

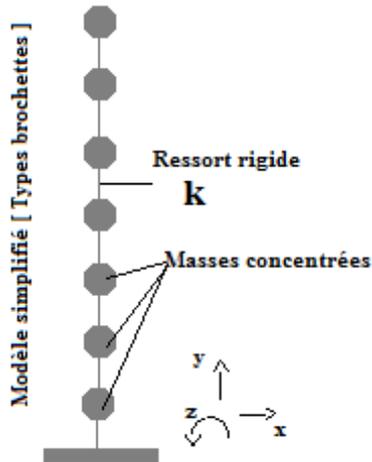
Contents

1.	Modélisation de la structure	3
1.1.	Introduction.....	3
1.2.	Matrice de rigidité	3
1.3.	Matrice de masse	4
1.4.	Analyse modale	4
1.4.1.	Calcul des modes propres	4
1.4.2.	Les masse modales effectives	6
1.4.3.	Le coefficient de participation ν_i de chaque mode.....	6
2.	Analyse du comportement de la structure selon l’Eurocode 8 – Analyse spectrale.....	7
2.1.	Spectre de réponse élastique et l’accélération de calcul.....	7
2.2.	Facteur de participation	7
2.3.	Calcul des efforts maximaux rencontrés dans la structure	8
2.3.1.	Les efforts appliqués à la structure	8
2.3.2.	Les effets d’action sismique - recombinaison modale au niveau de chaque étage	8
	• Effort tranchant.....	9
	• Moment fléchissant.....	9
2.3.3.	Les effets d’action sismique - recombinaison modale au niveau de la fondation	10
	• Effort tranchant.....	10
	• Moment fléchissant.....	10
2.3.4.	Les effets d’action sismique - recombinaison modale - comparaison	10
2.3.5.	Les diagrammes de moment fléchissant et d’effort tranchant.....	10
3.	Analyse temporelle de la structure avec la toolbox FEM sous Matlab	11
3.1.	Modélisation de la structure	11
3.2.	Analyse modale	11
3.3.	Analyse temporelle.....	13
3.3.1.	Amortissement de Rayleigh	13
3.3.2.	Analyse de l’accélérogramme	13
3.3.3.	Les diagrammes du moment fléchissant et d’effort tranchant.....	13
3.4.	Prise en compte d’un élément d’interface à la base de la structure	14
4.	Annexe – Code Scilab	16

1. Modélisation de la structure

1.1. Introduction

Nous avons considéré l'ensemble de la structure comme un ensemble de 7 éléments poutres avec les masses concentrés à chaque nœud, avec 3 ddl/nœud.



Justification :

- Structure régulière en plan.
- Planchers rigides

Cette modélisation sous forme d'un console verticale assimilée à un oscillateur à 7 étages (7 masses concentrées nous semble admissible dans le sens où les actions d'un séisme sont plus importants suivant les directions x et z (déplacements horizontales et rotations)

1.2. Matrice de rigidité

En partant de la matrice de raideur élémentaire K_e , nous avons procédé par assemblage la constitution de notre matrice de rigidité pour l'ensemble de 7 éléments poutres.

$$k_{el} = I * E / L^3 * \begin{bmatrix} 12 & 6 & -12 & 6; \\ 6 & 4 & -6 & 2; \\ -12 & -6 & 12 & -6; \\ 6 & 2 & -6 & 4 \end{bmatrix}$$

$E = 30000 \text{ Mpa}$
 $L = 2.74 \text{ m}$

$$I = [0.831430, 0.623073, 0.623073, 0.623073, 0.623073, 0.623073, 0.829468]$$

Et pour l'inertie I nous avons pris les inerties/étage car la géométrie n'est pas tout à fait homogène.



Les deux parties étant dynamiquement indépendantes ;
 $I = I_1 + I_2$

On obtient une matrice 16×16 (7 éléments poutre – 8 nœuds – 2 directions (horizontales et verticales) La base de la structure étant considérée comme encastree, nous avons éliminé les 2 premières lignes ainsi que les deux premières colonnes pour enfin avoir une matrice 14×14 tenant en compte les déplacements horizontales et les rotations des 7 masses, notre objectif étant de rester qu'avec une matrice qui ne prend en compte que les mouvements suivant y, $K_7 (7 \times 7)$;
 $S_{14} = K_{14} - 1$ et en supprimant les lignes et les colonnes concernant les rotations, nous obtenons notre matrice, $K_7 = S_7 - 1$

K7 =

1.97E+10	-1.18E+10	4.62E+09	-1.24E+09	3.34E+08	-8.74E+07	1.59E+07
-1.18E+10	1.39E+10	9.96E+09	4.13E+09	1.11E+09	2.91E+08	5.29E+07
4.62E+09	-9.96E+09	1.31E+10	-9.75E+09	4.09E+09	-1.07E+09	1.95E+08
-1.24E+09	4.13E+09	9.75E+09	1.31E+10	9.81E+09	4.00E+09	7.26E+08
3.34E+08	-1.11E+09	4.09E+09	-9.81E+09	1.33E+10	-9.46E+09	2.71E+09
-8.74E+07	2.91E+08	1.07E+09	4.00E+09	9.46E+09	1.01E+10	3.82E+09
1.59E+07	-5.29E+07	1.95E+08	-7.26E+08	2.71E+09	-3.82E+09	1.69E+09

