

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	1
Remerciements :	2
I. Introduction.....	3
II. Présentation générale du projet :	4
III. Objets de l'étude :	6
IV. Justification du plan de coffrage :	7
V. Hypothèses de calcul :.....	13
1) Conclusion du rapport géotechnique.....	13
2) Matériaux :	13
3) Chargement :	14
4) Hypothèses du calcul dynamique :.....	15
VI. Calcul de la structure.....	16
1) Calcul en statique	16
2) Vérification des critères de régularité :	31
3) Calcul dynamique, méthode statique équivalente :	33
VII. Analyse modale :	44
1) Principe de l'analyse modale.....	44
2) Méthode de modélisation de la structure :.....	45
3) Résultats :	46
VIII. Vérification de la sécurité et de la fonctionnalité.....	54
1) Bloc 1 :	54
2) Bloc 2 :	55
3) Bloc 5 :	56
4) Dimensionnement du joint.....	57
IX. Dimensionnement des éléments en B.A.	58
1) Dimensionnement des voiles en B.A :	58
2) Dimensionnement semelles filantes en B.A.....	65
3) Dimensionnement des poutres en B.A.....	69
4) Dimensionnement des poteaux en B.A.....	75
X. Remarques et commentaires.....	78
Conclusion :	82
Références bibliographiques :	83

Remerciements :

Nous tenons à exprimer, au terme de ce travail, nos sincères remerciements à toutes les personnes dont l'intervention, de près ou de loin au cours de ce projet, a favorisé son aboutissement.

Ainsi, nous remercions vivement notre encadrant **Mme. KHADDOURI Nacira**, ingénieur structures, qui nous a accueilli au sein du bureau d'étude TECNOS et qui n'a ménagé ni son temps ni son énergie pour nous aider à élaborer ce travail dans les meilleures conditions. Nous sommes très reconnaissants des conseils fructueux qu'elle n'a cessé de nous prodiguer.

Nos vifs remerciements s'adressent également à notre encadrant **Mme. AZMI Malika**, professeur à l'EHTP, nous la remercions pour nous avoir encadrés de très près et pour tous les efforts qu'elle a consentis et ses conseils précieux.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à **Mr. MOZZOUN**, ingénieur structures de BTP-CONCEPT, qui n'a épargné ni temps ni effort pour nous aider et répondre à nos questions.

Nous tenons à remercier aussi tous les membres du jury pour leur bienveillance à vouloir évaluer notre travail.

Nous adressons également nos remerciements au corps enseignant pour la formation académique qu'ils nous ont fourni pendant les trois années et à tout le personnel de l'EHTP pour avoir veillé à notre confort durant cette période.

A l'ensemble nous tenons à témoigner de notre profond respect et espérons qu'ils trouveront dans ce rapport l'expression de notre considération et le témoignage de notre estime.

I. Introduction

Le présent projet de fin d'étude concerne l'étude parasismique et le dimensionnement d'un complexe hôtelier dans la ville de Fès. Un tel sujet nous donne l'occasion de finaliser notre cursus d'étudiant à l'EHTP dans notre spécialisation, à savoir l'ingénierie du bâtiment. D'autre part, les connaissances techniques qu'il nous apporte ne sont pas négligeables. Elles nous seront d'une grande utilité durant notre intégration dans le monde professionnel. Ceci dit, il faut ajouter que la pratique de l'analyse parasismique au Maroc est assez récente, d'où la nécessité de former des ingénieurs compétents dans le domaine, et qui le maîtrisent parfaitement.

Dans le présent rapport, après avoir présenté le projet et les objets de l'étude, nous avons abordé la conception structurale du bâtiment. Cette conception qui s'établit sur la base des plans architecturaux doit répondre à un certain nombre de critères, notamment ceux relatifs à la conception parasismique.

Une fois la conception structurale du bâtiment établie, nous définissons les hypothèses devant servir dans l'étape suivante au calcul de la structure. Ce calcul a été mené en mode statique et par la méthode statique équivalente. Il est à noter que cette étape a été réalisée suivant un calcul manuel. Par ailleurs, une analyse modale spectrale a été menée sous le logiciel de calcul par éléments finis Robot Millenium en vue de déterminer les effets maximaux du séisme sur la structure.

Nous présentons finalement les résultats des calculs menés précédemment et le dimensionnement des éléments structuraux qui en découle.

II. Présentation générale du projet :

Le Présent projet concerne l'étude d'un hôtel 4 étoiles, situé à la ville de Fès, en tenant compte des règles de constructions parasismiques. L'architecte a consacré les étages inférieurs à tous ce qui touche au service (salle de repos, Hammam ...) et au personnel, et les étages supérieurs à l'habitation (Clients).

