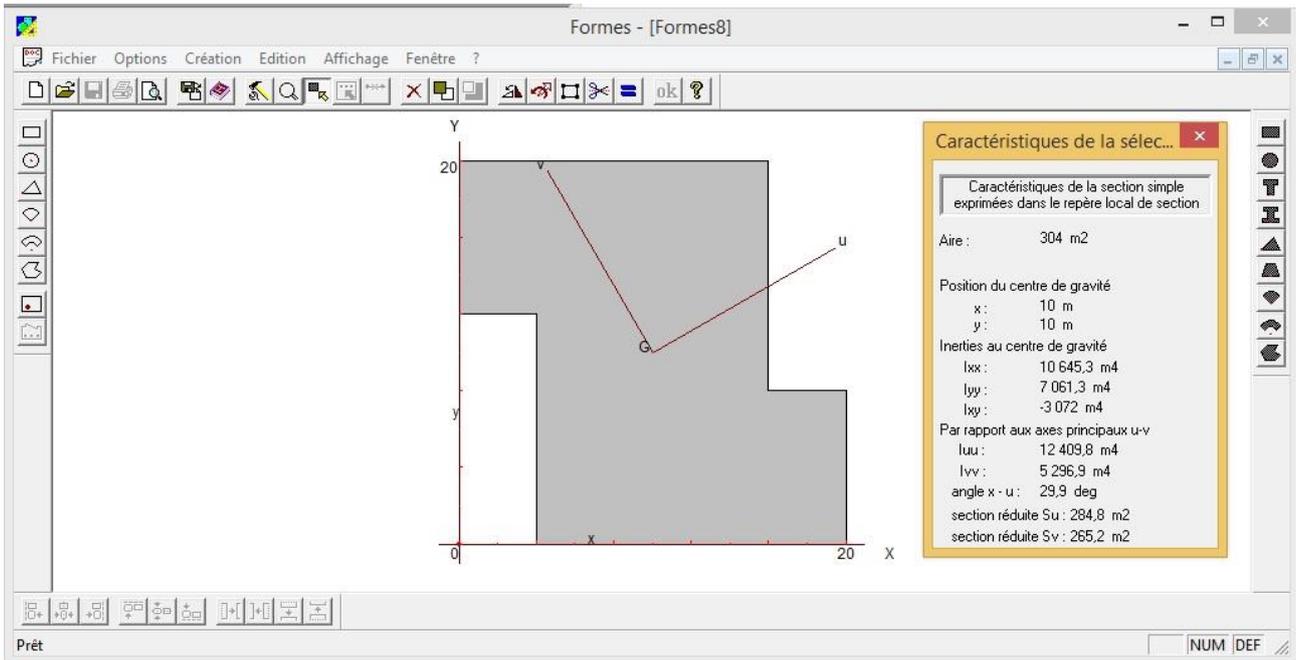


Figure V.10 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure Z.2)

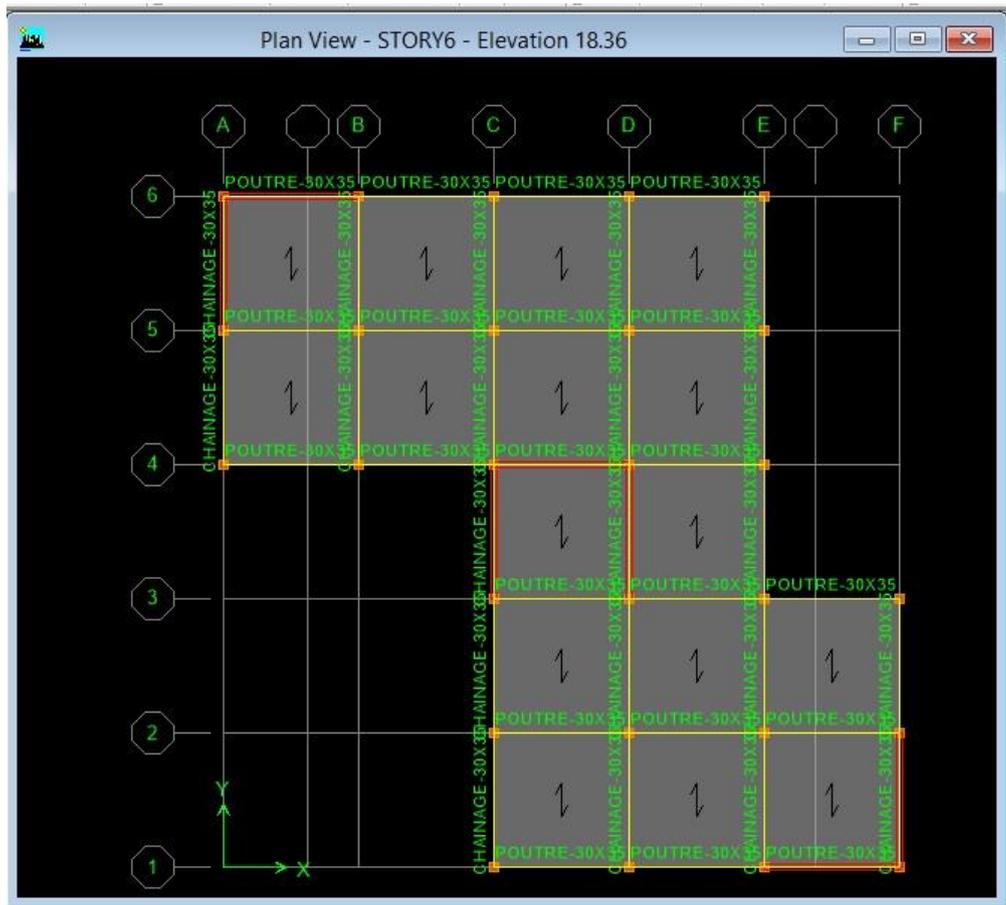


Figure V.11 : vue en plan de structure Z.3 par logiciel ETABS

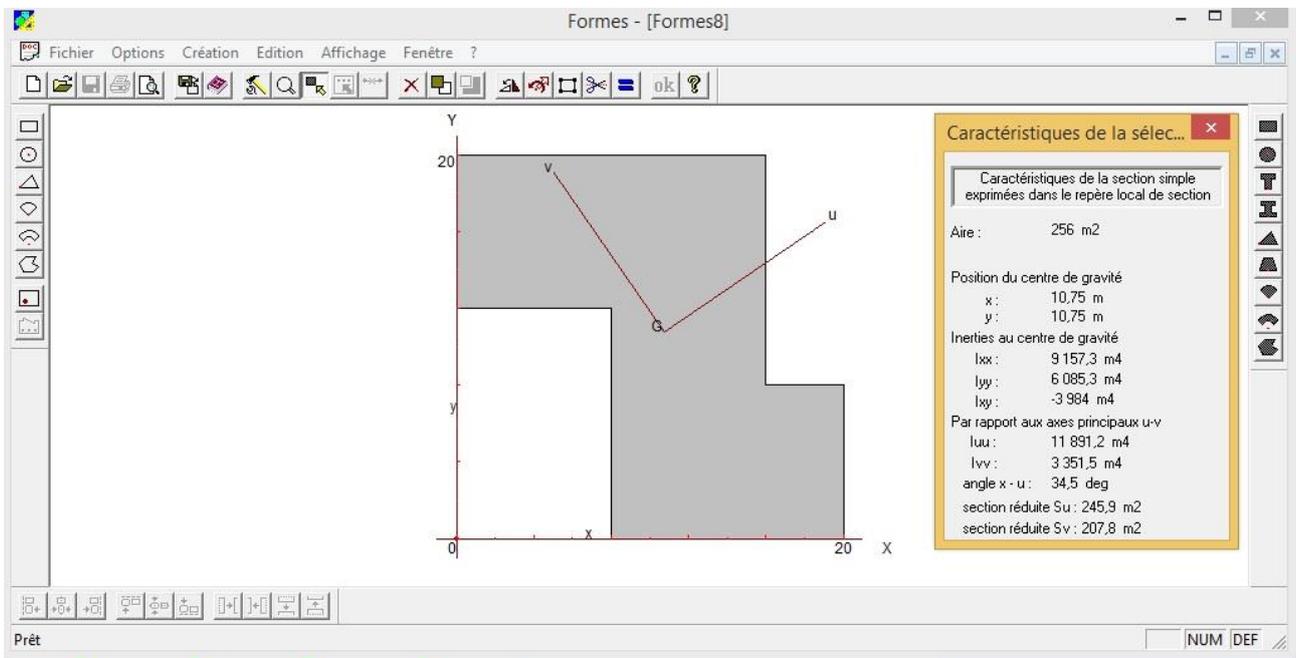


Figure V.12 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure Z.3)