1.3. Matrice de masse

Nous avons calculé les masses en considérant à chaque nœud une masse concentré m tel que :
 m= masse de la moitié supérieur + masse du plancher + masse de la moitié inferieur, ainsi notre matrice de masse M :

M =

26413	0	0	0	0	0	0
0	24600	0	0	0	0	0
0	0	24600	0	0	0	0
0	0	0	24600	0	0	0
0	0	0	0	24600	0	0
0	0	0	0	0	24600	0
0	0	0	0	0	0	22374

1.4. Analyse modale

1.4.1. Calcul des modes propres

Cette analyse nous permet d'étudier, de surveiller et de contrôler la stabilité de la structure. Nous allons déterminer les paramètres modaux de notre structure à savoir les fréquences propres, les coefficients d'amortissement ainsi que les déformés modales.

Nous avons calculé les modes propres en se basant sur l'équation de la dynamique en régime libre :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = 0$$

Les valeurs propres nous avons obtenu en vérifiant la condition suivante :

$$\det([K] - \omega^2[M]) = 0$$

Nous avons posé que $\lambda = \omega^2$ et nous avons divisé l'équation par [M] :

$$\det([K][M]^{-1} - \lambda Id) = 0$$

En utilisant les fonctions

$$\text{evals}=\text{spec}(A)$$

$$[R,\text{diagevals}]=\text{spec}(A)$$

Nous avons obtenu les valeurs propres, les vecteurs propres et les formes des modes propres de la structure. Les valeurs propres représentent nos pulsations propres ωi^2 . Pour obtenir les fréquences propres nous avons utilisé la formule :

$$f = \frac{\sqrt{\omega^2}}{2\pi}$$

Résultats obtenus :

- les valeurs propres

evals =

1581617.9
 1054630.1
 519074.44
 193047.42
 50280.999
 6481.4926
 170.62597

- les fréquences propres

f =

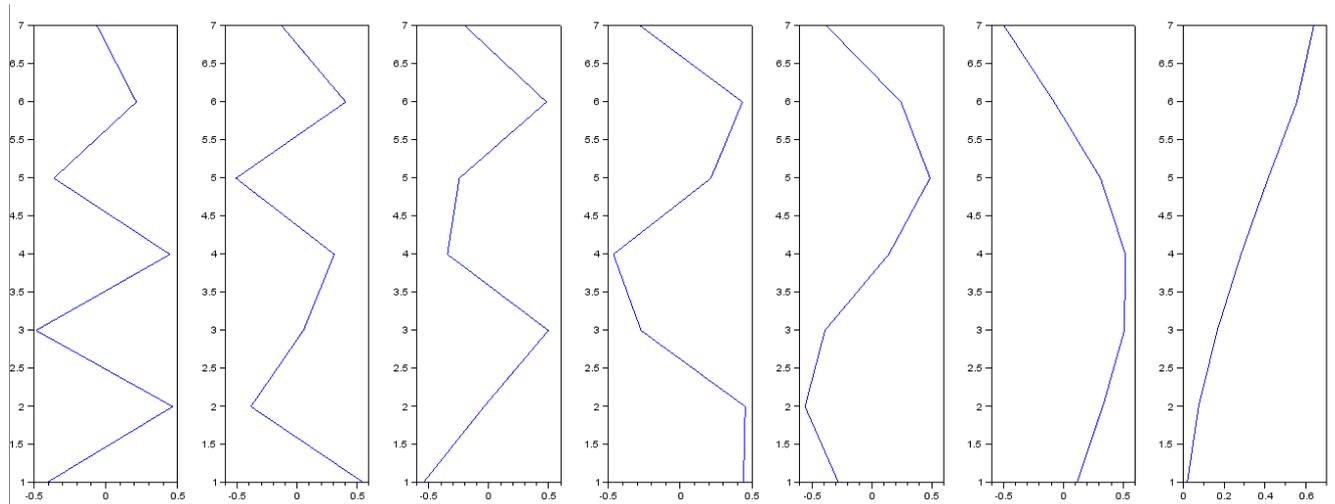
200.25858
 163.52737
 114.72424
 69.963634
 35.706091
 12.8197
 2.079998

- les vecteurs propres

R =

-0.4110030 0.5559026 -0.5464080 0.4405252 -0.2766574 0.1137774 0.0203500
 0.4663819 -0.3865479 -0.0385618 0.4526415 -0.5578235 0.3295833 0.0759522
 -0.4842798 0.0517063 0.4983355 -0.2727347 -0.3904059 0.5107310 0.1671087
 0.4473132 0.3103273 -0.3449957 -0.4653222 0.1416808 0.5195777 0.2829915
 -0.3602689 -0.5113856 -0.2450588 0.2140906 0.4868392 0.3108674 0.4149598
 0.2132953 0.4052993 0.4827868 0.4323721 0.2439224 -0.0758484 0.5556925
 -0.0604972 -0.1295909 -0.1986304 -0.2781437 -0.3785403 -0.4952079 0.6362562

- les formes des modes propres



1.4.2. Les masse modales effectives

La masse modale effective nous donne une information sur l'importance de la masse dans un mode et en même temps l'importance de ce mode sur les vibrations de la structure. Nous l'avons calculée à partir de cette formule :

$$\{\tilde{m}_{effi}\} = \frac{(\{^t\Phi_i\}[M]\{I\})^2}{\{^t\Phi_i\}[M]\{\Phi_i\}}$$