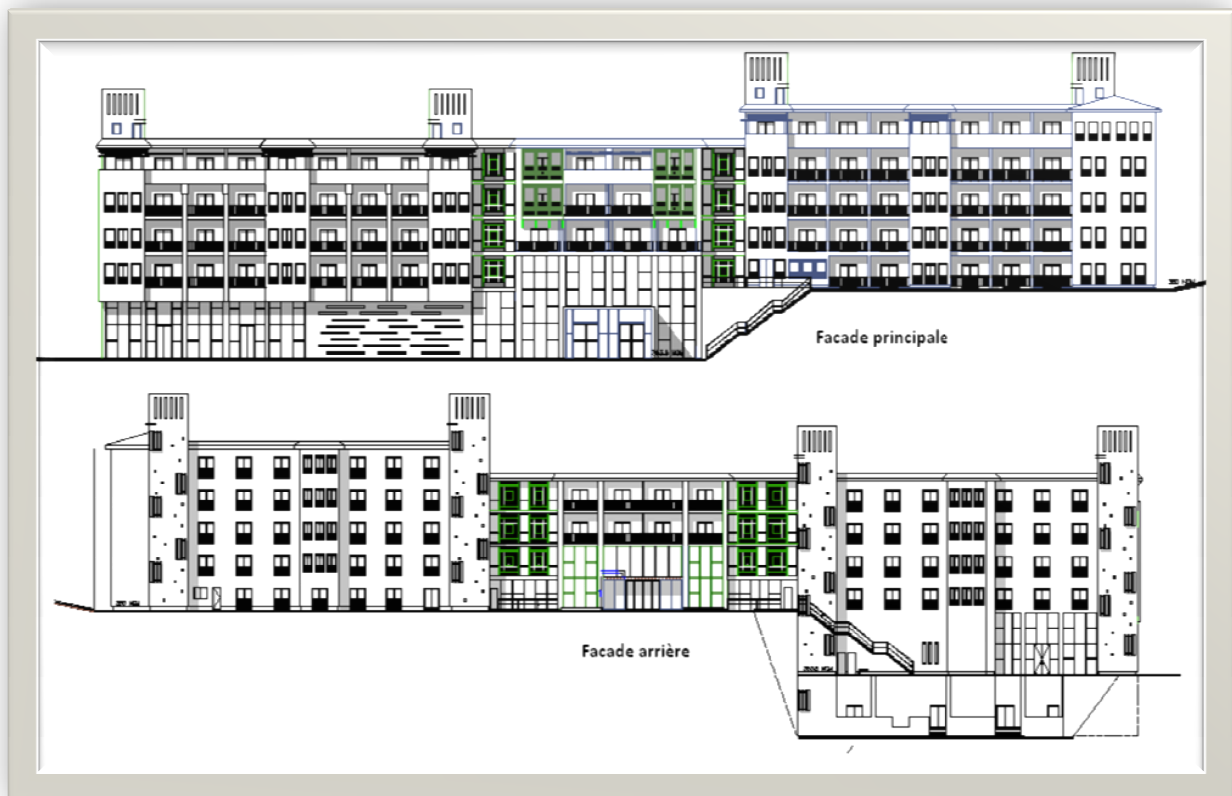


Fig. Façades principale et arrière de la structure

L'hôtel étudié comprend six (6) niveaux (du niveau -2 jusqu'au niveau 4). De point de vue architectural, il peut être divisé en 3 blocs : un bloc Est, un bloc Ouest, et un bloc milieu (entre les deux autres). Chacun d'entre eux possède une conception architecturale différente. Le bloc Est se situe sur la direction Est – Ouest ; Le bloc milieu fait un angle de 14° avec cette direction et le bloc Ouest 28° ; et donc entre chaque bloc, il existe un espacement angulaire de 14° .

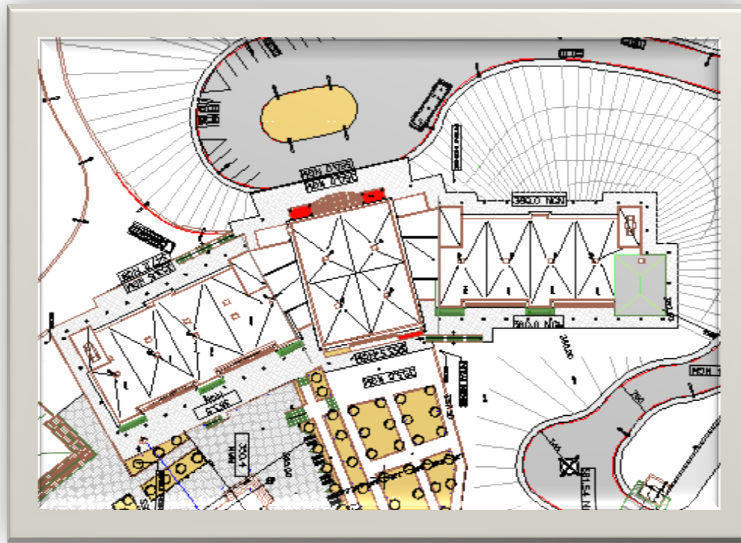


Fig. Partie du plan de masse du projet

En élévation, le bloc Est débute du niveau -1 avec une hauteur d'étage de 6,5m, passent par le niveau 0 jusqu'au niveau terrasse chacun de ces niveaux ayant une hauteur de 3,3m.

Les blocs milieu et Ouest ont les mêmes propriétés en élévation, puisque les deux comportent un niveau -2 de hauteur 5,3m, un niveau -1 de hauteur 6,5m et les autres niveaux (de 0 à 4) ont une hauteur de 3,3m.

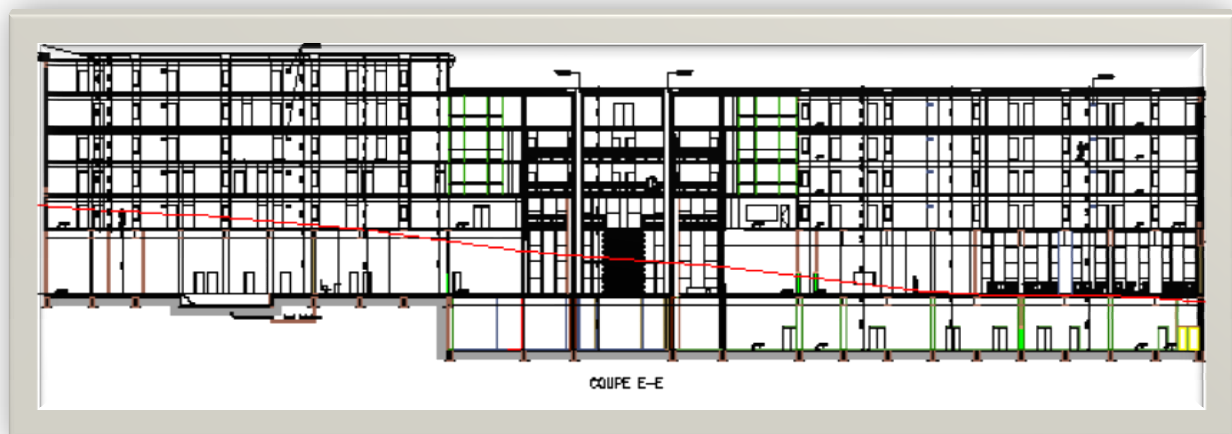


Fig. Coupe E-E du projet

III. Objets de l'étude :

Les objectifs qu'on a essayé d'atteindre durant ce PFE sont les suivants :