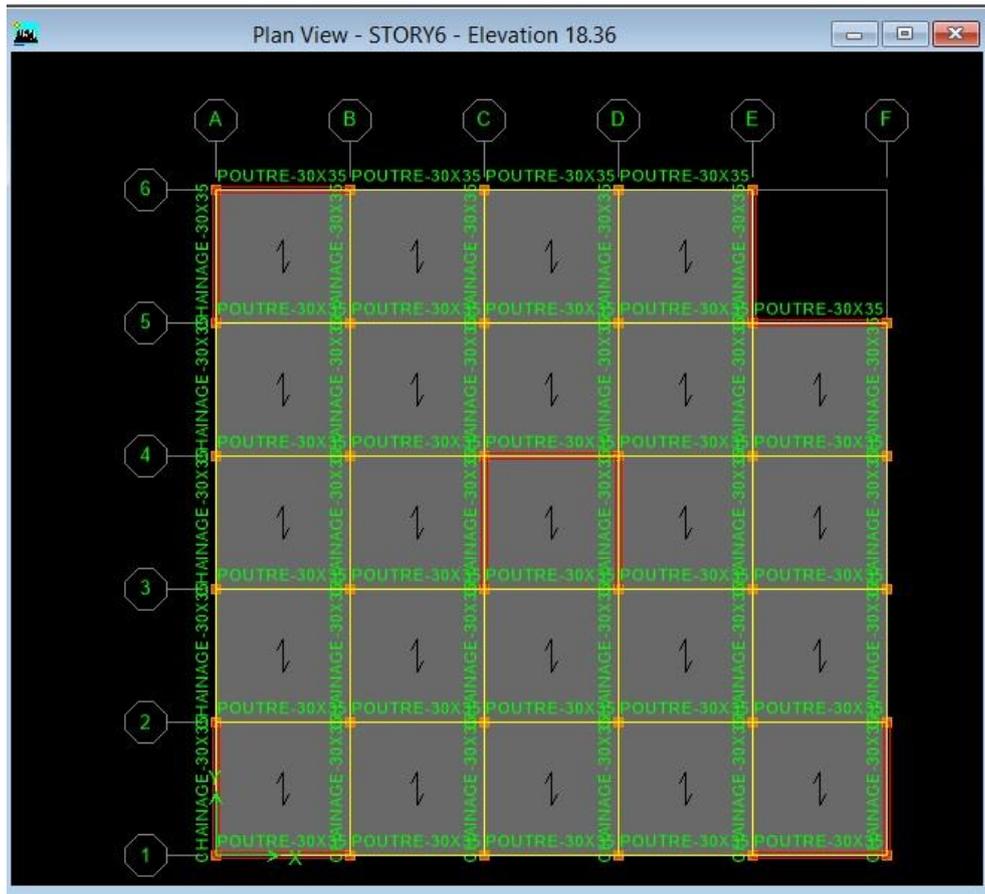


Figure V.13 : vue en plan de structure L.1 par logiciel ETABS

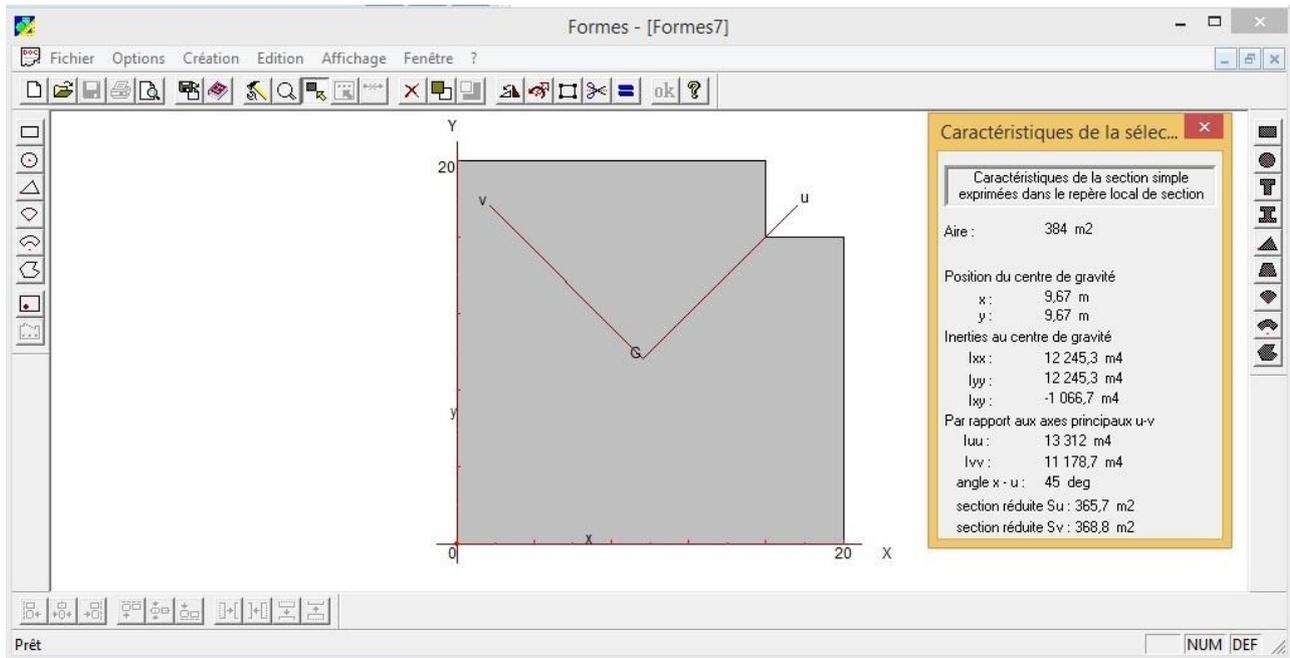


Figure V.14: calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOTEC (structure L.1)