Les masse modales effectives pour chaque mode sont égaux à :

Meff =

1111.7154

2923.7836

4156.4649

8245.2874

12744.174

40325.665

112311.64

1.4.3. Le coefficient de participation v_i de chaque mode

Le coefficient de participation nous donne une information sur l'importance de la masse dans un mode en pourcentage. Nous l'avons calculé à partir de cette formule :

$$v_i = \frac{\{\tilde{m}_{effi}\}}{\{^tI\}[M]\{I\}}$$

Les coefficients de participation de chaque mode sont égaux à

v =

0.0064715

0.0170198

0.0241955

0.0479972

0.0741860

0.2347425

0.6537850

La somme de tous les coefficients de participation est égal à 1.

sum(v)

ans =

1.0583975

La somme de masses modales effectives de premiers trois modes représente environ 90 % (la somme représente 95%) de la masse totale. Dans Scilab ces modes sont représentés par les modes 5, 6 et 7. Ceci veut dire que ce trois modes sont les plus importants et le mode 7 est le mode dominant.

2. Analyse du comportement de la structure selon l'Eurocode 8 – Analyse spectrale

2.1. Spectre de réponse élastique et l'accélération de calcul

Le spectre de réponse élastique correspond à la réponse maximale en termes de déplacement, vitesse ou accélération d'un oscillateur à 1 degré de liberté d'amortissement ξ en fonction de sa période propre lorsqu'il est excité par un sismogramme $a(t)$.

Pour tracer un spectre de réponse il faut chercher le maximum de déplacement, de vitesse ou d'accélération (en fonction du type de spectre) d'une série d'oscillateurs à 1 degré de liberté ayant des périodes propres différentes excitée avec un signal sismique. Chaque point du spectre représente une réponse d'un oscillateur. Le spectre de réponse est tracé pour un amortissement égal à 5%.

A partir d'un spectre nous sommes capables d'avoir la valeur des sollicitations sismiques maximales appliquées à la structure pour chaque mode propre caractérisé par une valeur de période propre.

Nous avons calculé les valeurs d'accélération en suivant les formules de l'Eurocode 8.

Paramètres nécessaires pour le calcul de l'accélération de calcul $S_a = \frac{S_e(T)}{q}$:

- zone de sismicité – 4
- accélération maximale de référence $a_{gR} = 1,6 \text{ m/s}^2$
- classe d'importance II – coefficient d'importance $\gamma_I = 1$
- classe de sol - A
- paramètre du sol pour les composantes – $S=1$
- coefficient d'amplification pour effet de site topographique - $S_T = 1$
- Composante du séisme - $T_B = 0,03, T_C = 0,2, T_D = 2,5$

Les valeurs de $S_e(T)$ sont comme suivantes :

Se =

2.0327738
 2.1299826
 2.3554347
 2.8387388
 4.0272236
 4.2
 1.7471983

2.2. Facteur de participation

Le facteur de participation a été calculé à partir de cette formule :

$$\{\Gamma_i\} = \frac{\{ {}^t\Phi_i \} [M] \{ I \}}{\{ {}^t\Phi_i \} [M] \{ \Phi_i \}}$$

Les facteurs de participation pour chaque mode sont égaux à :

Fp =

- 0.2113072
 0.3411451
 - 0.4073140
 0.5768411
 - 0.7224117
 1.2941472
 2.1769106

2.3. Calcul des efforts maximaux rencontrés dans la structure

La capacité à se déformer plastiquement sans perte de résistance étant traduite par un coefficient réducteur du spectre élastique q « coefficient de comportement », nous avons pris en considération la valeur du coefficient q égal à 1. Ceci implique que $S_a = S_e(T)$.

2.3.1. Les efforts appliqués à la structure

Les efforts appliqués à la structure ont été calculée à partir de cette formule :

$$\{P_i\} = \Gamma_i S_a [M] \{\Phi_i\}$$

Les efforts appliqués à la structure pour chaque mode sont égaux à :

P =

				MODE 5	MODE 6	MODE 7
4662.9187	10668.992	13846.083	19052.933	21258.978	16334.221	2044.3562
- 4928.1072	- 6909.611	910.10809	18233.543	39922.937	44069.012	7106.5371
5117.2292	924.25849	- 11761.354	- 10986.443	27941.008	68290.5	15635.687
- 4726.6148	5547.155	8142.3397	- 18744.355	- 10139.972	69473.41	26478.371
3806.8455	- 9141.1071	5783.7015	8624.1105	- 34842.647	41566.488	38826.112
- 2253.8233	7244.7967	- 11394.385	17417.043	- 17457.313	- 10141.785	51993.904
581.41779	- 2106.8762	4263.7884	- 10190.614	24640.651	- 60224.054	54145.739

Pour calculer les efforts maximaux appliqués à la structure nous avons pris en compte tous les modes identifiés comme mobilisant 90% de la masse totale. Ceci veut dire les modes 5, 6 et 7. Les valeurs adéquates de ces modes ont été entourées.