- Etablir une conception parasismique du bâtiment.
- Calculer manuellement les sollicitations statiques et dynamiques agissant sur la structure (calcul selon les normes BAEL91 et RPS 2000).
- Faire une analyse modale de la structure à l'aide du logiciel de calcul éléments finis Robot.
- Extraire les résultats et faire les vérifications réglementaires relatives au règlement RPS 2000.
- Valider le prédimensionnement des sections de béton vis-à-vis de l'action sismique par un calcul de ferrailage.
- Etablir les plans de ferrailage.

Les blocs cibles.

L'hôtel étudié à comme emplacement la ville de Fès, caractérisé par un fort gradient de température. Il a été donc nécessaire d'ajouter des joints de dilatation séparant le bâtiment en 5 blocs d'au plus 30m de longueur. La dimension du joint sera calculée en fonction des déplacements inter bloc, avec un minimum de 5cm (RPS 2000).

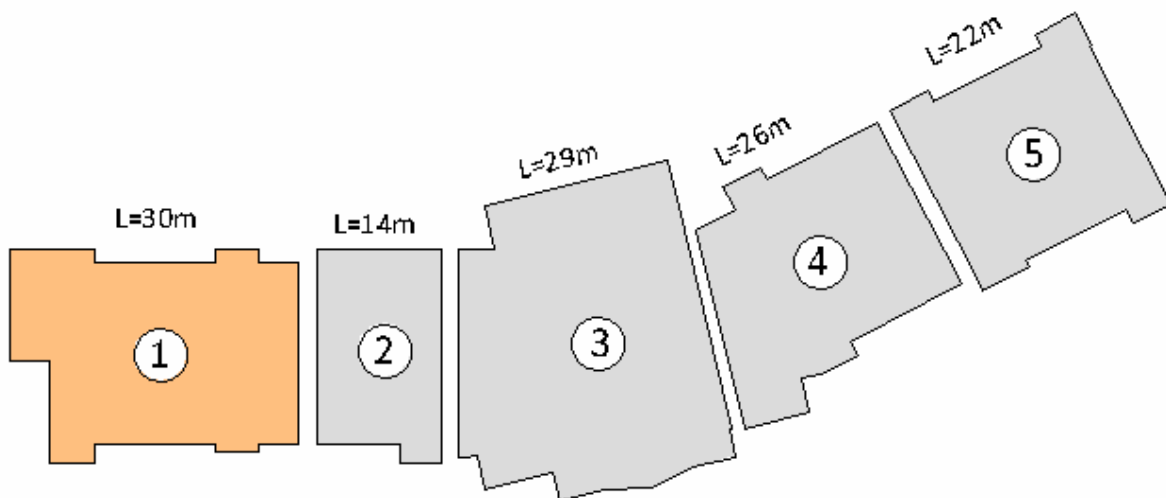


Fig. Division du bâtiment en blocs

Une étude détaillée du 1^{er} bloc sera présentée dans ce qui suit (calcul manuel et avec logiciel). Les autres blocs étudiés seront traités avec le logiciel robot (analyse modale spectrale).

IV. Justification du plan de coffrage :

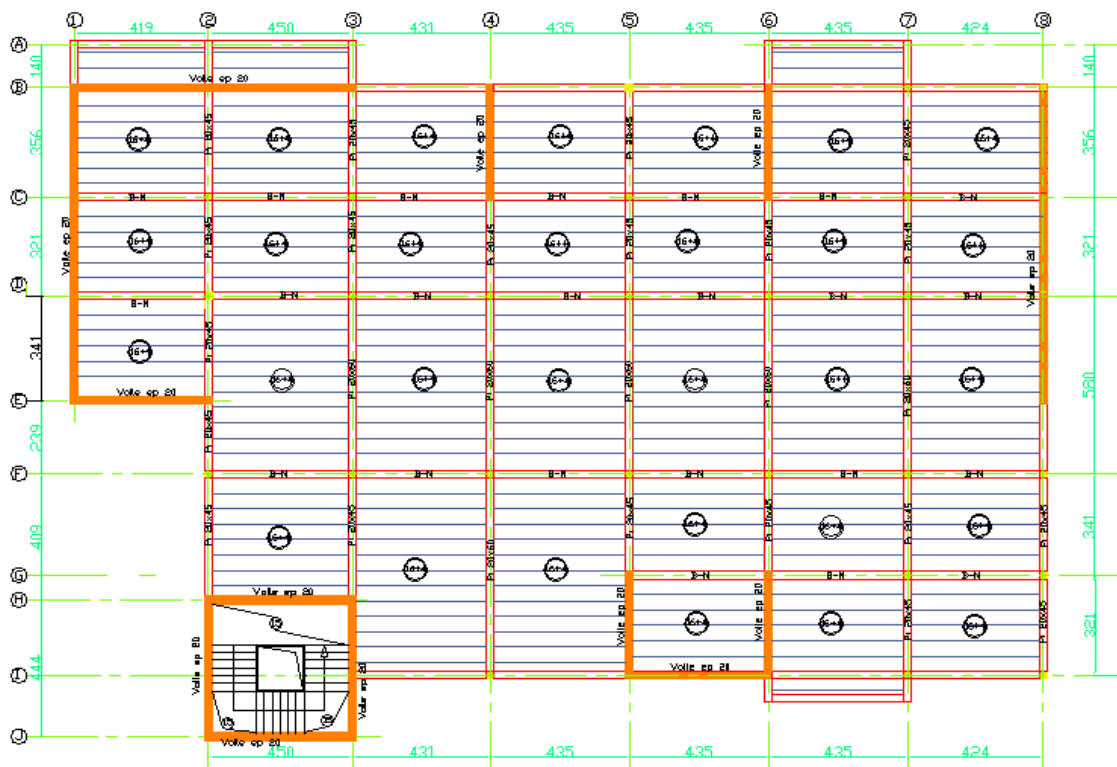
Dans cette partie, nous allons justifier pourquoi nous avons fait tel ou tel choix dans notre conception structurale. Dans ce qui suit, tout ce qui est mentionné en italique est tiré du « GUIDE DE LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES BÂTIMENTS » [1] de l'AFPS (Association Française du génie Parasismique).

