



## 5.1 Introduction

Ce chapitre se compose de deux parties dont l'objectif principal est :

1. L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments multi étagés en portiques en béton armé comme système de résistance aux charges latérales, en utilisant :

2. Une analyse statique linéaire (pour déterminer les courbes de capacité de la structure)

La méthode de capacité spectrale ATC40 (spectre capacité - spectre demande) pour évaluer la vulnérabilité.

### 5.1.1.Choix du type de bâtiments :

Les bâtiments en portiques en béton armé ont été choisis dans notre étude pour les raisons suivantes :

- ✓ Ils constituent la plus importante catégorie en nombre pour les villes algériennes.
- ✓ Ces bâtiments dominent la vulnérabilité de l'ensemble du territoire national.

#### A. La première partie :

A pour objet de faire une analyse linéaire d'un bâtiment de **5** étages à l'aide **du logiciel SAP 2000**.

- ✓ Cette analyse permettra principalement d'évaluer la vulnérabilité sismique dans les deux principaux sens,
- ✓ On compare les deux courbes de la vulnérabilité pour connaître le sens le plus vulnérable.

#### B .La deuxième partie :

- ✓ Consiste à effectuer des analyses linéaires en **2D** à l'aide du même logiciel sur un portique en béton armé.
- ✓ Les analyses permettront d'étudier l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique du bâtiment en béton armé.

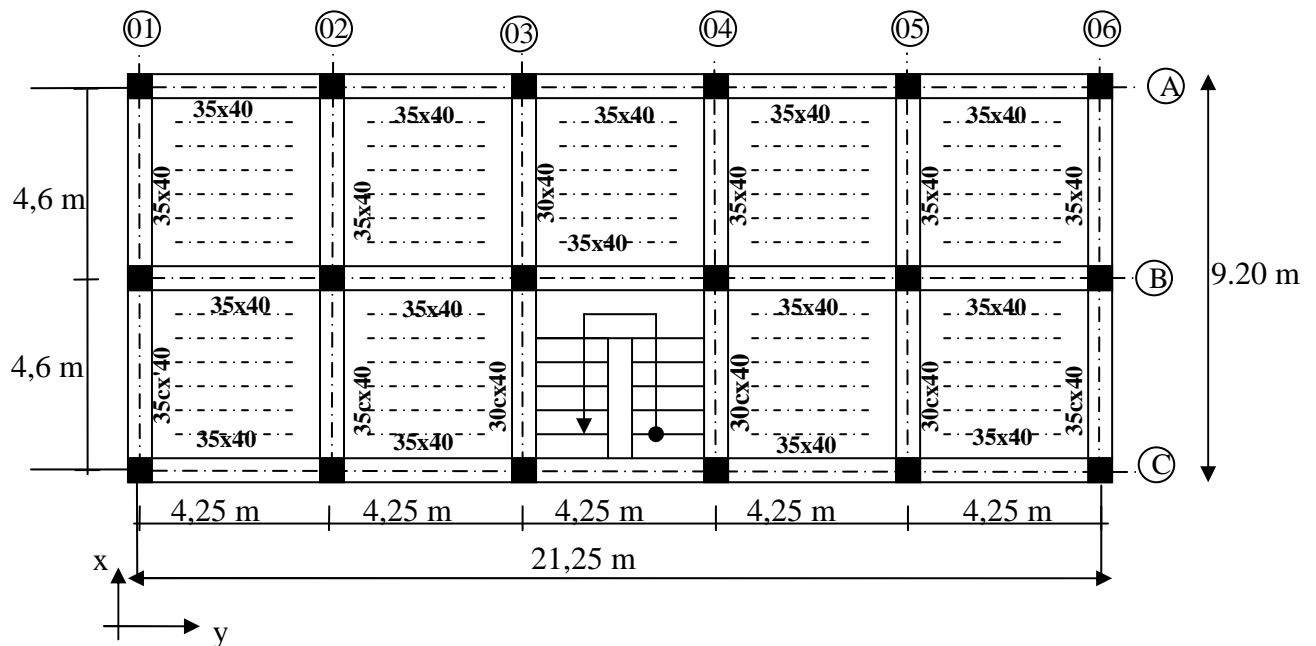
## 5.2 Modélisation d'un bâtiment en béton armé .

### 5.2.1 Description du bâtiment étudié

**Type de bâtiment :** en béton armé

- ✓ Nombre d'étages :5 étages

- ✓ Hauteur de chaque étage : 3.06m
- ✓ Superficie : (21,25 x 9,20) m<sup>2</sup>.
- ✓ Système de contreventement : portiques 06 dans le sens transversal et 03 dans le sens longitudinal (voir figure 5.1).
- ✓ Planchers : 16+4 (corps creux + table de compression)
- ✓ Dimensions des poutres principales : (35x40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Dimensions des poutres secondaires : (35x40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poteaux : sections (35x35) cm<sup>2</sup>.
- ✓ Ferrailage : La Figure 5.2 montre les sections et les armatures des éléments structuraux (poutres et poteaux). Le tableau 5.1 illustre le renforcement des poutres (principales et secondaires).
- ✓ Le bâtiment est réalisé en béton armé
- ✓ Dimensionné : selon les règlements (RPA99 version 2003, CBA93).