2.3.2. Les effets d'action sismique - recombinaison modale au niveau de chaque étage

Nous avons utilisé la méthode SRSS (combinaison quadratique) pour superposer les efforts appliqués à la structure. Pour calculer les effets sismiques au niveau de la fondation nous avons d'abord fait la combinaison des efforts au niveau de chaque étage pour trois modes et puis nous avons sommés ses effets tout au long de la structure.

- **Effort tranchant**

Les efforts moyens P_m sur chaque étage sont égaux à :

Pm =
 26887.364
 59886.739
 75423.915
 75036.51
 66702.699
 55776.157
 84651.399

La somme de ces forces donne l'effort tranchant maximal au niveau de la fondation de la structure.

-->sum(Pm)
 ans =
444364.78

- **Moment fléchissant**

Les moments fléchissant M_f générés au niveau de la fondation par les efforts P de chaque étage sont égaux à :

Mf =
 58249.601 44755.765 5601.536
 218777.69 241498.19 38943.823
 229675.08 561347.91 128525.35
 - 111134.1 761428.57 290202.94
 - 477344.27 569460.89 531917.74
 - 286998.23 - 166730.94 854779.78
 472607.68 - 1155097.4 1038515.3

Les moments fléchissant moyens M_{fm} générés au niveau de la fondation par les efforts P de chaque étage sont égaux à :

Mfm =
 73671.376
 328179.33
 619984.58
 822400.15
 913826.97
 916960.01
 1623613.8

La somme de ces moments donne le moment fléchissant maximal au niveau de la fondation de la structure :

-->sum(Mfm)
 ans =
5298636.3

2.3.3. Les effets d'action sismique - recombinaison modale au niveau de la fondation

Nous avons utilisé encore une fois la méthode SRSS pour combiner les efforts appliqués à la structure. Cette fois pour calculer les effets sismiques au niveau de la fondation d'abord nous avons sommés les efforts appliqué tout au long la structure pour chacune des trois modes. Ensuite afin d'obtenir des valeurs maximales, nous avons fait la combinaison des sommes obtenues.

- **Effort tranchant**

La somme des efforts appliqués à la structure pour chaque mode :

$$V_s =$$

51323.64	169367.79	196230.71
----------	-----------	-----------

La combinaison des sommes donne l'effort tranchant maximal au niveau de la fondation de la structure :

$$V_{b2} = 264246.2$$

- **Moment fléchissant**

La somme des moments fléchissant générés par les efforts appliqués sur chaque étage pour chaque mode :

$$M_{fs} =$$

103833.46	856663.02	2888486.4
-----------	-----------	-----------

La combinaison des sommes donne le moment fléchissant maximal au niveau de la fondation de la structure :

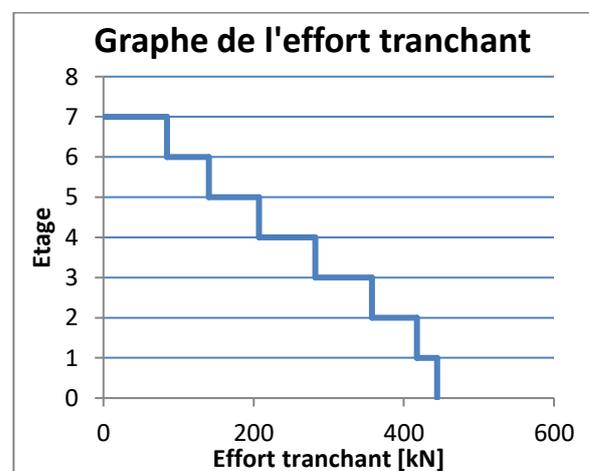
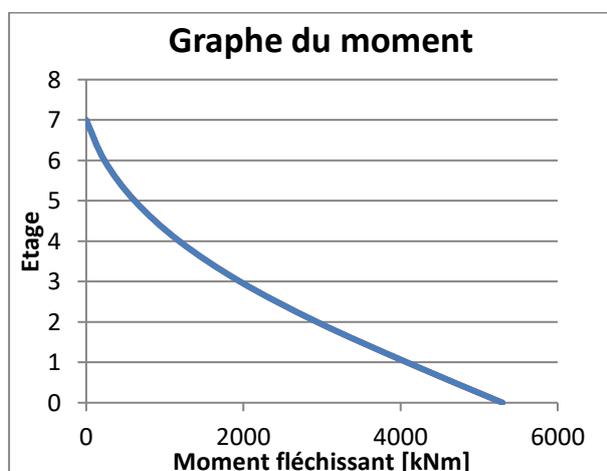
$$M_{fb2} = 3014632.1$$

2.3.4. Les effets d'action sismique - recombinaison modale - comparaison

Les efforts calculés selon la première méthode avec recombinaison modale au niveau de chaque étage ont des valeurs plus grandes que les efforts calculés selon la deuxième méthode. Dans la méthode 2 les valeurs des efforts sont plus petites car elles peuvent s'annuler lors de leur somme. Cette deuxième méthode montre pourquoi nous ne pouvons pas recombinaison les modes en faisant une somme simple. Nous risquons la sous-estimation des valeurs des efforts.

2.3.5. Les diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant

Les diagrammes sont dessinés par rapport aux valeurs des efforts calculés suivant la première méthode.



Le moment maximum est égal à 5299 kNm et il se trouve à la base de la structure. D'après la position du moment maximum nous pouvons conclure que le dimensionnement des fondations joue un rôle important.