➤ Plan de coffrage de la structure :

La structure porteuse est identique pour tous les niveaux sauf sous – sol, un pré dimensionnement des éléments donne les résultats suivant :

- Voiles d'épaisseur $e=20\text{cm}$ ($h/22=3,3/22=15\text{cm}$: RPS 2000 ; On a pris 20cm pour éviter une grande variation de rigidité verticale entre le sous sol et les niveaux supérieurs).
- Poteaux de dimensions variables suivant niveaux.
- Poutres de largeur $b=20\text{cm}$ et de hauteur de 45cm à 60cm variable suivant la portée ($L/10$ BAEL 91).
- Plancher à corps creux 16+4 ($L/22,5=4,5/22,5=20\text{cm}$: BAEL 91).

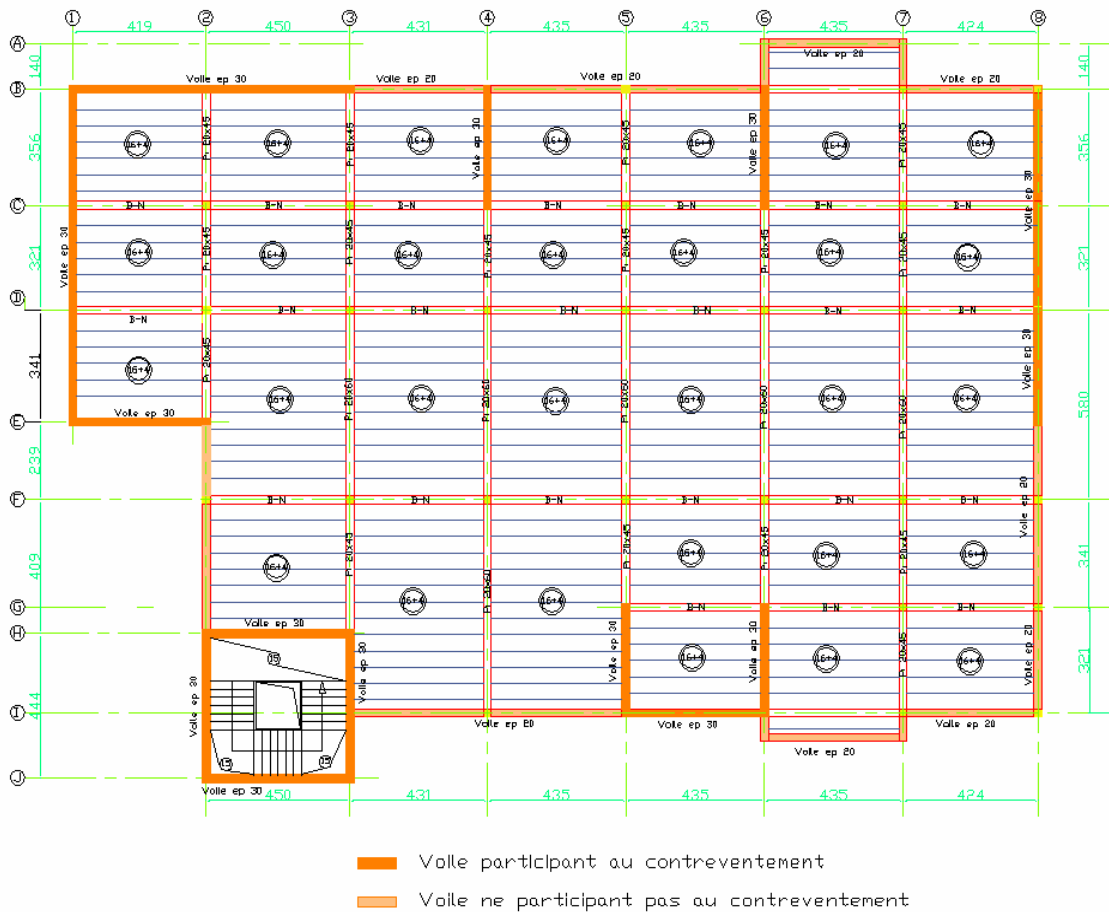
B1 – Plancher niveau courant



Pour le sous – sol :

- Voiles d'épaisseur $e=30\text{cm}$ (si voile de contreventement, sinon $e=20\text{cm}$). ($h/22=6,5/22=29\text{cm}$: RPS 2000).
- Poteaux de dimensions variables.