**Figure 5.1 Vue en plan d'un étage courant**

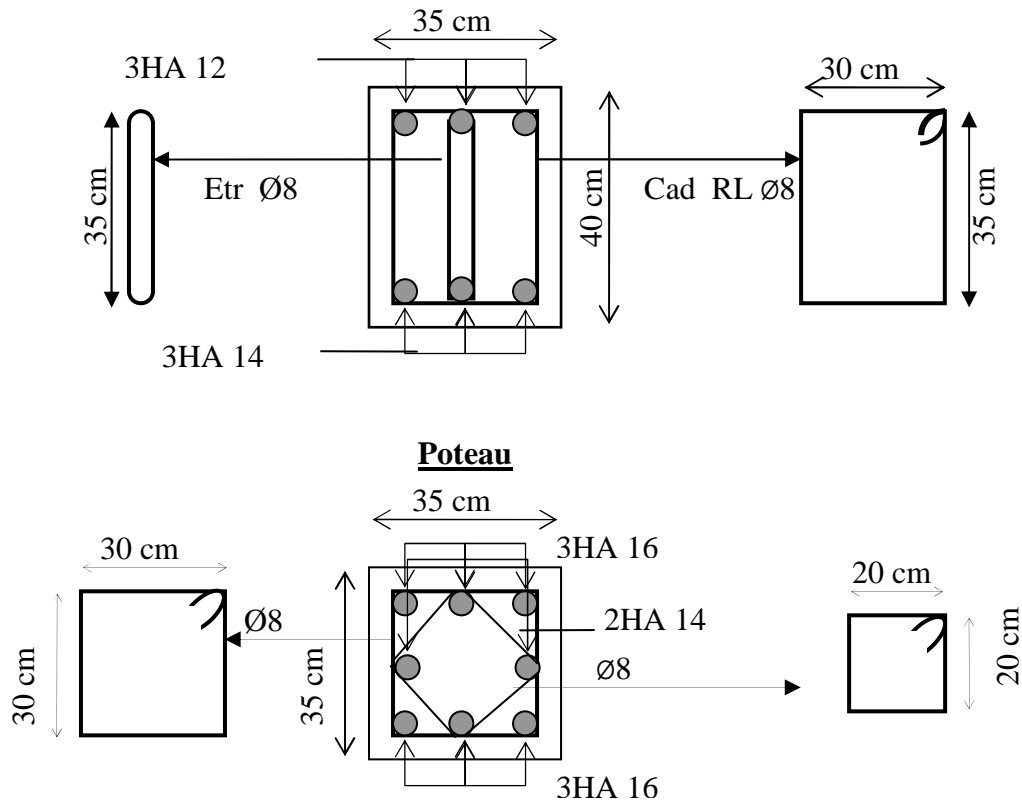


Figure 5.2 Sections et ferrailage des poteaux et poutres

Tableau 5.1 Caractéristiques géométriques et ferrailage des Poutres

Caractéristiques	Dimensions (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	Cadres	
				Diamètre (mm)	Espacement
Poutres principales et secondaires	40 x 35	4,92	4,20	Ø8	10 cm

### 5.2.2 Classe d'ouvrage, zone du risque sismique et classe du sol

Type de bâtiment : à usage d'habitation collective

Situation : zone sismique (Z IIb)

Type de sol : sol de classe S3

Coefficient dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone ( $A=0,2$ )

### 5.2.3 Caractéristiques des matériaux

Les propriétés du béton et acier utilisés :

#### A. Béton :

- Résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 MPa$
- Contrainte limite du béton en compression  $f_{bu} = 14.1 MPa$
- Coefficient de poisson  $\nu = 0.2$
- Résistance limite en traction du béton  $f_{t28} = 2.1 MPa$
- Masse volumique du béton  $\gamma_b = 2.5 t/m^3$
- Déformation limite élastique  $\varepsilon_{be} = 2 ‰$
- Déformation ultime  $\varepsilon_{bu} = 3,5 ‰$
- Module d'élasticité (Young instantané) :  $E_b = 32164 MPa$

#### B. Acier :

- Rond lisse de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- Haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- Module d'élasticité de l'acier :  $E_s = 2,1.10^5 MPa$
- Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence  $f_e = 400 MPa$
- Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse  $f_{es} = 235 MPa$
- Déformation limite élastique  $\varepsilon_{se} = 2 ‰$
- Déformation ultime  $\varepsilon_{su} = 10 ‰$

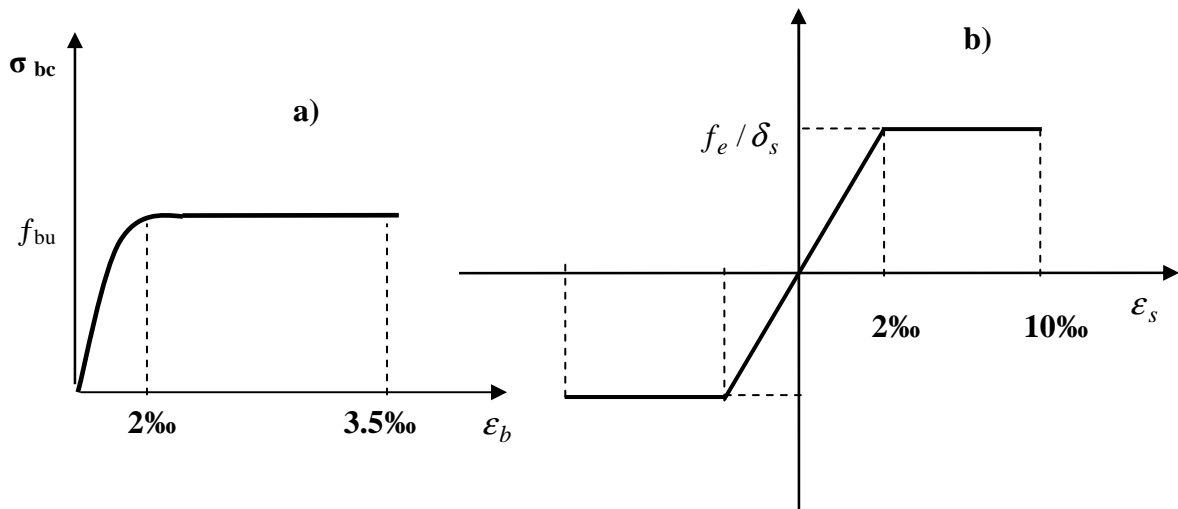


Figure 5.3:Diagramme de déformation-contraainte:a)pour le béton et b) pour l'acier

#### 5.2.4 Définition des charges

Les charges que nous allons définir dans cette analyse sont de deux types : les charges gravitaires et les charges latérales.

- Les charges gravitaires = charges permanentes+ charges d'exploitation (multipliées par leur coefficient de pondération ' $\beta$ ', bâtiment d'habitation  $\beta=0,2$  )

$$\text{Charges gravitaires} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (5.1)$$

$$\text{Charges permanentes :} \quad W_{Gi} = 6.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charges d'exploitation :} \quad W_{Qi} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids total de la structure :} \quad W = \sum_{i=1}^n W_i$$

- Les charges latérales dans une direction horizontale définies dans cette étude sont présentées dans le tableau 5.11. Noter que nous avons utilisé une charge horizontale (représentant une action dynamique) Valant 1000 kN, la distribution de la charge appliquée en chaque étage on utilise l'équation (5-2).

$$F_j = \frac{W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \cdot V_b \quad (5-2)$$

Avec :

$V_b$  : Pseudo force sismique;

$F_j$  : Force appliquée en chaque niveau;

$W$  : Poids total de la structure;

**Tableau 5.2 Valeurs des charges gravitaire et latérales.**

Niveau	$W_i$ (kN)	$h_j$ (m)	$W_j \cdot h_j$ (KN.m)	$\frac{W_j \cdot h_j}{\sum W_i \cdot h_i}$	$F_{ix}$ (kN)	$F_{iy}$ (kN)
01	1391,18	3,06	4257	0,067	66,66	66,66
02	1391,18	6,12	8514	0,13	133,33	133,33
03	1391,18	9,18	12771	0,2	200,00	200,00
04	1391,18	12,24	17028	0,26	266,66	266,66
05	1391,18	15,3	21285	0,33	333,33	333,33

$$W = \sum W_i = 6955,87 \text{ kN}$$

### 5.2.5 Modélisation des éléments structuraux

Les éléments structuraux (poutres et poteaux) sont modélisés à l'aide d'éléments Poutres. Les planchers sont considérés comme étant des diaphragmes rigides.