3. Analyse temporelle de la structure avec la toolbox FEM sous Matlab

3.1. Modélisation de la structure

Nous avons modélisé notre structure sous Matlab. Nous avons utilisé des éléments poutre. Dans les conditions limites imposé nous avons bloqué le mouvement du nœud 1 (pied de la construction) dans toutes les directions et le mouvement dans direction 2 (verticale) de chaque autre nœud.

Nous avons ajouté des masses concentrées à chaque nœud dans direction verticale et horizontal. Les valeurs des masses et des inerties ont été prises les même que dans le modèle Scilab. Toutes les valeurs ont été présentées dans un tableau récapitulatif suivant :

Nœud	2	3	4	5	6	7	8
Masse [kg]	26412.5	24600	24600	24600	24600	24600	22374.3
Inertie [m ⁴]	0.831430	0.623073	0.623073	0.623073	0.623073	0.623073	0.829468

3.2. Analyse modale

Nous avons effectué une analyse modale Matlab. Cet outil nous a permet de vérifier une exactitude de notre calcul sous Scilab parce que la méthodologie d'effectuer l'analyse modale est la même en utilisant ces deux logiciels.

La différence entre deux code est dans la formule de le déminant de l'équation dynamique. Nous avons considéré sous Scilab la forme suivant :

$$\det([K][M]^{-1} - \lambda Id) = 0$$

Par contre sous Matlab cette condition se présenté différemment :

$$\det\left(-\frac{1}{\omega^2} Id + [K]^{-1}[M]\right) = 0$$

Ceci impliqué que pour obtenir des valeurs de ω sous Scilab il faut utilisé la formule $\text{sqrt}(evals)$ et sous Matlab il faut appliqué la formule $\text{omega}=1./\text{sqrt}(V)$ où $evals$ et V correspond aux valeurs propres calculé par logiciel.

Pulsations propres sous Scilab(oméga) :

```
-->sqrt(evals)
ans =

    1257.6239
    1026.9519
    720.46821
    439.37162
    224.23425
    80.507718
    13.062388
```

Pulsations propres sous de Matlab (oméga) :

```

omega =
1.0e+03 *
Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf
Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf Inf

```

Pour compare il faut regarde la valeur pour le premier mode propre qui se trouve en dernière colonne sous Scilab et en première colonne sous Matlab. « Voir valeurs entourées »

Ensuite nous avons tracé les déformé modale et nous pouvons constater que elles sont les même selon Scialab et Matlab. Encore une fois la dernière déformée sous Scilab correspond à la première déformée sous Matlab.

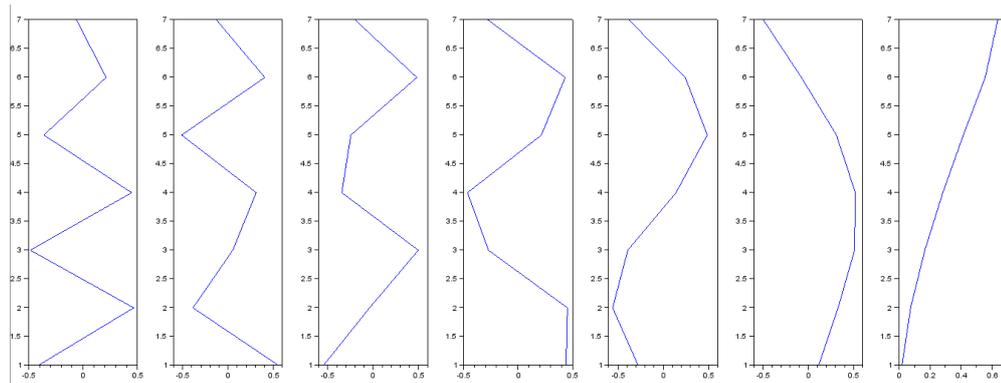


Figure 1 Déformé modale sous Scilab

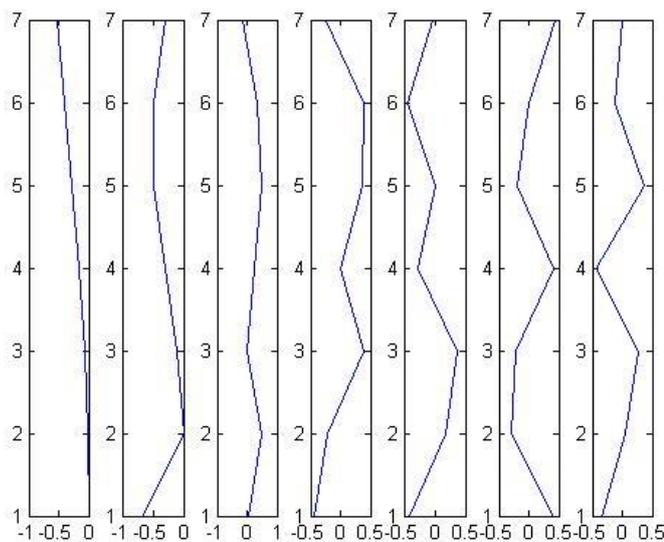


Figure 2 Déformé modale sous Matlab

3.3. Analyse temporelle

3.3.1. Amortissement de Rayleigh

Facteur d'amortissement ξ donné en pourcentage exprime le ratio du coefficient d'amortissement effectif par rapport au coefficient d'amortissement critique. Ce dernier décrit le cas où le système est ramené à sa position d'équilibre en un temps minimum et sans oscillations. A partir d'équation dynamique nous pouvons décrire le facteur d'amortissement par la formule suivante :