B1 - Plancher Haut Sous-Sol



- Poutres de largeur $b=20\text{cm}$ et de hauteur variable suivant la portée.
- Plancher à corps creux 16+4.
- Choix d'un système porteur et d'un système de contreventement :

Tous les systèmes porteurs peuvent être utilisés dans la construction parasismique, à condition que les dispositions constructives adéquates soient appliquées. Cependant, leur comportement sous séisme est très inégal. [...]. Les dispositions constructives parasismiques améliorent la résistance aux séismes des différentes structures, mais elles ne permettent pas de leur conférer une même efficacité. Il est donc souhaitable que le choix de la structure, effectué au stade de la conception architecturale, soit judicieux [...].

Diverse raisons architecturales, fonctionnelles ou techniques conduisent habituellement à choisir un type de structure :

- a) Compatibilité avec le parti architecturale :

Le choix d'un système porteur de la structure est réduit à trois variantes essentielles :

- Système en mur porteurs en béton armé.
- Système à ossature en poteaux et poutres en béton armé.
- Système mixte murs et ossatures.

Le facteur tranchant dans le choix étant effectivement la compatibilité avec les plans architecturaux : Le bâtiment comporte une très grande hétérogénéité architecturale entre les niveaux inférieurs

et supérieurs, ce qui implique une réduction importante des emplacements probables des voiles en B.A. Le choix d'un système porteur uniquement en ossature *nécessite une armature spécifique difficile à mettre en place, destiné à leur conférer un comportement ductile* (Pour diminuer le risque d'effondrement). D'autre part, *le comportement des voiles sous séisme et généralement excellent ; même fortement fissurés, ils résistent à l'effondrement et préviennent ainsi la chute des planchers sur les occupants.*

Les systèmes porteurs mixtes en ossatures et voiles en B.A. montrent, lors des séismes, un excellent comportement car ils associent les avantages des voiles et de l'ossature. C'est le système qu'on a adopté finalement.

Contreventement de la structure : on a prévu de considérer pour notre structure un contreventement par voile, vu qu'on dispose de suffisamment de voile dans les deux directions. Ce choix est justifié aussi par le fait qu'on cherche à avoir une structure la plus rigide possible, surtout que le sol de fondation est un sol mou (argile et marne) afin d'éviter la résonance du bâtiment (voir le paragraphe suivant).

b) Adéquation avec le sol :

En général, les constructions amplifient les mouvements sismiques qui leur sont imposés par le sol d'assise (en raison de leur élasticité). Lorsque la construction entre en résonance avec le sol, ses oscillations deviennent rapidement excessives et peuvent entraîner, même lors des séismes moyens, l'effondrement de l'ouvrage.

La vérification exacte de non-résonance nécessite une approche quantitative. Cependant, lors de la conception architecturale, la « bonne » stratégie consiste à opter impérativement pour un système rigide lorsque le bâtiment est fondé sur un sol mou. Un système « flexible » peut être envisagé sur les sols fermes ou sur le rocher. On considère comme « flexible » un système en portique sans contreventement et sans remplissages rigides. Le système est flexible seulement dans le sens des portiques lorsque ceux-ci sont disposés dans une seule direction. Les autres systèmes courants peuvent être considérés comme rigides : murs, ossatures contreventées, systèmes mixtes, etc.

Ainsi le contreventement par voile est le choix convenable dans notre cas.

➤ Justification du choix du plancher.

Dans le cas sismique, le plancher travaille en diaphragme : un ouvrage plan rigide, assurant trois fonctions principales :

- Transmission des charges sismiques horizontales.
- Raidir le bâtiment.
- Coupler les éléments verticaux.

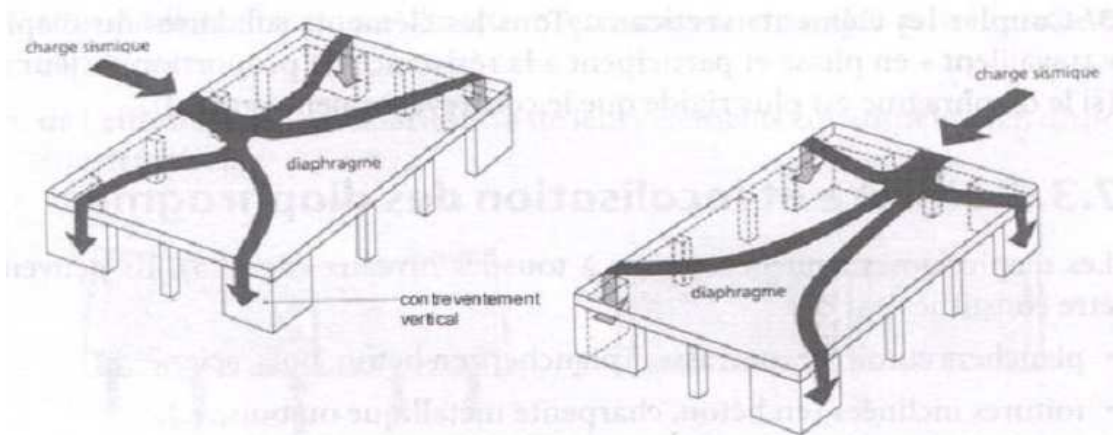


Fig. Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les murs de contreventement (source [1])

Pour remplir ces rôles, notre plancher doit satisfaire quelques exigences :

- Ne pas être trop long et étroit pour éviter son flexibilité dans le plan horizontale.
- Dans le cas où la rigidité du diaphragme est moins importante que celle des éléments de contreventement verticale (voile), se limiter à des portées modérées afin de limiter la flexibilité du plancher.
- Placer les trémies et les ouvertures au milieu des diaphragmes et non à leurs extrémités.
- S'assurer de certaines dispositions constructives, à savoir :
 - Diaphragme efficacement ancrée dans les chaînages sur toute leur périphérie.
 - Les éléments constructifs du plancher doivent impérativement être solidarisés entre eux pour assurer la continuité mécanique.