#### ❖ Détermination de la courbe de capacité :

deux modèles d'analyse ont été réalisés pour déterminer les courbes de capacité de la structure,

##### 1. Analyse modale

Pour les charges gravitaires elle est indispensable,

Elle est réalisée dans le cas élastique linéaire.

Elle permet d'en déduire les éléments nécessaires à la conversion des courbes de capacité en spectres de capacité.

✓ Les éléments sont:

- ✓ La déformée modale au sommet du bâtiment,
- ✓ La masse de l'oscillateur simple de translation équivalent,
- ✓ Le facteur de participation modale
- ✓ Les facteurs de charges [11].

## 2. Analyse statique non linéaire

Elle se réalise sur le même modèle de la structure

Le modèle est d'abord soumis aux forces verticale

Puis à un système de forces horizontales similaire aux forces sismiques :

Qui sont augmentées jusqu'à la ruine de la structure

Ou bien jusqu'à ce que le déplacement maximum soit atteint.

Cette analyse est effectuée par la loi globale de comportement bilinéaire en déformation qui est définie dans le FEMA 356 et ATC40 [36], (voir figure 5.5).

Les Poteaux et les Poutres sont modélisés par des éléments de type poutre scindé en trois éléments finis, (voir figure 5.6).

Le premier élément est situé au milieu suit une loi élastique caractérisée par une rigidité de flexion  $EI$  constante,

Les deux autres situés aux extrémités se comportent comme des rotules plastiques en suivant une loi rigide plastique caractérisée par une rigidité de flexion  $\alpha EI$ ,

C'est le résultat de la multiplication de la rigidité  $EI$  en état non fissuré par un coefficient  $\alpha$  qui tient compte de la diminution de la rigidité due à la fissuration.

Les valeurs de rigidité conseillées par l'ATC 40 et le FEMA 356 sont données dans le Tableau 5.3.

**Tableau. 5.3 Rigidité de flexion utilisé pour modéliser les éléments structurels [35].**

Rigidité de flexion	Élément fini élastique ( $kN.m^2$ )	fini plastique ( $kN.m^2$ )
Poutre	$EI_b$	$0.5EI_b$
Poteau	$EI_c$	$0.7EI_c$



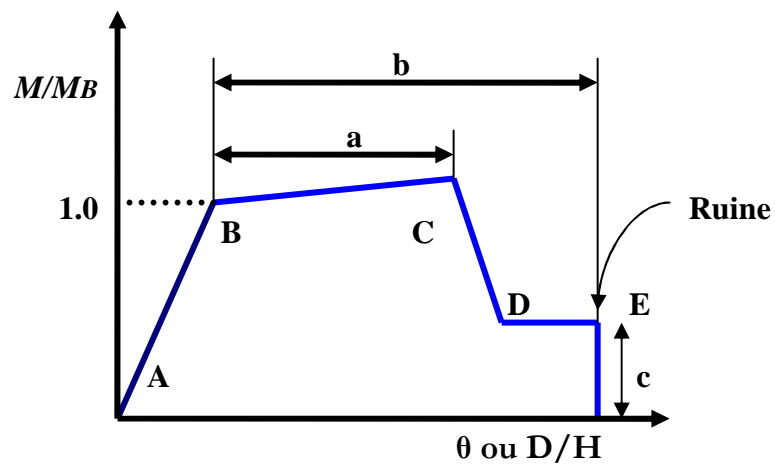


Figure 5.4 Loi de comportement bilinéaire en déformation d'après .

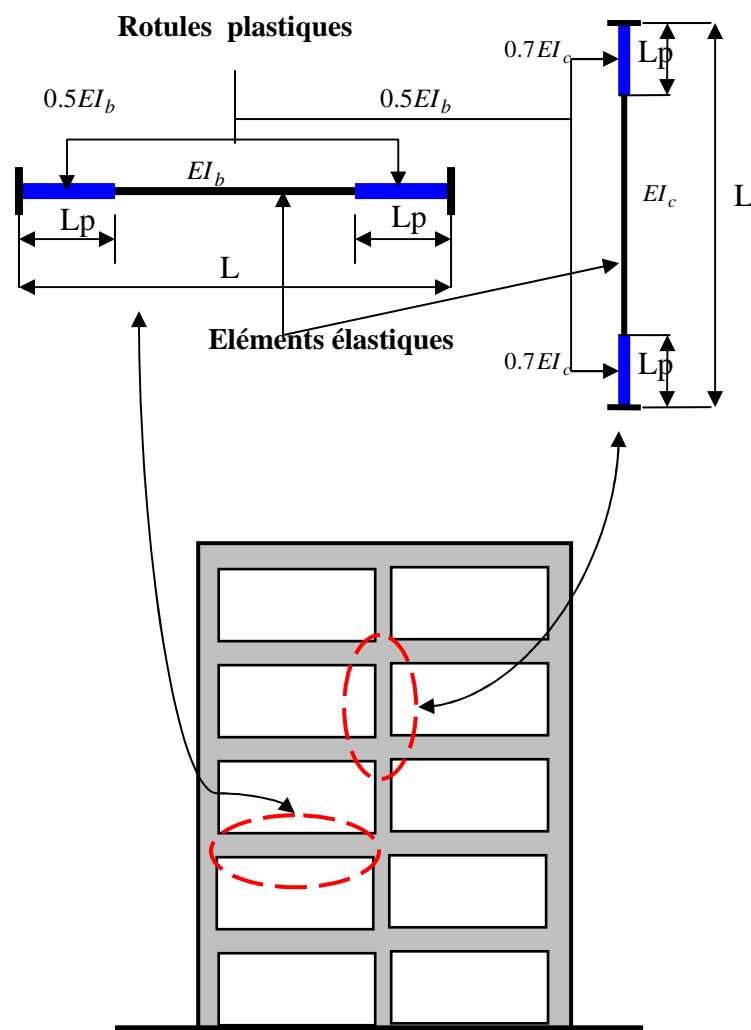


Figure 5.5. Modélisation des éléments structuraux

Enfin, le comportement non-linéaire des rotules plastiques de chaque élément est décrit par les relations moment-rotation. Les moments sont déterminés par les formules suivantes [35]:

Pour les poteaux

$$\begin{aligned}M_B &= 0,7E.I_c.\theta_y \\M_C &= 1.25.M_B \\M_D &= M_E = 0.6.M_B\end{aligned}$$

Pour les poutres

$$\left. \begin{aligned}M_B &= 0,5E.I_b.\theta_y \\M_C &= 1.25.M_B \\M_D &= M_E = 0.2.M_B\end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

Avec :

$M_B$  Moment de plastification;

$M_C$  Moment ultime, soit la déformation spécifique du béton  $\varepsilon_{ub} = 3.5\text{‰}$ , soit un allongement de l'acier  $\varepsilon_{us} = 10\text{‰}$  est atteint

$\theta_y$  : Rotation de plastification vaut [36]:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad (5.4)$$

$\phi_y$  : Courbure nominale de plastification (section rectangulaire) estimée comme suit:

$$\phi_y = 2.1 \cdot \frac{\varepsilon_{es}}{l_s} \quad (5.5)$$

$L_v$  Portée de cisaillement ;

$\varepsilon_{es}$  Valeur caractéristique de l'allongement de plastification de l'acier ;

$l_s$  Longueur de la section de poteau ou poutre ;

Un exemple de calcul des moments  $M_B$ ,  $M_C$ ,  $M_D$  et  $M_E$  est détaillé dans l'annexe B.1.