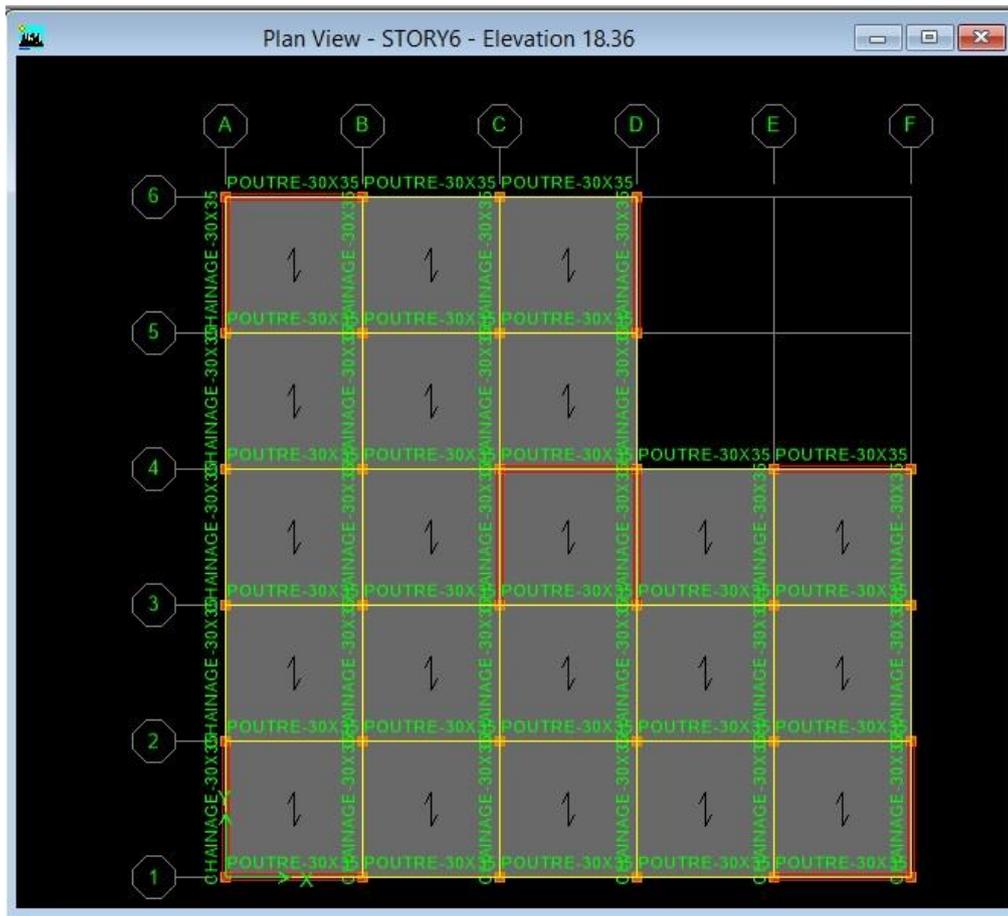


Figure V.15 : vue en plan de structure L.2 par logiciel ETABS

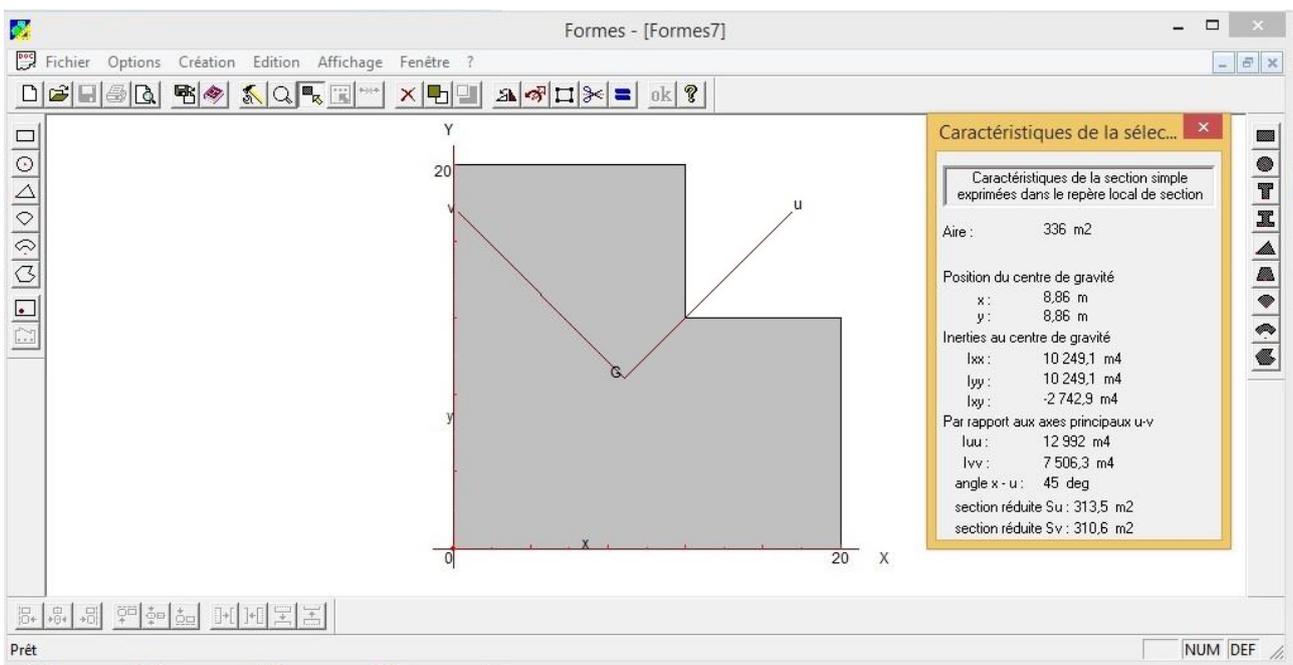


Figure V.16 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure L.2)

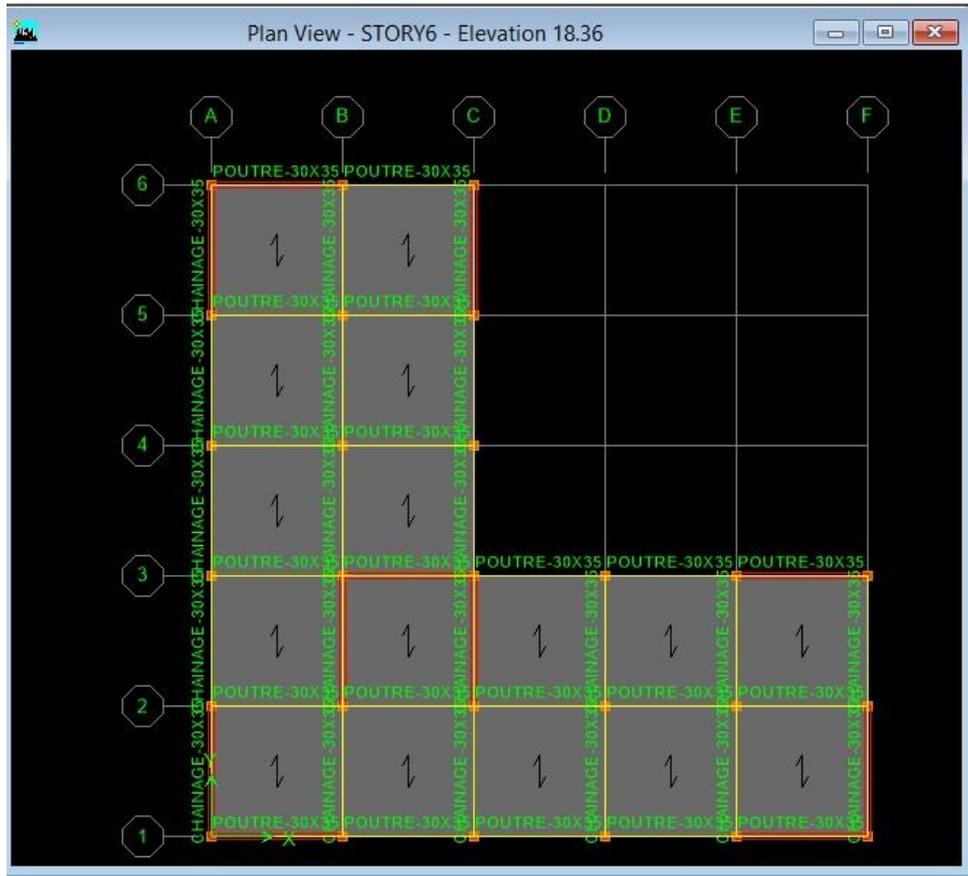


Figure V.17 : vue en plan de structure L.3 par logiciel ETABS

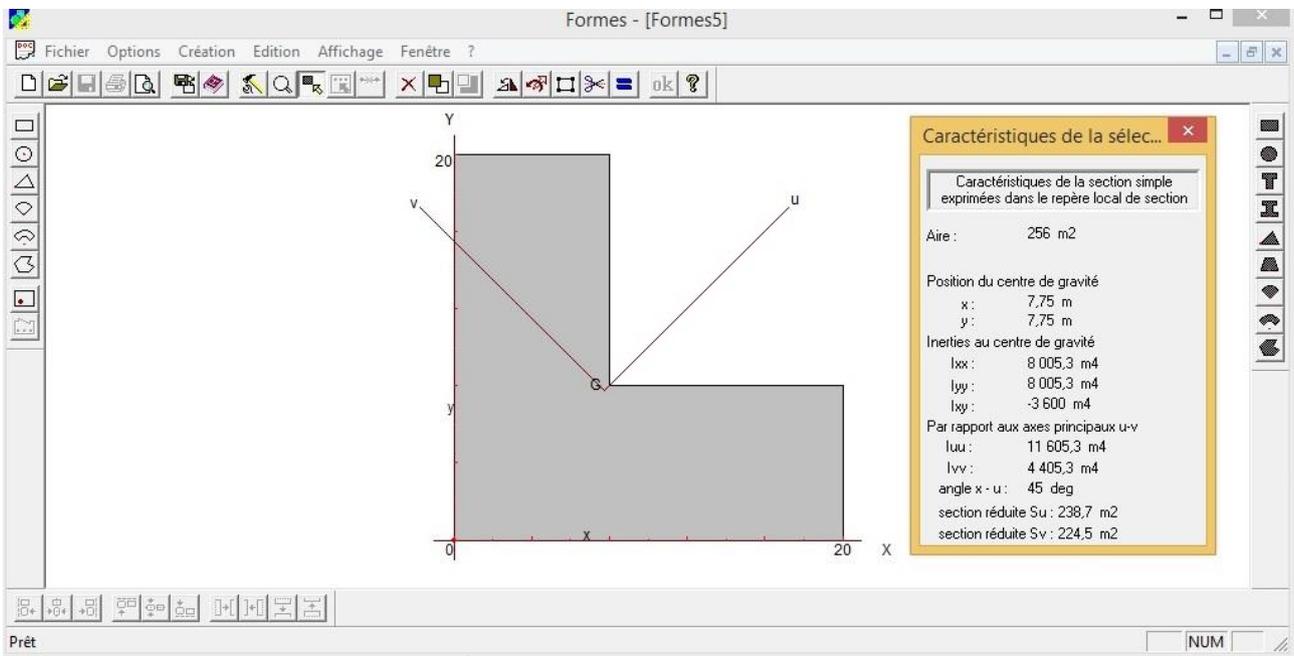


Figure V.18 : calcul de l'angle β à l'aide de logiciel SOCOFEM (structure L.3)

V.2.2. Méthodes dynamiques :

Il est plus intéressant d'utiliser la méthode qui peut être basée sur l'utilisation d'accélérographes ou sur un spectre de réponse adoptée à l'activité sismique de la région où l'étude a été faite, et pour un sol donné. Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par ces forces.

Cette méthode nécessite en plus de la meilleure modélisation de la structure, une bonne assistance dans l'étape d'analyse, à qui rend la résolution complexe pour les constructions de grandes dimensions.

La création des logiciels effectuant ce type d'analyse a permis une économie de biens et de temps perdus dans ces résolutions

ETABS 9.7.4 est un logiciel utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par élément, il offre :

- ✓ Les performances de la technologie d'aujourd'hui ;
- ✓ Capacité de calcul ;
- ✓ Vitesse d'exécution ;
- ✓ Précision ;
- ✓ Analyse statique et dynamique.

V.2.2.1 Condition d'application :

Selon le RPA 99, la méthode d'analyse modale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

V.2.2.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA. Tableau 4.7)

$$\text{Site 03} \left\{ \begin{array}{l} \text{T1}=0,15\text{s} \\ \text{T2}=0,50\text{s} \end{array} \right.$$

V.2.2.3 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

V.2.2.4 Combinaison des réponses modales :

a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1|+|E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

V.2.2.5 Exemple Pour Les Résultats De Calcul : cas de structure I.1

Tableau V.3 : Modes propres de la structure I.1 (cas exemplaire)..