Les diaphragme en dalle pleine en B.A ou en corps creux peuvent toutes les deux satisfaire les exigences cités si elles sont exécutés soigneusement sur chantier. Dans la mesure du possible, on a essayé de vérifier toutes les exigences, surtout qu'on a utilisé des travées de longueur porche (de 4m à 6m), et qu'on a essayé de porter la dalle sur la plus courte direction dans la plupart des cas. Finalement, on a travaillé avec un plancher à corps creux 16+4 ($4.5/22.5 = 20 = 16 + 4$)

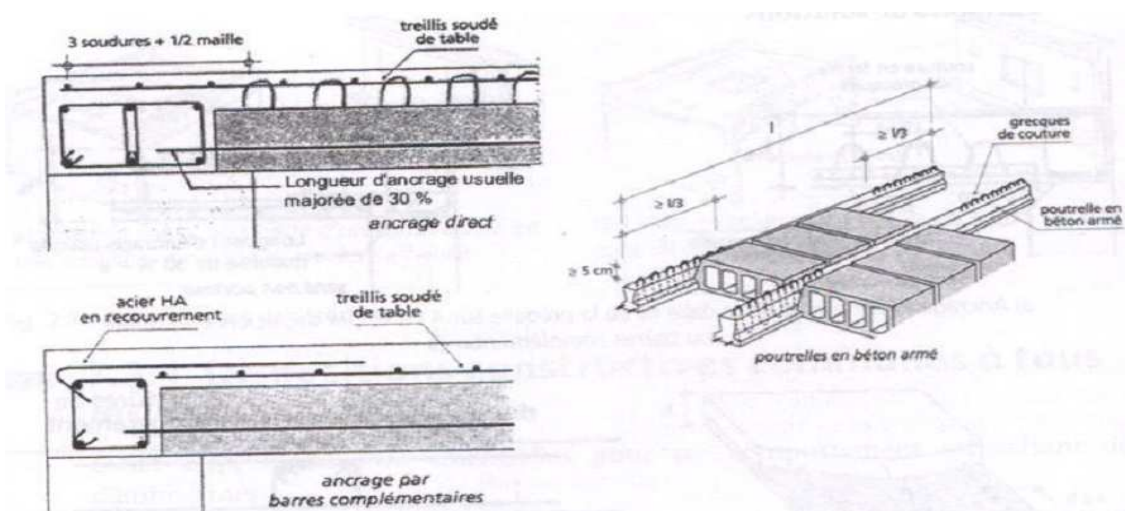


Fig. Dispositions constructives (source [1])

➤ Elément architecturaux :

a) Effet de poteau court :

On observe que les poteaux de faible longueur sont souvent endommagés lors de séismes violents. Etant plus rigides que les poteaux d'une hauteur d'étage, ils ne tolèrent pas toujours les déformations qui leur sont imposées.

Ce phénomène passe souvent inaperçue dans la cage d'escalier classique, portées sur des poteaux : le poteau supportant le palier intermédiaire voit sa longueur se diviser par deux, ce qui entraîne un effet de poteau court (voir figure) :

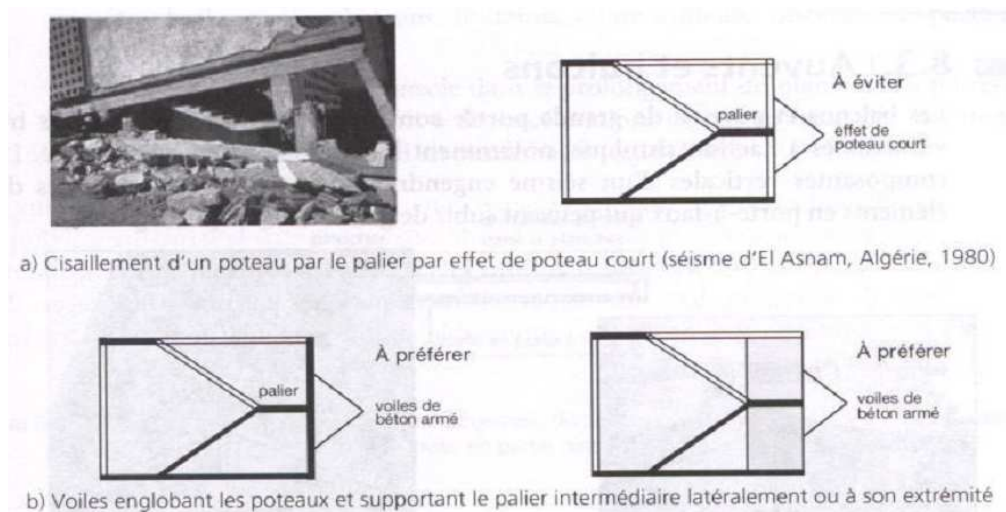


Fig. Poteaux supportant des paliers d'escaliers (source [1])

Pour le palier à ce problème, on a prévu des voiles dans toute la cage d'escalier et supportant tous les paliers des escaliers.

b) Les portes à faux.

Les balcons et auvents de grande portée sont des éléments architecturaux très vulnérables à l'action sismique, notamment lorsqu'ils sont en béton armé. Les composantes verticales d'un séisme engendrent des oscillations verticales des éléments en porte-à-faux qui peuvent subir de graves dommages.



Fig. Dommages aux éléments en porte à faux (source [1])

Une trop grande portée du porte-à-faux entraîne des efforts importants pouvant se traduire par une rupture fragile au droit de l'encastrement. Le risque est aggravé lorsque la poutre supportant le porte-à-faux travaille en torsion, sa ductilité étant dans ce cas très faible.