**Tableau 5.4 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des éléments structurels.**

Élément	$M_B (kN.m)$	$M_C (kN.m)$	$M_D (kN.m)$	$M_E (kN.m)$
<b>poteau</b>	212,76	266,0	42,6	42,6
<b>Poutres</b>	411,7	514,6	82,3	82,3

Les rotations a, b et c, correspondants aux moments MC, MD, et ME sont respectivement déterminées en utilisant les tableaux 5.7 et 5.8 de le FEMA 356 [35]. Les valeurs de ces rotations sont données dans le tableau 6.5, pour le calcul des conditions, voir annexe B.2.

**Tableau 5.5 Rotations et niveaux de performances correspondants [35].**

Élément	Conditions			Rotations			Niveaux de performances		
	$\frac{N}{A_g f_c}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w \cdot d \sqrt{f_c}}$	a	b	c	IO	LS	CP
<b>Poteau</b>	0.17	-	0,21	0,02	0,03	0,2	0,005	0,015	0,02
<b>Poutre</b>	-	0	0,53	0,025	0,05	0,2	0,010	0,02	0,025

### 5.2.6 Conditions aux limites

La structure est supposée parfaitement encastree à la base. Pour la superstructure les conditions aux limites sont :

$u_x \neq 0, \quad u_y \neq 0, \quad u_z \neq 0$  Déplacement bloqué selon z, et libre selon x et y.

$R_x \neq 0, \quad R_y \neq 0, \quad R_z = 0$  Rotation bloquée autour de z, et libre autour x et y.

### **5.2.7 Modélisation de l'action sismique**

Pour la méthode de spectre de capacité "ATC40" qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement – accélération, format (A- D).

Remarque : Les types de spectres propres aux différents types de sol n'existent pas dans les Règles Parasismiques algériennes RPA. La méthode d'établissement du spectre format (A-D) est expliquée dans l'annexe C.1.

Il faut donc introduire les coefficients  $C_a$  (coefficient sismique d'accélération) et  $C_v$  (coefficient sismique de vitesse) qui permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique. Dans notre cas, la structure est située dans la zone IIb et sur un sol de classe S3, donc  $C_a = 0.28$  et  $C_v = 0.40$ , ces valeurs tirées du tableau C.5 qui est le résultat des deux tableaux C.3 et C.4 de l'annexe C.2.

### **5.2.8 Résultats**

#### **5.2.8.1 Résultats d'analyse modale**

périodes pour le premier mode, de 0.42 s selon le sens (x) et de 0.23 s selon (y).

Nous pouvons clairement constater que les périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP 2000 sont relativement proches que celles fournies par la formule empirique (5.6) et inférieures que celles fournies par (5.7)..

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (5.6)$$

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (5.7)$$

où

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau.
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage pour notre cas  $C_T = 0.075$ .

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

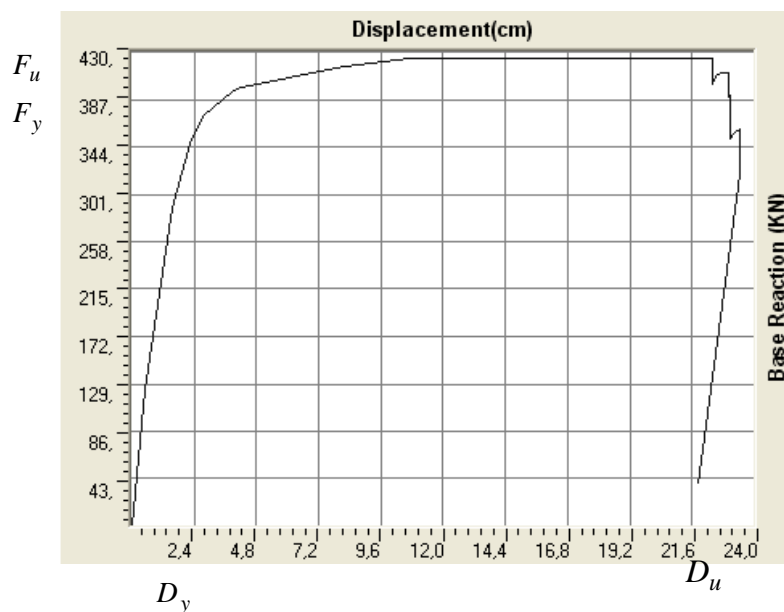
Le tableau 5.6 présente les résultats des périodes fondamentales obtenues par le logiciel SAP2000 et les formules empiriques données dans l'RPA 99 version 2003 [37].

**Tableau 5.6 Comparaison du Résultats des périodes fondamentales**

Période (s)	Sens Transversal	Sens Longitudinal
<b>T , SAP 2000</b>	0,42	0,23
<b><math>T = C_T h_N^{3/4}</math> , RPA</b>	0,58	0,58
<b><math>T = 0.09 h_N / \sqrt{D}</math> , RPA</b>	0,46	0,27

#### **5.2.8.2 Résultats d'analyse statique non linéaire**

Les courbes force -déplacement (effort tranchant à la base –déplacement au sommet de la structure) déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures 5.7 et 5.8, pour le sens transversal(x) et le sens longitudinal (y) respectivement. En général, ces courbes de capacité comportent une phase élastique linéaire suivie d'une phase non-linéaire correspondant à la formation des rotules plastiques, jusqu'au moment de la rupture.



**Figure 5.6 Courbe de capacité: effort tranchant à la base - déplacement au sommet selon le sens transversal (x)**

Les principaux résultats des efforts tranchants, des déplacements et des ductilités globales de la structure selon les deux sens sont présentés dans le tableau 5.7.

**Tableau 5.7 Résultats d'efforts tranchants, déplacements et ductilités.**

Caractéristiques	Effort élastique $F_y (KN)$	Déplacement élastique $D_y (cm)$	Effort Rupture $F_u (KN)$	Déplacement ultime $Du (cm)$	Ductilité $\mu (-)$
Sens (x)	383,58	2,04	424,16	21,6	10,58
Sens (y)	508,81	3,2	943,55	26,87	8,39

D'après le tableau précédent nous pouvons remarquer que:

- la résistance globale de la structure selon le sens(x) est inférieure à celle du sens (y), cela est dû au grand nombre de poteaux dans le sens (y) ;
- les caractéristiques des limites élastiques (effort tranchant – déplacement) montrent que la structure a une marge élastique plus importante selon (y) que celle selon (x);
- la ductilité de la structure selon le sens (y) est inférieure que celle selon le sens (x).