<i>Mode</i>	<i>Period (S)</i>	<i>UX(%)</i>	<i>UY(%)</i>	<i>SumUX(%)</i>	<i>SumUY(%)</i>	<i>SumRZ(%)</i>
1	0,350865	0	69,4609	0	69,4609	0
2	0,348356	70,0508	0	70,0508	69,4609	0,4151
3	0,219673	0,4519	0	70,5027	69,4609	70,6268
4	0,08326	20,8357	0	91,3384	69,4609	70,7134
5	0,07919	0	21,528	91,3384	90,9889	70,7134
6	0,053356	0,071	0	91,4093	90,9889	92,4249
7	0,039648	5,5998	0	97,0092	90,9889	92,4469
8	0,036849	0	5,9572	97,0092	96,946	92,4469
9	0,026472	2,0984	0	99,1076	96,946	92,4474
10	0,026085	0,0021	0	99,1096	96,946	97,592
11	0,024334	0	2,1653	99,1096	99,1114	97,592
12	0,020734	0,7212	0	99,8309	99,1114	97,5934

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la Structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

V.2.2.6. Vérification Art 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à **90 %** de la masse totale de la structure.

Direction xx : 12modes (**99.83%** de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 12modes (**99.11%** de la masse sismique de la structure)

Vérification la résultante des forces sismiques Art 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

V.2.2.7. La résultante des forces sismiques :

1. Après interprétation des résultats du fichier Etabs, les résultantes des forces sismiques à la base sont vérifiées pour toutes les structures

Tableau V.4: Vérification V_t par rapport au V_{dyn}

	V_t	$V_{ix} 0.8$	V_{dyn}	$V_{dyn} > 80\% V_t$
I.1	3275,96	2620,76	3047,53	Condition Verifiée
I.2	3045,70	2436,56	2824,91	Condition Verifiée
I.3	2944,50	2355,60	2730,98	Condition Verifiée
Z.1	2936,62	2349,29	2715,08	Condition Verifiée
Z.2	2563,65	2050,92	2360,68	Condition Verifiée
Z.3	2217,55	1774,04	2045,49	Condition Verifiée
L.1	3261,27	2609,01	2999,07	Condition Verifiée
L.2	2794,38	2235,50	2525,24	Condition Verifiée
L.3	2300,26	1840,20	2103,18	Condition Verifiée

V.2.3. Vérification des déplacements relatifs des étages : [RPA99/4.4.3]

a) Déplacement relatif :

D'après l'article 4.4.3 du RPA99, le déplacement horizontal à chaque niveau égal :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif est égal :

$$\Delta k = R \cdot (\delta_{ek} - \delta_{ek-1})$$

b) Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

Remarque :

La vérification du déplacement de tous les niveaux est effectuée sur les tableaux suivant :

Tableau V.5 : Vérification du déplacement des planchers I.1.

I.1	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
He (cm)						
306	0.4738	0.4848	2.369	2.424	3.06	c.v
306	0.3759	0.3809	1.8795	1.9045	3.06	c.v
306	0.2764	0.2768	1.382	1.384	3.06	c.v
306	0.1812	0.1788	0.906	0.894	3.06	c.v
306	0.0974	0.0941	0.487	0.4705	3.06	c.v
306	0.0336	0.0313	0.168	0.1565	3.06	c.v

Tableau V.6 : Vérification du déplacement des planchers I.2.

I.2	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
He (cm)						
306	0.4364	0.4469	2.182	2.2345	3.06	c.v
306	0.3462	0.3511	1.731	1.7555	3.06	c.v
306	0.2546	0.2552	1.273	1.276	3.06	c.v
306	0.167	0.1648	0.835	0.824	3.06	c.v
306	0.0898	0.0868	0.449	0.434	3.06	c.v
306	0.031	0.0289	0.155	0.1445	3.06	c.v

Tableau V.7 : Vérification du déplacement des planchers I.3.

I.3	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.4213	0.4441	2.1065	2.2205	3.06	c.v
306	0.3343	0.0347	1.6715	0.1735	3.06	c.v
306	0.2458	0.0252	1.229	0.126	3.06	c.v
306	0.1612	0.0163	0.806	0.0815	3.06	c.v
306	0.0868	0.0086	0.434	0.043	3.06	c.v
306	0.0299	0.0029	0.1495	0.0145	3.06	c.v

Tableau V.8 : Vérification du déplacement des planchers Z.1.

Z1	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.3832	0.3885	1.916	1.9425	3.06	c.v
306	0.3038	0.3052	1.519	1.526	3.06	c.v
306	0.2232	0.2218	1.116	1.109	3.06	c.v
306	0.1461	0.1432	0.7305	0.716	3.06	c.v
306	0.0785	0.0754	0.3925	0.377	3.06	c.v
306	0.027	0.0251	0.135	0.1255	3.06	c.v

Tableau V.9 : Vérification du déplacement des planchers Z.2.

Z.2	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.3233	0.3293	1.6165	1.6465	3.06	c.v
306	0.2563	0.2587	1.2815	1.2935	3.06	c.v
306	0.1883	0.1879	0.9415	0.9395	3.06	c.v
306	0.1234	0.1213	0.617	0.6065	3.06	c.v
306	0.0663	0.0639	0.3315	0.3195	3.06	c.v
306	0.0228	0.0213	0.114	0.1065	3.06	c.v

Tableau V.10 : Vérification du déplacement des planchers Z.3.

Z.3	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
He (cm)	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.265	0.2693	1.325	1.3465	3.06	c.v
306	0.2103	0.2117	1.0515	1.0585	3.06	c.v
306	0.1546	0.1539	0.773	0.7695	3.06	c.v
306	0.1014	0.0994	0.507	0.497	3.06	c.v
306	0.0545	0.0524	0.2725	0.262	3.06	c.v
306	0.0188	0.0175	0.094	0.0875	3.06	c.v

Tableau V.11 : Vérification du déplacement des planchers L.1.

L.1	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
He (cm)	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.3342	0.3397	1.671	1.6985	3.06	c.v
306	0.2651	0.2669	1.3255	1.3345	3.06	c.v
306	0.1948	0.194	0.974	0.97	3.06	c.v
306	0.1277	0.1253	0.6385	0.6265	3.06	c.v
306	0.0686	0.066	0.343	0.33	3.06	c.v
306	0.0236	0.022	0.118	0.11	3.06	c.v

Tableau V.12 : Vérification du déplacement des planchers L.2.

L.2	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
He (cm)	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.2958	0.3563	1.479	1.7815	3.06	c.v
306	0.235	0.279	1.175	1.395	3.06	c.v
306	0.173	0.2019	0.865	1.0095	3.06	c.v
306	0.1134	0.1294	0.567	0.647	3.06	c.v
306	0.061	0.0673	0.305	0.3365	3.06	c.v
306	0.021	0.0218	0.105	0.109	3.06	c.v

Tableau V.13 : Vérification du déplacement des planchers L.3.

L.3	δ_{eK} (cm)		Δ_K (cm)		Δ_{radm} (cm)	Vérification $\Delta_K < \Delta_{radm}$
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy		
306	0.2512	0.3239	1.256	1.6195	3.06	c.v
306	0.1995	0.254	0.9975	1.27	3.06	c.v
306	0.1469	0.184	0.7345	0.92	3.06	c.v
306	0.0963	0.1181	0.4815	0.5905	3.06	c.v
306	0.0518	0.0614	0.259	0.307	3.06	c.v
306	0.0178	0.0199	0.089	0.0995	3.06	c.v

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA99/5.9]**

les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k : hauteur de l'étage k

Si $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre

par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Calcul V_k :

$$V_k = \frac{w_i \times h_i \times v_t}{\sum w_i \times h_i}$$

W_i : le poids propre de l'étage

h_i : la hauteur cumuler a la base de la structure

v_t : la force sismique totale

Tableau V.14 : Vérification de l'effet P-Δ I.1.

I.1									
NIV	Pk (KN)	Δ kx (cm)	Δ ky (cm)	V _{Kx} (KN)	V _{Ky} (KN)	Hk (cm)	θ _x	θ _y	OBS θ < 0,10
6	6290.46	2.369	2.424	1055.38	1069.68	306	0.0461	0.0466	c.v
5	12272.92	1.8795	1.9045	1734.73	1740.99	306	0.0435	0.0439	c.v
4	18344.88	1.382	1.384	2219.18	2218.29	306	0.0373	0.0374	c.v
3	24416.85	0.906	0.894	2595.22	2591.74	306	0.0279	0.0275	c.v
2	30592.09	0.487	0.4705	2880.98	2877.29	306	0.0169	0.0163	c.v
1	36767.33	0.168	0.1565	3049.28	3047.53	306	0.0066	0.0062	c.v

Tableau V.15 : Vérification de l'effet P-Δ I.2.

I.2									
NIV	Pk (KN)	Δ kx (cm)	Δ ky (cm)	V _{Kx} (KN)	V _{Ky} (KN)	Hk (cm)	θ _x	θ _y	OBS θ < 0,10
6	6074.86	2.182	2.2345	980.81	994.75	306	0.0442	0.0446	c.v
5	11846.52	1.731	1.7555	1603.14	1609.23	306	0.0418	0.0422	c.v
4	17707.68	1.273	1.276	2045.62	2045.04	306	0.0360	0.0361	c.v
3	23568.85	0.835	0.824	2393.32	2390.92	306	0.0269	0.0265	c.v
2	29533.29	0.449	0.434	2662.81	2661.02	306	0.0163	0.0157	c.v
1	35497.73	0.155	0.1445	2824.91	2825.56	306	0.0064	0.0059	c.v

Tableau V.16 : Vérification de l'effet P- Δ I.3.