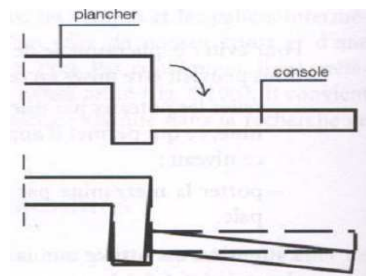


Fig. console sollicitant la poutre de rive en torsion. Cette configuration est à éviter (source [1])

Dans la mesure du possible, il y a lieu de recourir à des appuis extérieurs, donc de préférer les loggias aux balcons. Toutefois, si l'on souhaite concevoir des porte-à-faux, il convient de :

- Disposer les dalles en console dans le prolongement du plancher. Le porte-à-faux pouvant être soumis à des accélérations de bas en haut, des armatures doivent être placées aussi en partie basse.
- Limiter la portée du porte-à-faux.
- Faire travailler en console des poutres plutôt que des dalles. Cette solution autorise des porte-à-faux plus importants.

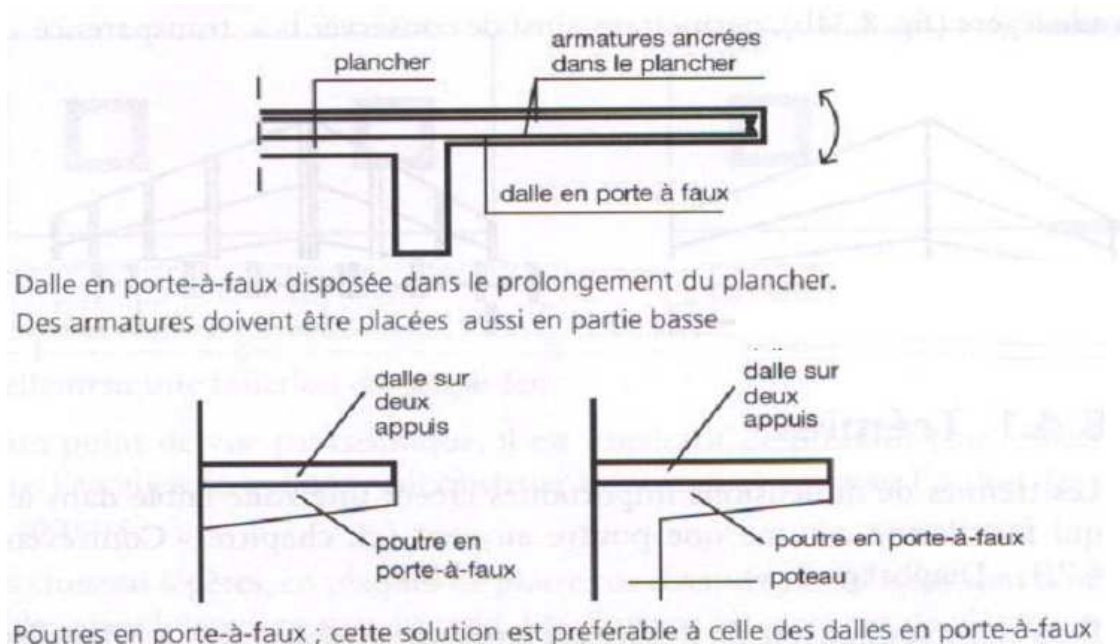


Fig. Solutions pour la dalle de balcons (source [1])

Ces recommandations ont été prises en considération, et on a alors établi nos consoles avec des poutres, supportant une dalle hourdis assurant la continuité avec le plancher intérieur.

V. Hypothèses de calcul :

1) Conclusion du rapport géotechnique.

La reconnaissance géotechnique menée par le laboratoire, au droit du site devant abriter le bâtiment du futur hôtel 4* à Fès, a révélé un sous-sol relativement homogène sur l'ensemble du terrain. Il est composé, sous une couverture de terre végétale et de remblais par une succession de couches argileuses et limoneuses avec une intercalation de passages alluvionnaire (galets et cailloux emballés dans une matrice limono-sableuse). Cet ensemble repose directement sur une marne jaune et/ou grise compacte. Le toit de cette dernière est atteint à des profondeurs allant de 4.00 à 13.50 m au-dessous du terrain naturel actuel. Cette marne, et d'après nos connaissances géologiques, constitue le substratum régional de toute la région.

La nappe phréatique a été repérée au droit des puits manuels n°3 et n°4 à une profondeur de 6.20m par rapport au terrain naturel actuel. Elle circulait dans les couches alluvionnaires intercalées entre les argiles de surface et le substratum marneux.

Le taux de travail est estimé, sur la base des résistances mécaniques à **2 Bars**.

Les tassements ont été estimés par la méthode d'intégration par tranches sur la base d'un oedogramme moyen des marnes et des argiles.

Il a été recommandé de dimensionner les semelles de fondation en limitant le tassement à la valeur usuellement admissible de 5cm.

Système de fondation recommandé.

Deux systèmes de fondations ont été suggérés :

- Variante 1 : semelles filantes entre croisées ;
- Variante 2 : semelles isolées suffisamment rigidifiées par double longrine et voiles périphériques.

Nous avons opté pour la deuxième solution.

L'ancrage des fondations sera limité à une profondeur allant de 1.5 à 2.00m par rapport aux plates formes résultantes des tassements généraux.