### **5.2.8.3 Résultats de la vulnérabilité de la structure**

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique de la structure (détermination de point de performance), il faut d'abord convertir les courbes de capacité des figures 5.7 et 5.8 à des spectres de capacité en utilisant les résultats obtenus par l'analyse modale. Ensuite on superpose ces courbes sur la courbe de demande. Les courbes spectres de capacité et spectres de demande déduites du calcul numérique sont présentées dans les figures 5.9 et 5.10.

Le tableau 5.8 montre les principaux résultats nécessaires pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique qui désignent le niveau de performance de la structure.

**Tableau 5.8 Valeurs du point de performance**

Point de performance	Effort tranchant $F_p (KN)$	Déplacement cible $D_p (cm)$
Sens (x)	416,16	7,93
Sens (y)	552,51	4,88

D'après les résultats du tableau 5.8 nous pouvons conclure que:

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 7,93 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 416,16 KN est situé au niveau de performance LS ( Life Safety).
- Selon le sens (y), le point de performance a un déplacement de demande de 4,88cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 552,51 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance IO (Immediate Occupancy).
- Selon l'ATC 40, notre structure est en état stable et les dommages, restent localiser.

### 5.2.9 Conclusion

Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre structure (pour ZIIB, sismicité moyenne) dans les deux sens se trouve dans le domaine poste -élastique et elle est plus vulnérable dans le sens transversal (x) que le sens longitudinal (y).

Malgré que la structure soit stable, il est préférable de prévoir un renforcement, de la structure selon la direction (x). En cas d'un séisme plus intense la structure subira de grands dommages et surtout dans le premier niveau qui entraîne la structure dans le niveau performance CP, qui est un niveau inacceptable.

### 5.3 Étude paramétrique :

Nous proposons dans cette partie une étude paramétrique de l'influence de certains paramètres sur la vulnérabilité sismique des structures en portique en béton armé, ces paramètres sont : la résistance du béton à la compression;

La modélisation en 2D a été adoptée pour diminuer le temps de calcul. Les démarches de la modélisation et la procédure de l'évaluation de la vulnérabilité sismique utilisées dans la

première partie, restent inchangées.

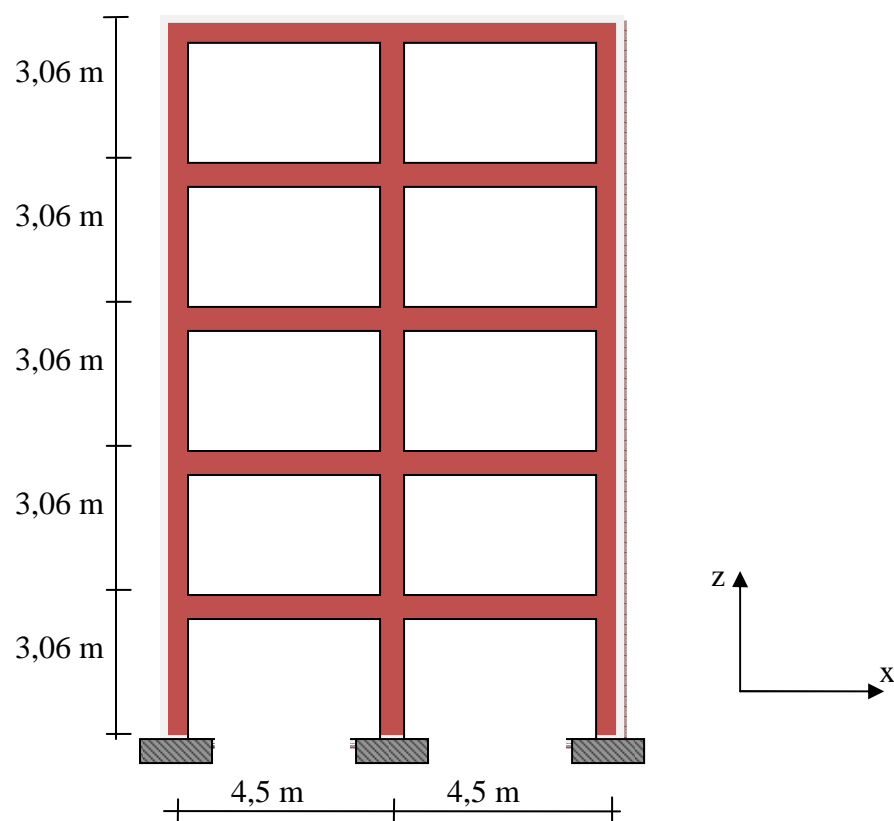
### 5.3.1 Cas étudié

Portique en béton armé

Nombre de travées : 2 travées

Nombre d'étages : 5

Hauteur de chaque étage : 3.06 m (figure 5.13).



*Figure. 5.7 Vue générale du modèle en 2D*



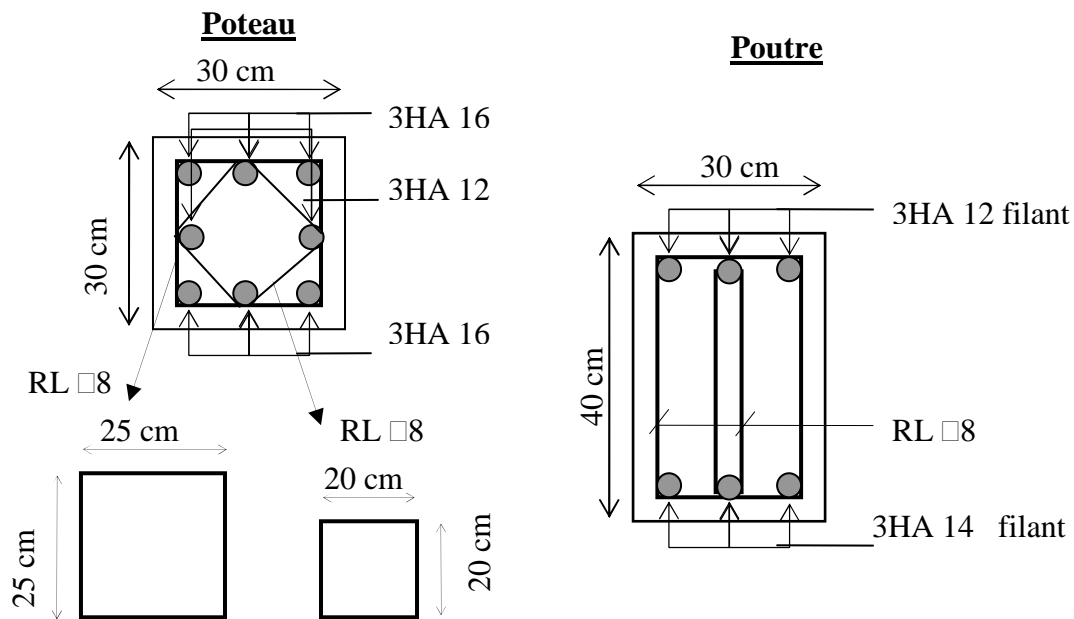


Figure. 5.8 Sections et ferrailage des poteaux et poutres

### 5.3.2 Caractéristiques des matériaux

#### ⇒ béton

Dans cette étude on utilise un béton possédant différentes résistances en compression (voir tableau 5.9)

Tableau 5.9 Caractéristiques mécaniques du béton pour différentes résistances en compression

$f_{c28}$ (MPa)	$E_b$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$ (t/m <sup>3</sup> )	$\nu$
25	32164,20	2,1	2.5	0.2
23	31282,54	1,98	2.5	0.2
20	29858,59	1,8	2.5	0.2
17	28284,10	1,62	2.5	0.2
15	27128,33	1,5	2.5	0.2

⇒ **Acier**

Les propriétés de l'acier utilisées sont données dans le tableau 5.10.