I.3									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	5874.26	2.1065	2.2205	947.44	97.95	306	0.0427	0.0435	c.v
5	11450.12	1.6715	0.1735	1548.41	158.46	306	0.0404	0.0410	c.v
4	17115.49	1.229	0.126	1975.24	201.33	306	0.0348	0.0350	c.v
3	22780.85	0.806	0.0815	2311.51	235.44	306	0.0260	0.0258	c.v
2	28549.49	0.434	0.043	2573.2	262.16	306	0.0157	0.0153	c.v
1	34318.13	0.1495	0.0145	2730.98	278.47	306	0.0061	0.0058	c.v

Tableau V.17 : Vérification de l'effet P- Δ Z.1.

Z.1									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	5660.38	1.916	1.9425	839.61	852.62	306	0.0422	0.0421	c.v
5	11025.95	1.519	1.526	1377.31	1385.74	306	0.0397	0.0397	c.v
4	16466.11	1.116	1.109	1759.31	1763.69	306	0.0341	0.0338	c.v
3	21906.27	0.7305	0.716	2057.42	2060.95	306	0.0254	0.0249	c.v
2	27432.5	0.3925	0.377	2286.11	2290.1	306	0.0154	0.0148	c.v
1	32958.72	0.135	0.1255	2421.54	2427.24	306	0.0060	0.0056	c.v

Tableau V.18 : Vérification de l'effet P- Δ Z.2.

Z.2									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	5138.15	1.6165	1.6465	715.44	726.62	306	0.0379	0.0380	c.v
5	9992.3	1.2815	1.2935	1166.93	1173.64	306	0.0359	0.0360	c.v
4	14921.04	0.9415	0.9395	1486.12	1489.2	306	0.0309	0.0308	c.v
3	19849.77	0.617	0.6065	1739.43	1742.06	306	0.0230	0.0226	c.v
2	24864.57	0.3315	0.3195	1939.01	1942.4	306	0.0139	0.0134	c.v
1	29879.37	0.114	0.1065	2060.12	2065.27	306	0.0054	0.0050	c.v

Tableau V.19 : Vérification de l'effet P- Δ Z.3.

Z.3									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	4461.7	1.325	1.3465	589.36	596.23	306	0.0328	0.0329	c.v
5	8653.79	1.0515	1.0585	961.15	962.81	306	0.0309	0.0311	c.v
4	12913.01	0.773	0.7695	1222.97	1220.63	306	0.0267	0.0266	c.v
3	17172.24	0.507	0.497	1432.35	1428.98	306	0.0199	0.0195	c.v
2	21508.92	0.2725	0.262	1599.49	1596.12	306	0.0120	0.0115	c.v
1	25845.6	0.094	0.0875	1701.52	1699.21	306	0.0047	0.0043	c.v

Tableau V.20 : Vérification de l'effet P- Δ L.1.

L.1									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	6265.58	1.671	1.6985	743.67	750.99	306	0.0460	0.0463	c.v
5	12223.15	1.3255	1.3345	1220.33	1221.37	306	0.0434	0.0436	c.v
4	18267.74	0.974	0.97	1559.69	1555.48	306	0.0373	0.0372	c.v
3	24312.34	0.6385	0.6265	1823.86	1817.48	306	0.0278	0.0274	c.v
2	30457.34	0.343	0.33	2025.68	2018.36	306	0.0169	0.0163	c.v
1	36602.34	0.118	0.11	2144.89	2138.29	306	0.0066	0.0062	c.v

Tableau V.21 : Vérification de l'effet P- Δ L.2.

L.2									
NIV	Pk (KN)	Δk_x (cm)	Δk_y (cm)	V_{K_x} (KN)	V_{K_y} (KN)	Hk (cm)	θ_x	θ_y	OBS $\theta < 0,10$
6	5589.12	1.479	1.7815	648.72	644.64	306	0.0416	0.0505	c.v
5	10884.64	1.175	1.395	1085.33	1066.56	306	0.0385	0.0465	c.v
4	16259.72	0.865	1.0095	1398.87	1370.58	306	0.0329	0.0391	c.v
3	21634.8	0.567	0.647	1635.28	1598.49	306	0.0245	0.0286	c.v
2	27101.68	0.305	0.3365	1807.07	1760.54	306	0.0149	0.0169	c.v
1	32568.56	0.105	0.109	1904.05	1851.24	306	0.0059	0.0063	c.v

Tableau V.22 : Vérification de l'effet P-Δ L.3.

L.3									
NIV	Pk (KN)	Δ kx (cm)	Δ ky (cm)	V _{Kx} (KN)	V _{Ky} (KN)	Hk (cm)	θ _x	θ _y	OBS θ < 0,10
6	4461.7	1.256	1.6195	531.6	535.37	306	0.0344	0.0441	c.v
5	8846.59	0.9975	1.27	906.08	910.07	306	0.0318	0.0403	c.v
4	13298.61	0.7345	0.92	1172.23	1177.02	306	0.0272	0.0340	c.v
3	17750.64	0.4815	0.5905	1374.73	1377.79	306	0.0203	0.0249	c.v
2	22280.12	0.259	0.307	1524.81	1520.74	306	0.0124	0.0147	c.v
1	26809.6	0.089	0.0995	1609.91	1599.28	306	0.0048	0.0055	c.v

- Effet de la torsion accidentelle : [RPA99/4-3-7]

Tableau V.23 : caractéristiques massique I.1 (cas exemplaire).

Plancher	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion		Excentricité	
	W _{étage} (KN)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
RDC	6175.24	10	10.02	10	10.475	0	-0.455
1 ^{er}	6175.24	10	10.02	10	10.696	0	-0.676
2 ^{ème}	6071.97	10	10.02	10	10.862	0	-0.842
3 ^{ème}	6071.96	10	10.02	10	10.97	0	-0.95
4 ^{ème}	5982.46	10	10.021	10	11.041	0	-1.02
5 ^{ème}	6290.46	10	10.011	10	11.087	0	-1.076

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x: excentricité théorique suivent x

e_y: excentricité théorique suivent y

e = 5%L (L : la plus grand dimensionnement)

e = 5% .20 = 1 m

e_x = e_y = 100 cm

CHAPITRE VI
RESULTATS
NUMERIQUES ET
DISCUSSIONS

Une étude paramétrique relative aux formes du Bâtiment et aux taux de décrochement en plan sera menée afin de quantifier l'influence de chaque facteur sur le comportement global des structures.

VI .1. Analyse des périodes et efforts tranchants à la base :

Tableau VI.1 : Périodes et efforts tranchants à la base

Forme du Bâtiment	Taux de Décroch.	Surface d'un plancher (m ²)	Différence entre plancher (m ²)	Angle (°) d'excitation	Période en seconde			V _{dyn} kN
					mode 1	mode 2	mode 3	
I.1	20%	384	-	0	0,351	0,348	0,220	3047,53
I.2	40%	368	16	0	0,345	0,342	0,217	2824,91
I.3	60%	352	16	0	0,339	0,336	0,215	2730,98
Z.1	20%	340	-	27,5	0,334	0,333	0,217	2715,08
Z.2	40%	304	36	30	0,318	0,316	0,206	2360,68
Z.3	60%	256	48	34,5	0,295	0,293	0,200	2045,49
L.1	20%	384	-	45	0,357	0,347	0,233	2999,07
L.2	40%	336	48	45	0,351	0,327	0,231	2525,24
L.3	60%	256	80	45	0,331	0,297	0,218	2103,18

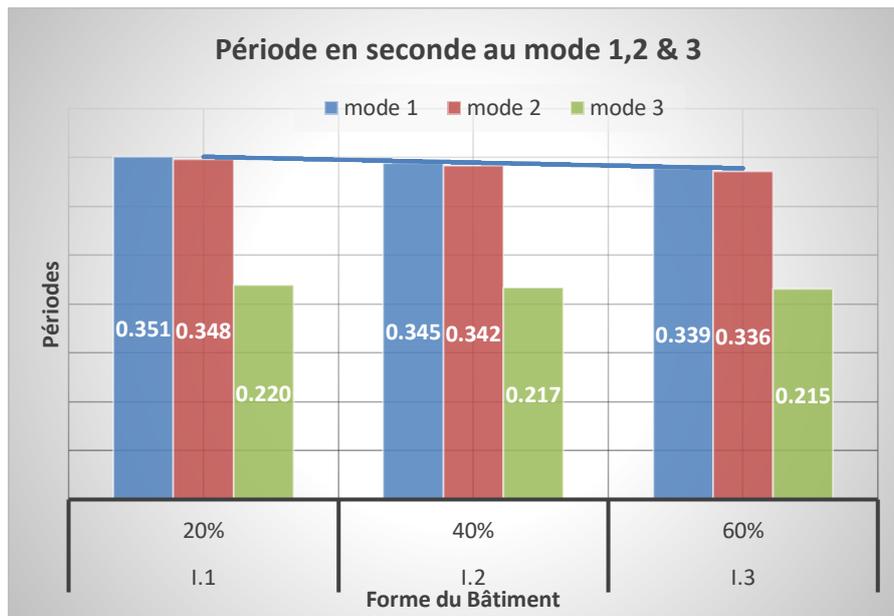


Figure VI.1 : variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante I

La figure suivante illustre la variation du taux de décrochement par rapport à la période. Il est constaté que cette dernière est maximale lorsque la masse du bâtiment est grande (bien évident la surface du plancher importante et son taux de décrochement minimal)