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

L'amortissement regroupe les phénomènes qui atténuent l'amplitude des oscillations au cours du mouvement. Dans notre analyse nous sommes obligés de prendre en compte l'amortissement de la structure. Pour les cas courants de l'analyse sismique, l'amortissement de type visqueux (classique) reproduit suffisamment bien le comportement des structures. Pour aboutir à l'amortissement classique nous utilisons l'amortissement de Rayleigh qui explicite complètement le phénomène de l'amortissement. Cet amortissement est utilisé seulement si les forces dissipatives sont petites, dans le cas contraire, une erreur considérable peut être introduite en supposant que l'amortissement est visqueux, alors qu'il ne l'est pas réellement. Avec l'amortissement de Rayleigh, le coefficient d'amortissement ne peut être spécifié que pour deux modes.

Calcul des paramètres α et β de l'amortissement de Rayleigh :

$$\alpha_1 = 2\xi \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \text{ et } \beta_1 = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \text{ avec } \xi = 0.03; \omega_1 = 13.1; \omega_2 = 80.5$$

$$\alpha_1 = 0.6760 \text{ et } \beta_1 = 0.00064$$

3.3.2. Analyse de l'accélérogramme

A partir des données que nous avons obtenues au sein de Travaux Pratiques d' Interactions Sol-Structure nous sommes capables d'affirmer qu' un spectre de l'accélérogramme donné correspond à spectre réglementaire proposé par l'Eurocode 8. En fait le signal sismique a été généré de façon à avoir un spectre identique à celui de l'Eurocode 8 pour des paramètres du spectre suivants :

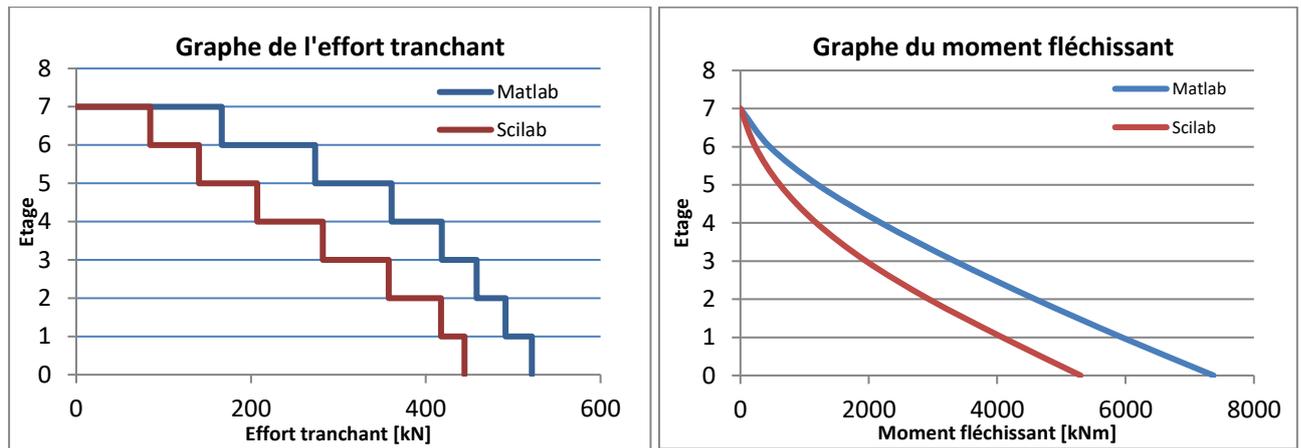
- zone de sismicité – 4
- classe d'importance II
- classe de sol - C

Dans notre exercice de BE Sismique nous considérons que la structure est placée sur un sol de classe A. Afin d'obtenir des résultats cohérents avec notre calcul sous Scilab nous avons changé le coefficient d'accélogramme de $\frac{1}{1.04}$ à $\frac{1}{2.08}$.

3.3.3. Les diagrammes du moment fléchissant et d'effort tranchant

Nous avons effectué l'analyse temporelle du bâtiment selon direction y. Puis nous avons tracé les graphes d'effort tranchant et du moment fléchissant. Sur les graphes nous avons mis aussi des courbes représentant l'évolution des efforts internes calculés sous Scilab.

Nous pouvons remarquer que la cumulation des efforts internes se trouve au pied de la structure. Ceci met en évidence l'importance de bon dimensionnement des fondations et du joint structure – fondation parce que c'est un endroit qui va reprendre les efforts les plus importants.