**Tableau 5.10 Caractéristiques mécaniques de l'acier utilisés**

FeE235 (MPa)	FeE400 (MPa)	Module d'élasticité $E_s$ (MPa)	Déformation élastique $\epsilon_{es}$	Déformation ultime $\epsilon_{us}$
235	400	$2,1.10^5$	2‰	10‰

### 5.3.3 Définition des charges

Les charges (gravitaire et horizontale) définies dans cette étude sont présentées dans le tableau 6.11. Noter que nous avons utilisé une charge latérale (représentant une action dynamique) Valant 1000 kN, la distribution de la charge appliquée en chaque étage en utilise l'équation (5-2).

**Tableau 5.11 Valeurs des charges latérales appliquées sur le portique**

Niveau	$W_i$ (kN)	$h_j$ (m)	$W_j.h_j$ (KN.m)	$\frac{W_j.h_j}{\sum W_i.h_i}$	Fix (kN)
01	834,705	3,06	2554,2	0,067	66,66
02	834,705	6,12	5108,4	0,13	133,33
03	834,705	9,18	7662,6	0,2	200,00
04	834,705	12,24	10217	0,26	266,66
05	834,705	15,3	12771	0,33	333,33
Poids total de la structure $W = \sum W_i = 4173,55 \text{ kN}$					

### 5.3.4 Modélisation des éléments structuraux

Les Poteaux et les Poutres sont modélisés en éléments finis de type poutre. Les valeurs de rigidités de flexion utilisées pour modéliser les éléments structuraux sont données dans le tableau 5.12.

**Tableau.5.12 Valeurs des rigidités de flexion utilisées pour les poteaux et les poutres**

$f_{c28}$ (MPa)	$E_b$ (MPa)	$0.5EI_b$ (kN.m <sup>2</sup> )	$0.7EI_c$ (kN.m <sup>2</sup> )
25	32164,20	$5025,65 \cdot 10^3$	$1519,76 \cdot 10^3$
23	31282,54	$4887,90 \cdot 10^3$	$1478,10 \cdot 10^3$
20	29858,59	$4665,40 \cdot 10^3$	$1410,82 \cdot 10^3$
17	28284,10	$4419,39 \cdot 10^3$	$1336,42 \cdot 10^3$
15	27128,33	$4238,80 \cdot 10^3$	$1281,81 \cdot 10^3$

Les résultats des moments et des rotations décrivant le comportement non-linéaire des rotules plastiques de chaque élément (poteau et poutre) sont présentés dans les tableaux 5.13, 5.14 et 5.15.

**Tableau5.13 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poteaux pour différentes valeurs de résistance en compression du béton**

$F_{c28}$ (MPa)	$M_B$ (kn.m)	$M_C$ (kn.m)	$M_D$ (kn.m)	$M_E$ (kn.m)
25	212,76	266,0	42,6	42,6
23	206,9	258,7	41,4	41,4
20	197,5	246,9	39,5	39,5
17	187,1	233,9	37,4	37,4
15	179,5	224,3	35,9	35,9

**Tableau5.14 Résultats des moments caractérisant la loi de comportement des poutres pour différentes valeurs de résistance en compression du béton**

$F_{c28}$ (MPa)	$M_B$ (kn.m)	$M_C$ (kn.m)	$M_D$ (kn.m)	$M_E$ (kn.m)
25	411,7	514,6	82,3	82,3
23	400,4	500,5	80,1	80,1
20	382,2	477,7	76,4	76,4
17	362,0	452,5	72,4	72,4
15	347,2	434,1	69,4	69,4

**Tableau 5.15 Rotations et niveaux de performances correspondant pour les poteaux et les poutres**

Elément	Rotation			Niveaux de performances		
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
<b>Poteaux</b>	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02
<b>Poutres</b>	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025

### 5.3.5 Conditions aux limites

La structure est supposée parfaitement encastree à la base. Pour la superstructure les conditions aux limites sont :

$u_y = 0, \quad u_x \neq 0, \quad u_z \neq 0$  Déplacement bloqué selon (y) et (z), et libre selon x.

$R_x = 0, \quad R_z = 0, \quad R_y \neq 0$  Rotation bloquée autour de (x) et (z), et libre autour de (y).

### 5.3.6 Influence de la résistance du béton

Dans cette section, la résistance de béton à la compression variée, mais le type de sol et la zone sismique sont maintenus constants. Les tableaux 5.16 à 5.28 présentent les résultats d'évaluation de la vulnérabilité pour différentes résistances du béton à la compression, avec type de sol et zone sismique constants.

**Tableau 5.16 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone I.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	1,09	1,11	1,13	1,16	1,19
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	33,47	33,00	32,24	31,38	30,73

**Tableau. 5.17 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone I.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	1,68	1,73	1,81	1,89	1,93
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	51,56	51,56	51,56	51,00	49,94

**Tableau. 5.18 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone I.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	2,24	2,30	2,41	2,55	2,65
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	68,75	68,75	68,75	68,75	68,75

**Tableau. 5.19 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone I.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	3,54	3,59	3,67	3,78	3,86
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	108,76	107,26	104,79	101,99	99,89

**Tableau. 5.20 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone II.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	2,04	2,07	2,12	2,18	2,32
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	62,75	61,88	60,46	58,84	57,93

**Tableau. 5.21 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone II.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	3,36	3,45	3,53	3,63	3,71
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	103,12	103,12	100,76	98,07	96,04

**Tableau. 5.22 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone II.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	4,10	4,22	4,42	4,65	4,74
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	126,32	126,03	126,03	125,53	122,94

**Tableau. 5.23 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone II.**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	5,59	5,75	6,03	6,36	6,63
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	171,86	171,86	172,86	171,86	171,86

**Tableau. 5.24 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S1, Zone III .**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	3,40	3,45	3,53	3,63	3,71
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	104,58	103,14	100,76	98,07	96,04

**Tableau. 5.25 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S2, Zone III .**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	5,17	5,25	5,37	5,52	5,63
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	158,96	156,77	153,16	149,06	145,99

**Tableau. 5.26 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S3, Zone III .**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	5,97	6,13	6,43	6,78	6,97
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	183,32	182,53	183,32	183,32	180,56

**Tableau. 5.27 Résultats d'évaluation de la vulnérabilité S4, Zone III .**

	Résistance du béton à la compression (MPa)				
Point de performance	25	23	20	17	15
Déplacement cible $D_p (cm)$	6,53	6,66	7,03	7,42	7,73
Effort tranchant à la base $F_p (kN)$	200,51	193,27	200,51	200,51	200,51

A titre d'exemple, le tableau 5.29 résume les résultats de comparaison des rapports des déplacements et des efforts tranchants correspondant aux différentes résistances du béton à la compression du tableau 5.28.