Le même constat est observé pour tous les autres variantes

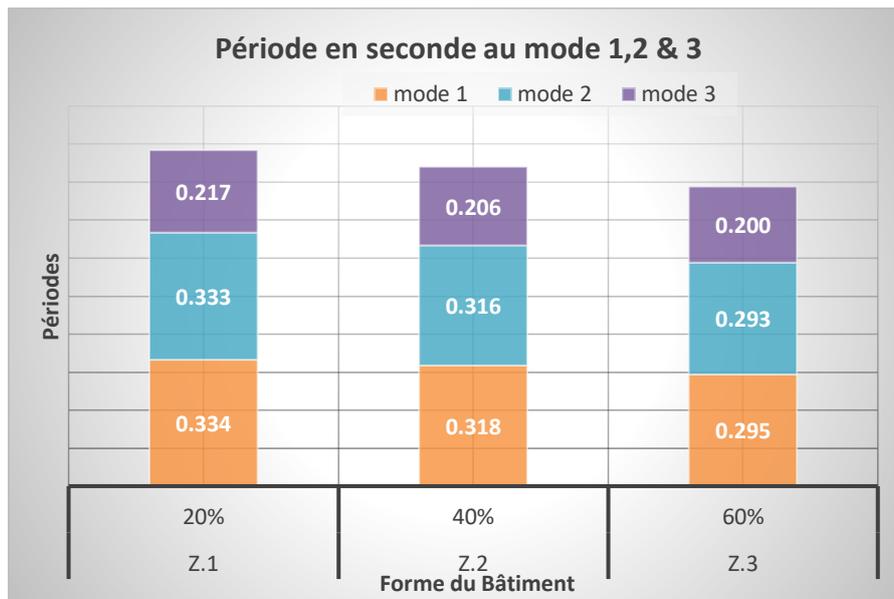


Figure VI.2 : variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante Z

Il est à signaler que la différence entre la surface des planchers du bâtiment en forme de Z par rapport à celle de I est importante (2 à 3 fois) comme le montre le tableau, cependant comme première constatation plus la surface des planchers du bâtiment est moins importante plus la période est petite ce qui confère à la structure une rigidité plus faible (le bâtiment en forme de Z se comporte mieux que celui en forme de I quelque soit l'angle d'excitation).

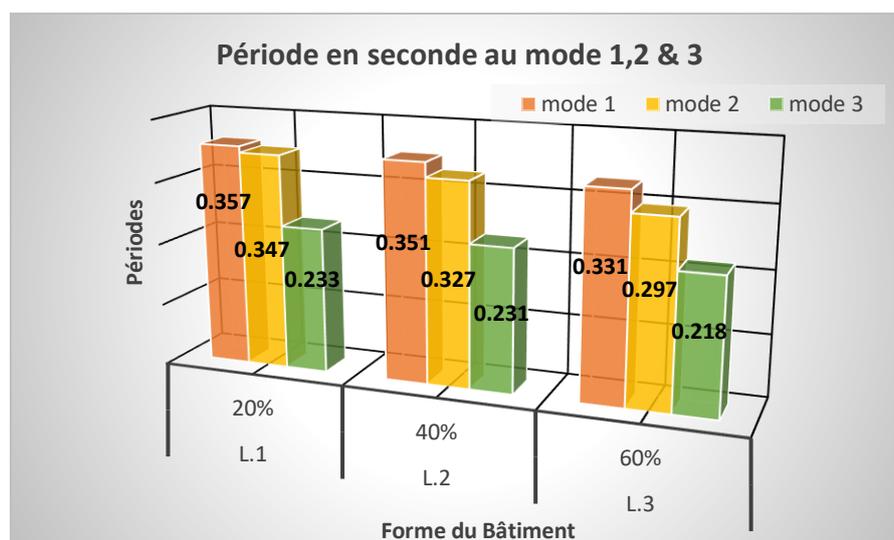
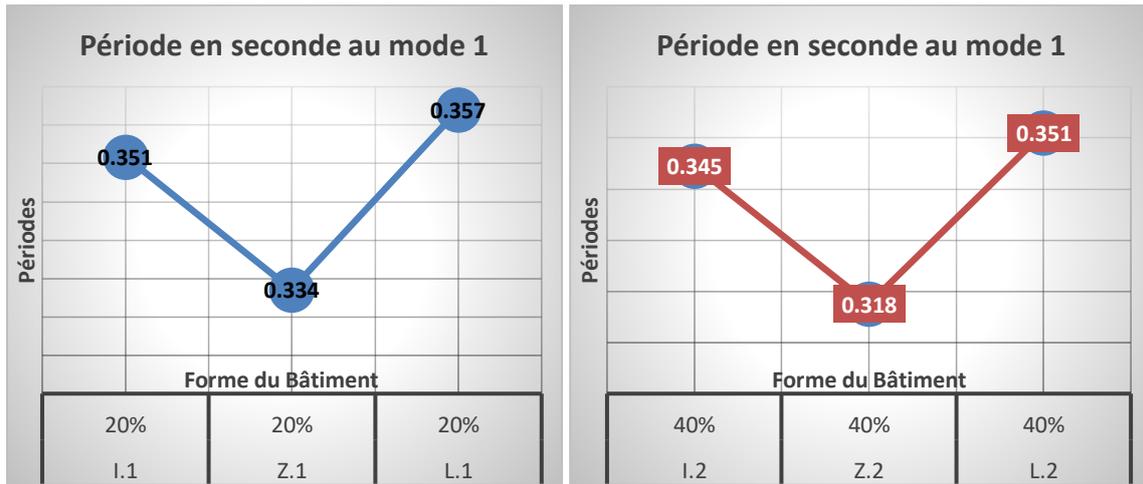


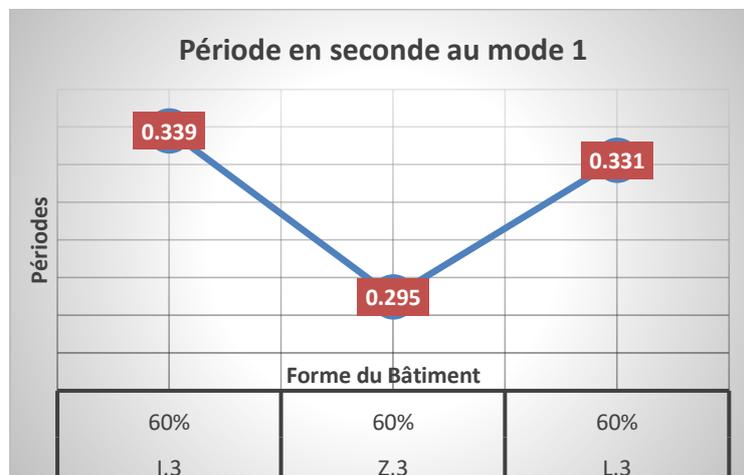
Figure VI.3 : variation du taux de décrochement par rapport à la période de la variante L

Le bâtiment en L avec décrochement de 20%, a pratiquement la même surface des planchers que celui en I ce qui conduit au même résultat en matière de périodes et V_{dyn}



a) Périodes des variantes I1, Z1 et L1

b) Périodes des variantes I2, Z2 et L2

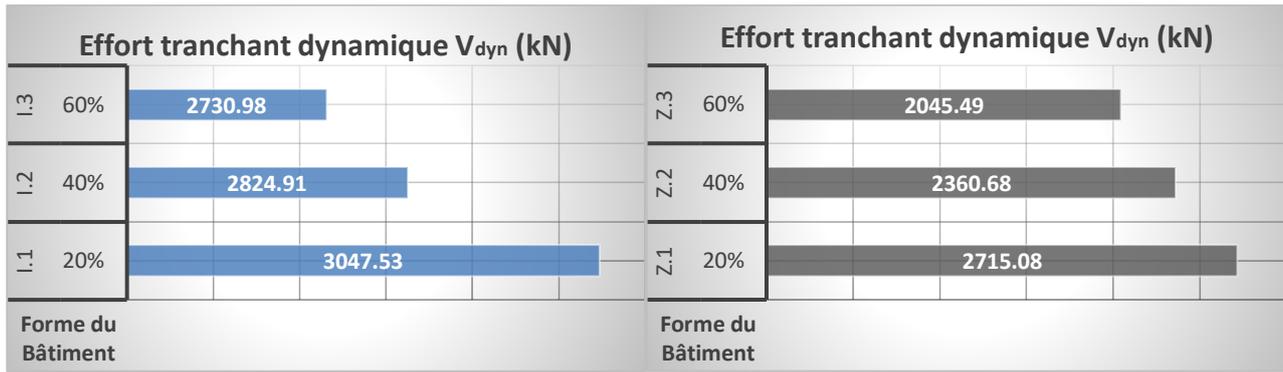


c) Périodes des variantes I3, Z3 et L3

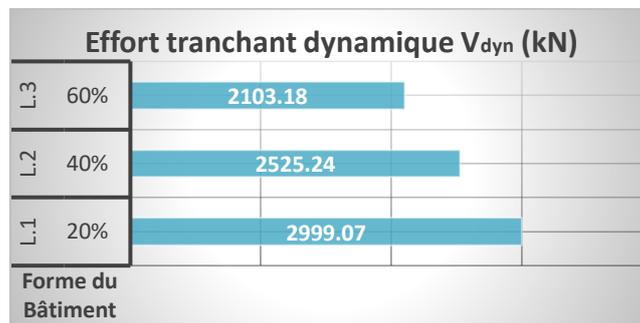
Figure VI.4 : Périodes des trois configurations avec le même pourcentage de décrochement en plan