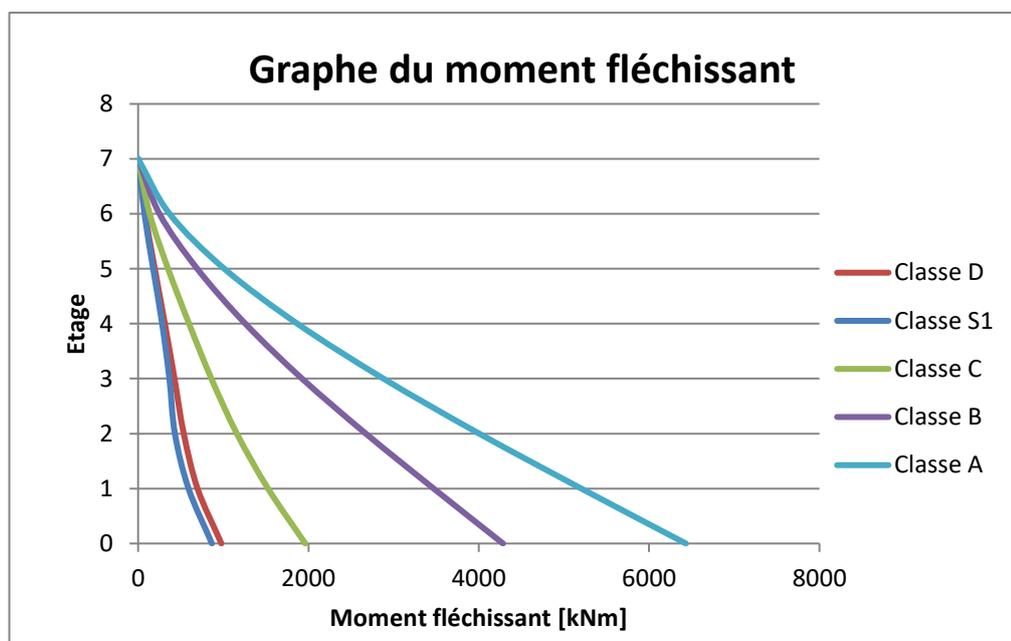
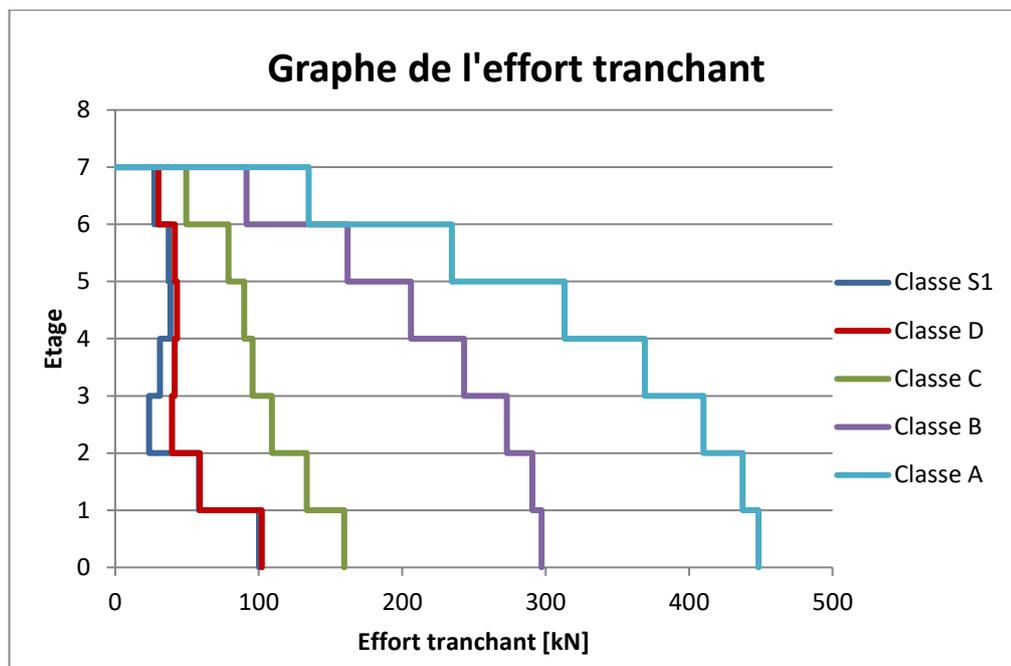
	Scilab	Matlab
Effort tranchant [kN]	444,36	521,43
Moment fléchissant [kNm]	5298,63	7370,87

Nous voyons que les efforts internes calculés sous Matlab sont plus grands que les efforts internes calculés sous Scilab. L'écart peut s'expliquer par la différence de méthodologie de l'analyse spectrale et l'analyse temporelle. Cette première ne prend en compte que les trois premiers modes propres identifiés comme mobilisant 90% de la masse total. En plus l'analyse spectrale recombine les modes en utilisant la méthode SRSS de combinaison quadratique simple. L'analyse temporelle prend en compte tous les modes et en plus vérifie les efforts internes tout le long de la durée du séisme en fonction du temps.

3.4. Prise en compte d'un élément d'interface à la base de la structure

Dans cette partie-là nous avons remplacé l'encastrement de la structure par un élément d'interface qui prend en compte le comportement de la structure reposant sur un massif de sol. Cet élément est un système de ressorts et d'amortisseurs dans les trois directions. Nous avons modélisé les propriétés de cet élément-là en prenant en compte les différentes propriétés des sols (rigidité, amortissement, paliers plastique). Nous avons analysé un sol de caractéristiques moyennes S1 jusqu'à un sol de bonne qualité B. Les graphs représentent la variation de l'effort tranchant et du moment fléchissant le long de la structure. Dans un tableau récapitulatif ont été mis les valeurs maximales au pied de la structure.