**Tableau. 5.28 Comparaison des résultats de l'influence de la Résistance à la compression du béton sur la vulnérabilité pour S4, Zone III.**

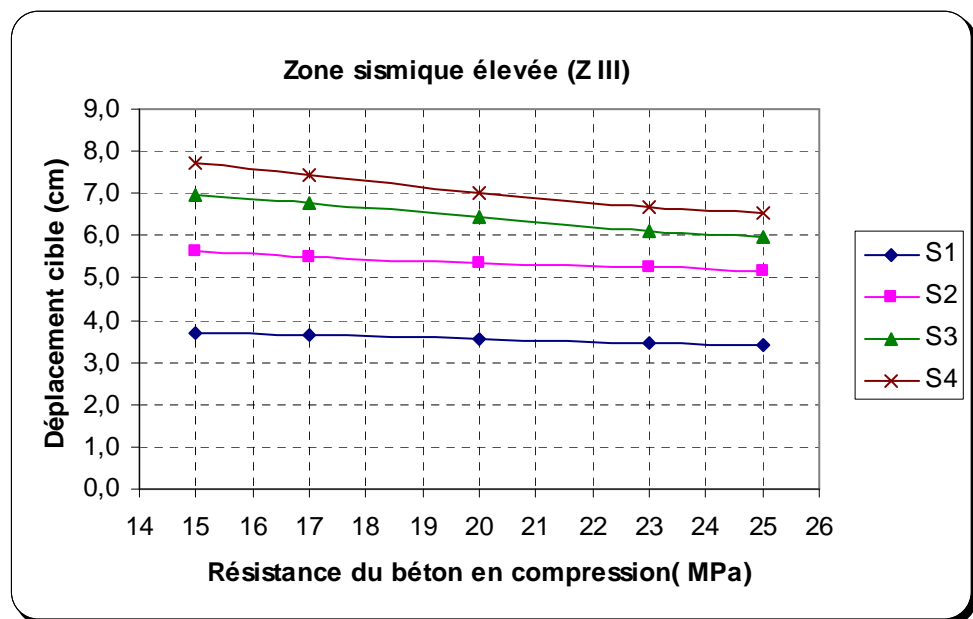
	Comparaison résistances du béton			
Point Performance	23/25	20/25	17/25	15/25
Rapport des déplacements cibles	1,02	1,08	1,14	1,19
Rapport des efforts tranchants à la base	0,96	1,00	1,00	1,00



D'après les résultats présentés dans le tableau 5.28, nous pouvons constater que :

- La différence entre les déplacements correspondants aux résistances à la compression du béton (15 MPa et 25 MPa) est d'une valeur de 1.20 cm.
- Du tableau 5.29, nous pouvons aussi noter qu'il y a une augmentation du déplacement de 2%, 8%, 14% et 19% correspondant aux résistances du béton à la compression de 23 MPa, 20 MPa, 17 MPa et 15 MPa respectivement par rapport à  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents (5.17 à 5.28) sont présentés sous forme graphique dans les figures 5.19 à 5.24. De ces figures, on peut déduire que pour chaque zone sismique et chaque type de sol, le déplacement est inversement proportionnel à la résistance du béton à la compression. Par contre, l'effort tranchant à la base reste relativement constant.