En comparant maintenant les trois modèles des structures en forme (I, Z et L) avec le même pourcentage de décrochement en plan comme le montre les figures ci-dessus, on constate les points suivants :

- ✓ Vu l'importance de sa flexibilité, le bâtiment en forme L, est plus vulnérable au séisme que les autres bâtiments quel que soit l'irrégularité.
- ✓ Il semble que la forme en Z du bâtiment présente une période minimale aboutissant à une rigidité maximale de la structure qui donne une meilleure performance sismique par rapport aux autres et ceci pour les 03 taux de décrochement en plan



a) Effort tranchant des variantes I1, I2 et I3 b) Effort tranchant des variantes Z1, Z2 et Z3

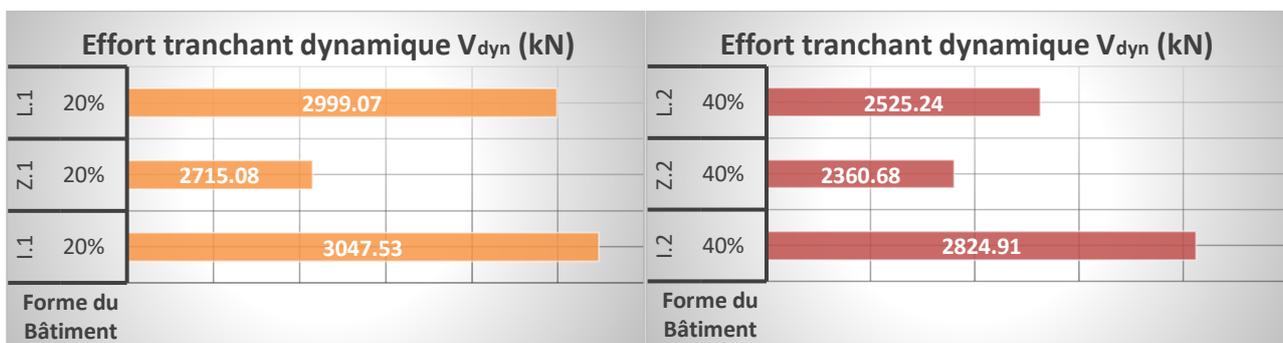


c) Effort tranchant des variantes L1, L2 et L3

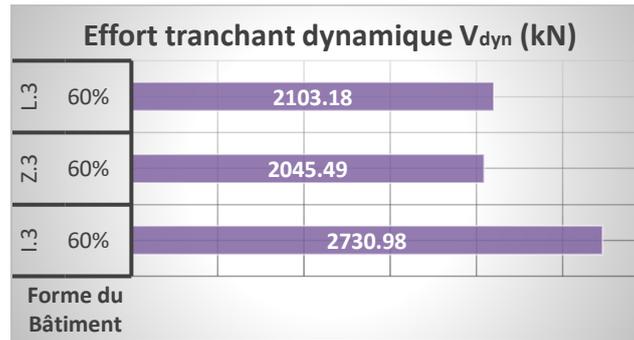
Figure VI.5 : variation de V_{dyn} en fonction du décrochement en plan des formes (I, Z et L)

Les figures ci-dessus démontrent la variation de V_{dyn} en fonction du décrochement en plan des 03 configurations structurales par conséquent, plus l’inertie du bâtiment augmente (variante I.1) plus la structure devient rigide imposant ainsi un effort tranchant plus important.

Toutefois il faut minimiser les efforts internes dans les éléments porteurs de la structure pour un dimensionnement optimisé, pour cela l’effort tranchant à la base doit être faible. La configuration du bâtiment en Z se présente alors comme la meilleure.



a) Effort tranchant des variantes I1, Z1 et L1 b) Effort tranchant des variantes I2, Z2 et L2



c) Effort tranchant des variantes I3, Z3 et L3

Figure VI.6 : variation de V_{dyn} selon la forme des structures (I,Z et L)

Le pourcentage entre les 03 types de configuration est de l'ordre de 12,24% pour un décrochement minimal de 20%, s'élève à 19,66% au décrochement moyen de 40% pour arriver à 33,5% lorsque le décrochement atteint les 60%.

Tableau VI.2 : Effet du changement d'angle d'excitation sur la réponse sismique

Forme du Bâtiment	Taux de Décroch.	Surface d'un plancher (m ²)	Angle (°) d'excitation	Période en seconde			V _{dyn} kN
				mode 1	mode 2	mode 3	
Z.1	20%	340	0	0,334	0,333	0,217	2730,07
Z.1	20%	340	27,5	0,334	0,333	0,217	2715,08
L.1	20%	384	45	0,357	0,347	0,233	2999,07
L.1	20%	384	0	0,351	0,347	0,233	3022,28

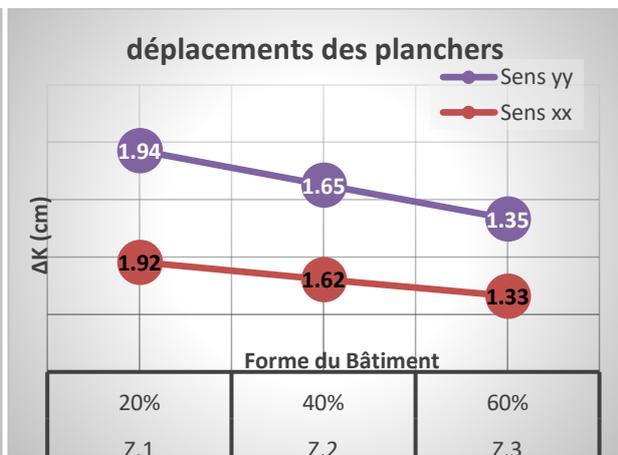
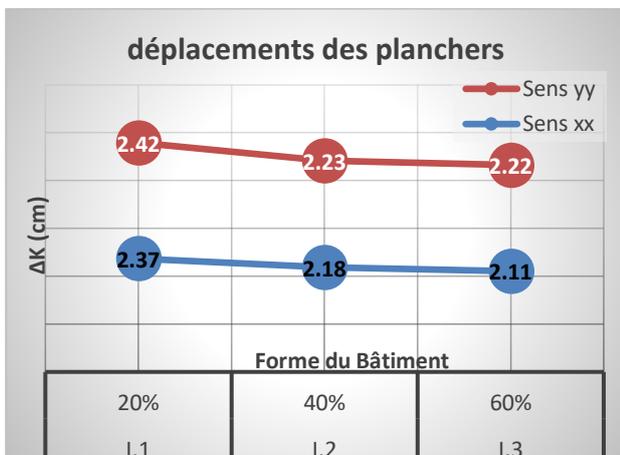
A partir de ce tableau, un aspect mérite une attention particulière qu'il est également évident que lorsque le taux de décrochement variant entre 0 et 20% (voire 25%, comme prévu dans le RPA) le bâtiment est considéré comme régulier en plan ainsi l'angle d'excitation n'influe pas beaucoup sur sa réponse sismique.

VI.2. Analyse des déplacements au sommet des planchers :

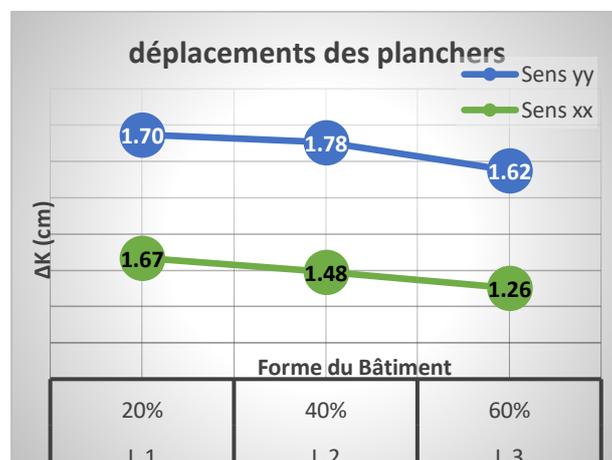
Le point de contrôle du déplacement peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut. Dans notre analyse, il sera pris comme étant situé au niveau le plus haut de la structure, c'est-à-dire en tête de cette dernière.