Sol	S1	D	C	B	A	Encastrement
Effort tranchant [kN]	100,21	102,13	159,61	297,22	448,43	521,43
Moment [kNm]	866,4702	977,2484	1962,717	4284,785	6432,616	7370,87



Nous pouvons remarquer que les valeurs des efforts internes augmentent avec l'amélioration de la qualité du sol. Les plus grands efforts sont obtenus pour le cas d'un encastrement parfait. Ceci s'explique par la capacité des sols mous à se déformer. Un sol mou se caractérise par une faible rigidité et la présence d'un amortissement qui, pendant le séisme, se plastifie en dissipant l'énergie. Par conséquent, les valeurs des forces appliquées à la base de la structure sont plus faibles. Nous pouvons conclure qu'une prise en compte des non-linéarités du comportement du sol dans les calculs nous permettrait d'éviter le surdimensionnement de la structure et ainsi un projet plus économique.

4. Annexe – Code Scilab

Dans le code Scilab les valeurs des formules sont représentées par les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} \{ {}^t\Phi_i \} &= F \\ [M] &= N7 \\ \{ I \} &= D \\ \{ \tilde{m}_{effi} \} &= M_{eff} \\ \Gamma_i &= Fp \\ S_a &= S_e \end{aligned}$$

```
clear
E=30000000000
L=2.74
I=[0.831430,0.623073,0.623073,0.623073,0.623073,0.623073,0.829468]
N7=[ 26412.5  0.  0.  0.  0.  0.  0.
      0.  24600.  0.  0.  0.  0.  0.
      0.  0.  24600.  0.  0.  0.  0.
      0.  0.  0.  24600.  0.  0.  0.
      0.  0.  0.  0.  24600.  0.  0.
      0.  0.  0.  0.  0.  24600.  0.
      0.  0.  0.  0.  0.  0.  22374.3]
NN7=diag(N7)
K16=zeros(16,16);
for k=1:7
    kel=I(k)*E/L^3*[12.00  6  -12.00  6;
                   6  4  -6  2;
                   -12.00  -6  12.00  -6;
                   6  2  -6  4];
    K16(2*(k-1)+1:2*k+2,2*(k-1)+1:2*k+2)=K16(2*(k-1)+1:2*k+2,2*(k-1)+1:2*k+2)+kel;
end

K14=K16(3:16,3:16)
S14=inv(K14)
S14(:,2:2:14)=[]
S14(2:2:14,:)=[]

S7=S14
K7=inv(S7)

M7=inv(N7)

A=K7*M7
evals=spec(A)
[R,diagevals]=spec(A)

f=sqrt(evals)/(2*3.14)

for k=1:7
    subplot(1,7,k);
    plot(R(7*k-6:7*k),1:7);
end

Fi1=R(1:7)
Fi2=R(8:14)
Fi3=R(15:21)
Fi4=R(22:28)
Fi5=R(29:35)
Fi6=R(36:42)
Fi7=R(43:49)

D=ones(7,1)

for k=1:7
    F=[R(7*k-6);R(7*k-5);R(7*k-4);R(7*k-3);R(7*k-2);R(7*k-1);R(7*k)]
```

```

Meff(k)=(F*N7*D)^2/(F*N7*F)
end

for k=1:7
    v(k)=Meff(k)/(D*N7*D)
end

TB=0.03
TC=0.2
TD=2.5
agr=1.6
S=1
ST=1
ni=1.05
fi=1

for k=1:7
    T(k)=2*3.14/sqrt(evals(k))
    if real(T(k))<=real(TB) then
        Se(k)=agr*fi*S*(1+(T(k)/TB)*((ni*2.5)-1))*ST
    elseif real(TB)<=real(T(k)) & real(T(k))<=real(TC) then
        Se(k)=agr*fi*S*ni*2.5*ST
    elseif real(TC)<=real(T(k)) & real(T(k))<=real(TD) then
        Se(k)=agr*fi*S*ni*2.5*(TC/T(k))*ST
    else
        Se(k)=agr*fi*S*ni*2.5*(TC*TD/(T(k)^2))*ST
    end
end

for k=1:7
    F=[R(7*k-6);R(7*k-5);R(7*k-4);R(7*k-3);R(7*k-2);R(7*k-1);R(7*k)]
    Fp(k)=(F*N7*D)/(F*N7*F)
end

for k=1:7
    F=[R(7*k-6);R(7*k-5);R(7*k-4);R(7*k-3);R(7*k-2);R(7*k-1);R(7*k)]
    P(1:7,k)=Fp(k)*Se(k)*N7*F
end

P567=P(1:7,5:7)

for k=1:7
    Pm(k)=sqrt(P567(k)^2+P567(k+7)^2+P567(k+14)^2)
end

Vb1=sum(Pm)

l=[2.74;2*2.74;3*2.74;4*2.74;5*2.74;6*2.74;7*2.74]
for k=1:7
    Mf(k,1:3)=P567(k,1:3)*l(k)
end

for k=1:7
    Mfm(k)=sqrt(Mf(k)^2+Mf(k+7)^2+Mf(k+14)^2)
end

Mfb1=sum(Mfm)

Vs=sum(P567,1)
Vb2=sqrt(Vs(1)^2+Vs(2)^2+Vs(3)^2)

Mfs=sum(Mf,1)
Mfb2=sqrt(Mfs(1)^2+Mfs(2)^2+Mfs(3)^2)

```