**Figure 5.9 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III**

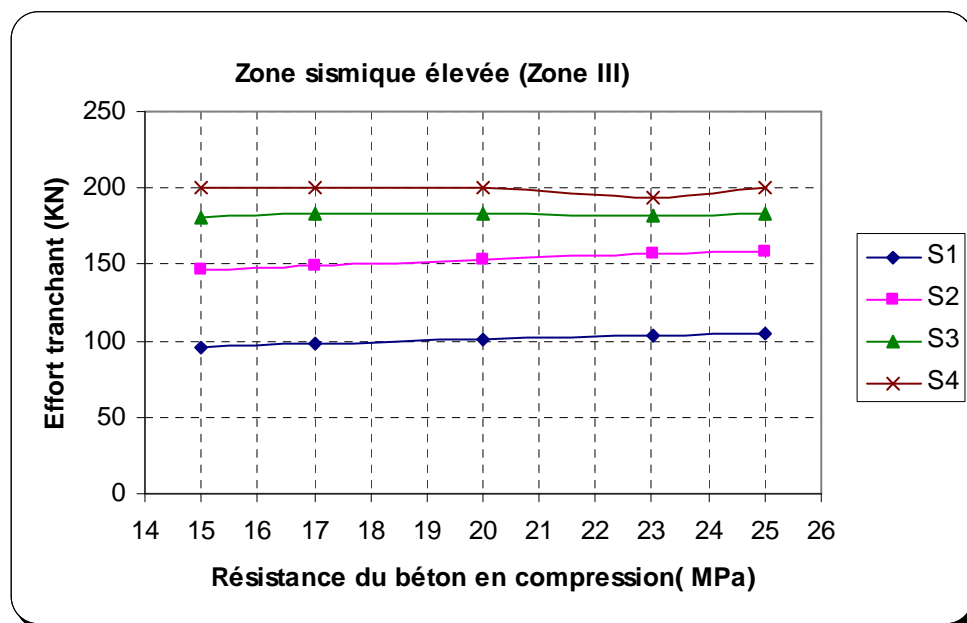


Figure 5.10 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone III

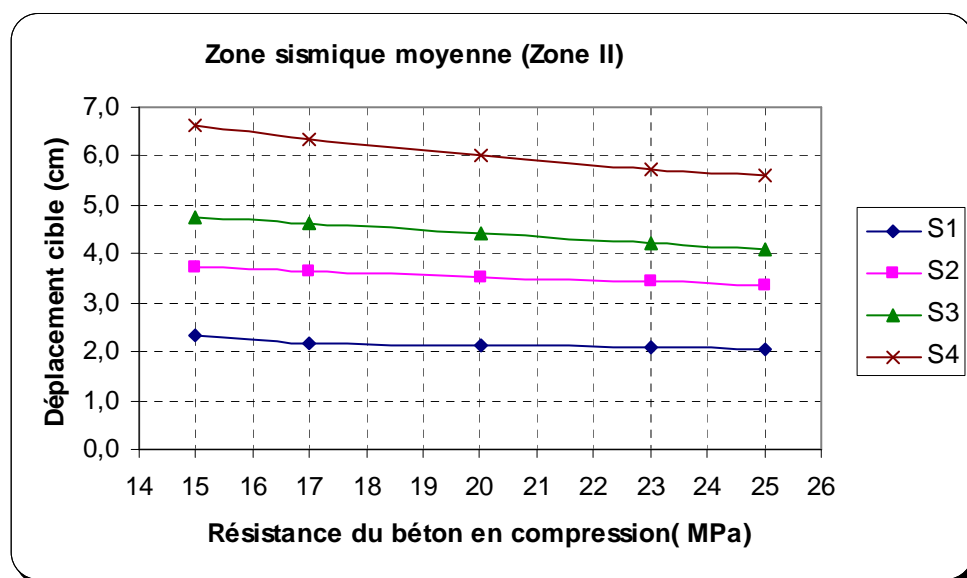


Figure 5.11 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II

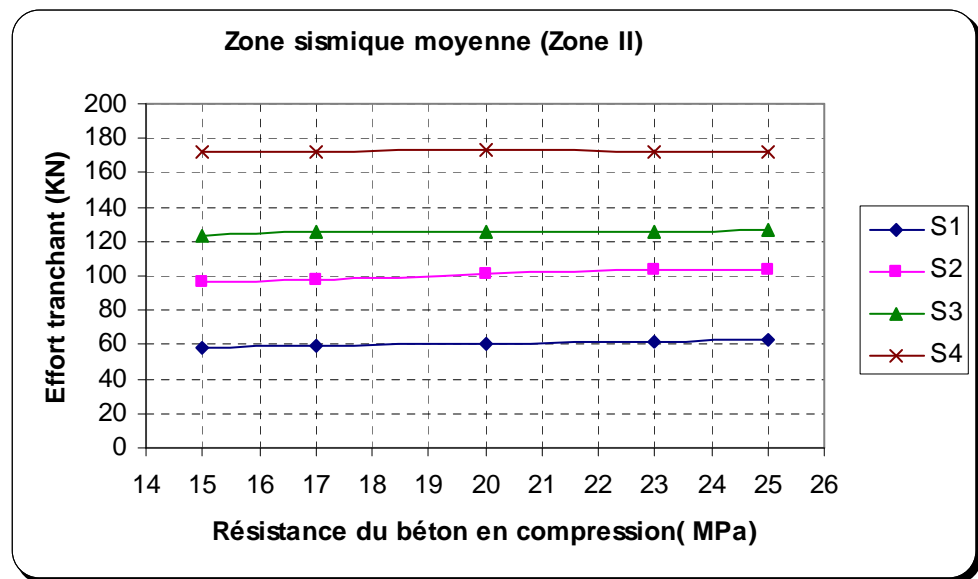


Figure 5.12 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone II

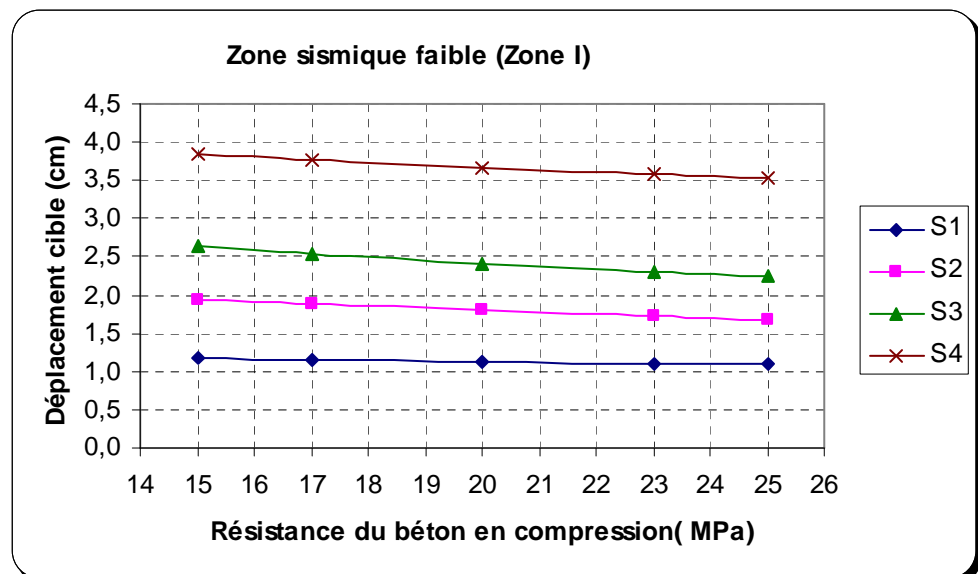
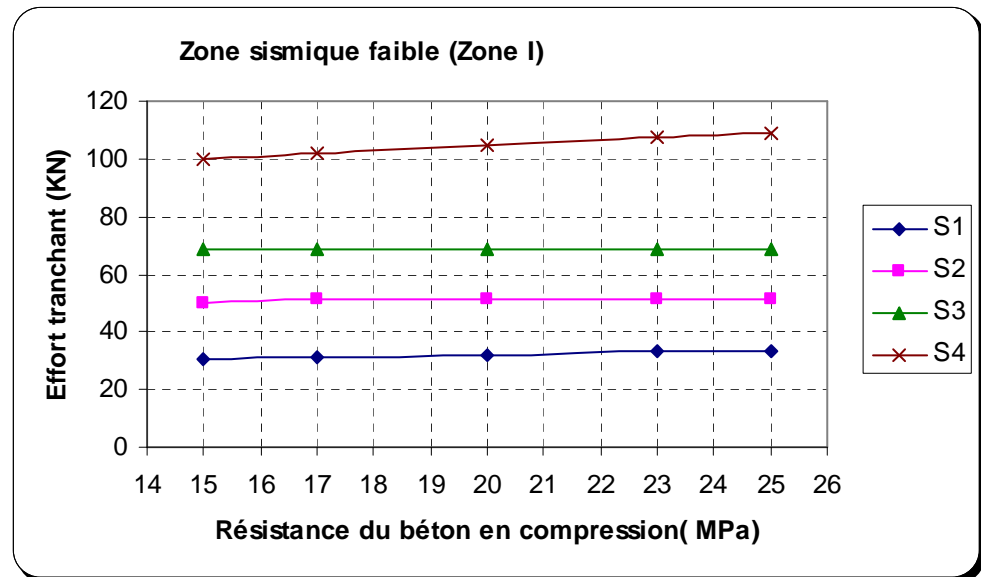


Figure 5.13 Déplacement cible en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I



*Figure 5.14 Effort tranchant à la base en fonction de la résistance du béton à la compression, Zone I*

## 5.4 Conclusion

D'après les résultats de notre étude paramétrique nous pouvons conclure que :

La variation de la résistance du béton à la compression de 15 MPa à 25 MPa a une influence assez considérable sur le déplacement cible, par contre l'effort tranchant à la base est indépendant du choix de la résistance du béton à la compression.