Tableau VI.3 : déplacements au sommet des planchers des variantes proposées

Forme du Bâtiment	Taux de Décroch.	Surface d'un plancher (m ²)	Différence entre plancher (m ²)	Angle (°) d'excitation	déplacements au sommet des planchers Δκ (cm)	
					Sens xx	Sens yy
I.1	20%	384	-	0	2,37	2,42
I.2	40%	368	16	0	2,18	2,23
I.3	60%	352	16	0	2,11	2,22
Z.1	20%	340	-	27,5	1,92	1,94
Z.2	40%	304	36	30	1,62	1,65
Z.3	60%	256	48	34,5	1,33	1,35
L.1	20%	384	-	45	1,67	1,70
L.2	40%	336	48	45	1,48	1,78
L.3	60%	256	80	45	1,26	1,62



a) Déplacements des planchers de I1, I2 et I3 b) déplacements des planchers de Z1, Z2 et Z3



c) Déplacements des planchers de L1, L2 et L3

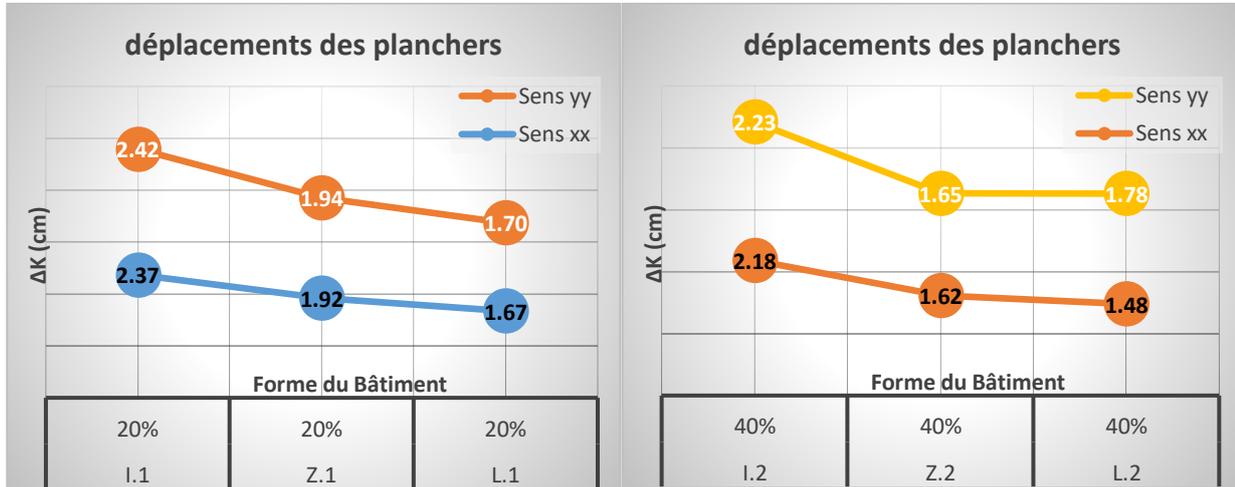
Figure VI.7 : comparaison des déplacements des planchers selon le pourcentage des décrochements

La 1^{ère} remarque de V_{dyn} conduit à une deuxième constatation qui va de soi est que les déplacements seront logiquement plus importants pour la variante I puisqu'elle présente une période maximale avec une inertie du bâtiment assez importante.

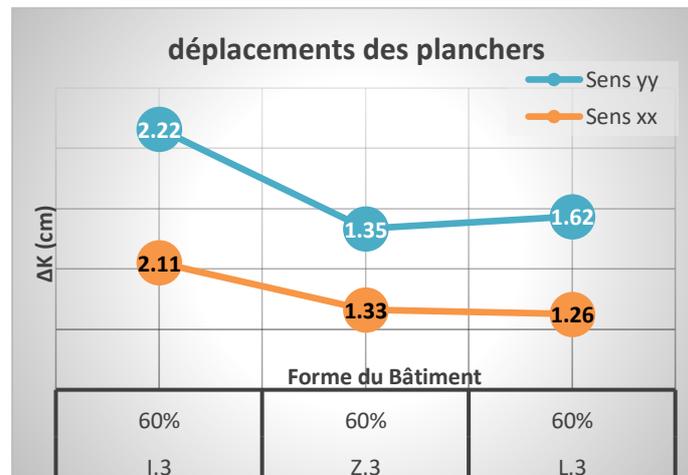
Le même résonnement se poursuit pour tous les variantes.

D’après l’analyse sismique, il est clair que le plus grand déplacement est suivant le sens horizontal.

Le déplacement suivant y est supérieur au déplacement suivant x, qui prend sa valeur maximale $\Delta y = 2.42\text{cm}$ à l’angle d’incidence $\beta = 0^\circ$ pour le bâtiment en I, par un pourcentage estimé de 42.35%.



a) Déplacements des planchers de I1, Z1 et L1 b) Déplacements des planchers de I2, Z2 et L2



c) Déplacements des planchers de I3, Z3 et L3

Figure VI.8 : comparaison des déplacements des planchers selon la forme des structures I,Z et L

Il semble que cette observation est plus marquée dès que le taux de décrochement diminue comme le montre les figures ci dessus, ceci est dû bien sur à l’effort tranchant important développé dans cette direction (Y).

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif de notre étude a porté sur l'influence de l'irrégularité en plan des bâtiments en BA sur leur comportement sismique

Cette étude a été menée en effectuant des analyses statiques sur les trois configurations structurales de bâtiments illustrée dans le RPA (forme en I, en Z et en L). Les 03 Bâtiments ont été, au préalable, dimensionnés suivant les deux codes de calcul utilisés, le code de calcul de béton armé aux états limites, BAEL91, et le règlement parasismique algérien, RPA99/version 2003.

Chaque configuration ainsi dimensionnée, a été analysé sous 03 différents taux de décrochement en plan (20% - 40% & 60%).

L'analyse statique linéaire est comme cela a été dit, une analyse très utilisée par les codes pour la conception de la majorité des structures qui présentent une régularité en plan et en élévation, mais elle est inadéquate pour les bâtiments irréguliers dont le comportement dynamique est assez complexe pour être traité par une méthode simplifiée et peu précise. L'analyse non-linéaire est malgré sa complexité relative, une méthode qui évalue la réponse d'une structure de manière plus réaliste, puisqu'elle tente de reproduire le comportement réel de la structure vis-à-vis d'un séisme donné.

De l'ensemble des analyses effectuées dans notre présente étude, on peut tirer les conclusions principales suivantes :

1. L'irrégularité en plan d'une structure, caractérisée par un décrochement, induit un accroissement des déplacements latéraux au sommet. Ceci donnera naissance à des effets P- Δ importants, lesquels amplifieront les sollicitations et les déformations, notamment dans le domaine plastique, particulièrement dans les zones où se situe le décrochement en plan,
2. Le bâtiment en forme de Z présente les meilleures performances sismiques par rapport à la forme en I et à la forme en L qui est plus vulnérable au séisme que les autres bâtiments quel que soit l'irrégularité,
3. La ductilité globale de la structure irrégulière en plan est nettement plus faible que celle de la structure régulière. Autrement dit, l'irrégularité en plan réduit considérablement la ductilité de la structure et, par conséquent, sa capacité de dissipation hystérétique de l'énergie sismique, c'est-à-dire réduisant sa résistance à l'action sismique,

4. Lorsque le taux de décrochement variant entre 0 et 20% (voire 25%, comme prévu dans le RPA) le bâtiment est considéré comme régulier en plan ainsi l'angle d'excitation n'influe pas beaucoup sur sa réponse sismique.
5. De tout ce qui précède, **on peut conclure que** ce type de structure, à savoir celles en béton armé, irrégulières en plan, dont l'irrégularité est caractérisée par un décrochement, ne se comportent pas de façon sécuritaire sous l'action sismique. Elles ne sont, par conséquent, pas recommandées en zone sismique.

En perspective à ce travail, nous envisagerons d'étudier les cas suivants :

- ✓ Analyse statique non linéaire en poussée progressive (analyse Push Over) de l'effet de l'irrégularité en plan des bâtiments ;
- ✓ L'effet de l'irrégularité en élévation sur le comportement global des bâtiments ;
- ✓ Analyse Push Over de l'effet de l'irrégularité en élévation des bâtiments ;
- ✓ Enfin le même travail pourrait faire l'objet d'une recherche future sur des bâtiments en charpente métallique.

- ✗ Béton armé aux états limites BAEL 83 – Pierre Charon Eyrolles 1984.
- ✗ Béton armé BAEL 91 et DTU – Associes – Jean-Pierre – Mougins – Eyrolles 1995.
- ✗ DTR-BC.2.48 règles parasismiques Algériennes (RPA 99/V2003).
- ✗ D.T.R.B.C. 2.41 "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", C.B.A 93
- ✗ Exercice de béton armé selon BAEL 83 – Pierre Charon Eyrolles 1991.
- ✗ Le béton armé à l'état limite – M. Belazougui.
- ✗ Calcul des ouvrages en béton armé – M. Belazougui.
- ✗ Pratique du BAEL 91 – Jean Perchat – Jean Roux – Eyrolles 2002.
- ✗ Ouvrage béton armé – H. Renauld et Fletertre – Foucher 1978.
- ✗ Contreventement du bâtiment par des voiles – Amar Chanti – OPUI 1989.
- ✗ DTR-BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✗ Manuel de logiciel ETABS.
- ✗ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
- INFLUENCE DE L'IRREGULARITE EN ELEVATION DE STRUCTURES EN PORTIQUE EN BETON ARME SUR LEUR COMPORTEMENT SISMIQUE.
- CALCUL D'UNE STRUCTURE EN (R+9) A USAGE MULTIPLE A OSSATURE MIXTE CONTREVENTE PAR VOILES PORTEURS.
- ETUDE D'UN BATIMENT (R+6) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL AVEC LOGICIEL ETABS.
- ✗ Les sites internet « wikipedia » et les forums « civilmania ».