2) Matériaux :

- **Béton :**
 - La résistance à la compression f_{c28} du béton utilisée est 25MPa.
 - Le coefficient de minoration du béton est $\gamma_b = 1.5$
- **Acier :**
 - Le coefficient de minoration de l'acier est $\gamma_s = 1.15$
 - Les barres utilisées sont des barres à haute adhérence de limite élastique $f_e = 500MPa$

3) Chargement :

➤ Plancher terrasse

- Charges permanentes :

	charge	unité	description	valeur
<i>PLANCHER</i>	PP PLANCHER	Kg/m2	16+4	265
	FORME DE PENTE	Kg/m2	10cm	220
	COMPLEXE D'ETANCHEITE	Kg/m2		10
	PROTECTION	Kg/m2	4cm	88
	FAUX PLAFON/ ENDUIT	Kg/m2		30
	TOTAL	Kg/m2		613
<i>ACROTERE</i>	CLOISONS	Kg/m	1,5m	300

- Charges d'exploitation :

	unité	valeur
T. INACCESSIBLE	Kg/m2	100
ESCALIERS	Kg/m2	250

➤ PH étage 3, 2, 1 ; PH RDC ; PH sous-sol

- Charges permanentes

	charge	unité	description	valeur
<i>PLANCHER</i>	PP PLANCHER	Kg/m2	16+4	265
	REVETEMNT	Kg/m2	7cm	140
	FAUX PLAFON/ ENDUIT	Kg/m2	15cm	30
	CLOISON DE DISTRIBUTION	Kg/m2		75
	TOTAL	Kg/m2		510
<i>ESCALIER</i>	PP PLANCHER	Kg/m2	15cm	200
	PP MARCHES	Kg/m2	30cm*17cm	305
	TOTAL	Kg/m2		505
<i>CLOISONS</i>	CLOISONS	Kg/m	(3cm enduit 2200Kg/m3+ 15cm cloisons 1400Kg/m3) *3,3m étage courant	910,8

- Charges d'exploitation :

	unité	valeur
HABITATION	Kg/m2	150 / 250
ESCALIERS	Kg/m2	250

4) Hypothèses du calcul dynamique :

- Classe de priorité parasismique : Classe 2.
- ⇒ Coefficient de priorité : **I=1**

- Ductilité : Classe 2
- ⇒ Ductilité **ND1**

- Facteur de comportement : Structure par refends (voiles) :
- ⇒ **K= 1,4**

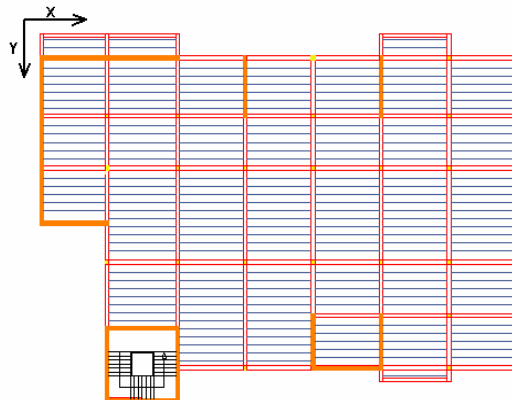
- Coefficient d'amortissement : Structure en Béton Armée :
- ⇒ **$\xi = 5\%$**

- Coefficient d'accélération : Zone 2 :
- ⇒ **Amax = 0,08**

- Coefficient du site : Site 2
- ⇒ **S = 1,2**

- Evaluation de la période propre du bâtiment :

	L(m)	H(m)	T(s)
Direction X	30,3	23,3	0,38
Direction Y	21,1	23,3	0,456



- Coefficient d'amplification dynamique : site 2 => $T_c = 0,6$ s
On compare Les périodes propres obtenues pour chaque direction avec la période de transition T_c pour obtenir le Coefficient d'amplification dynamique D.

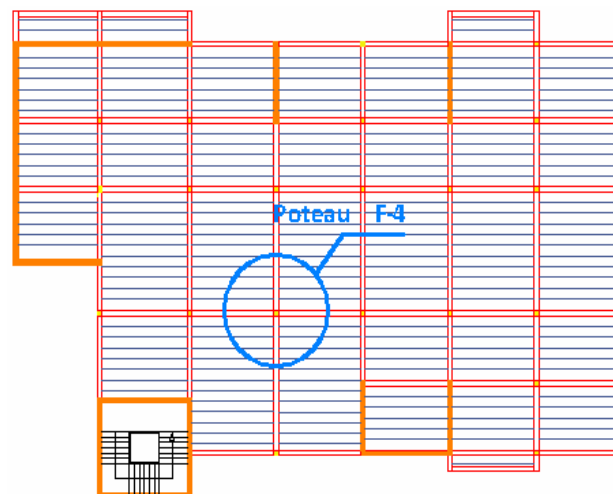
	T(s)	T_c (s)	D
Direction X	0,38	0,6	2,5
Direction Y	0,456	0,6	2,5

VI. Calcul de la structure

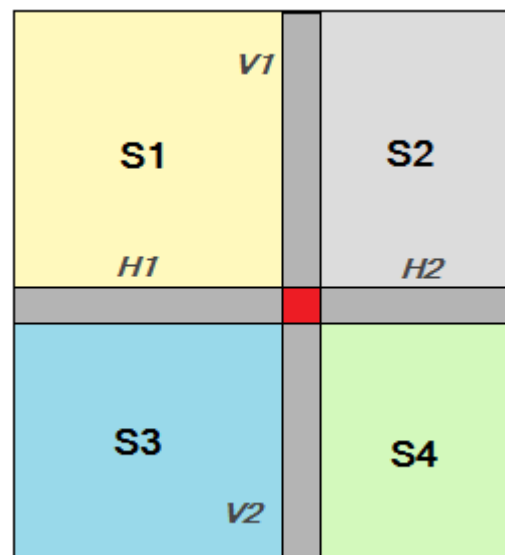
1) Calcul en statique

Dans ce qui suit, nous allons présenter le calcul de la descente de charge pour le poteau F-4 ; Nous allons ensuite présenter un tableau récapitulatif des efforts résultants et des sections de coffrages pour tous les poteaux de la structure.

- Poteau F-4 ; Méthode de calcul :



La méthode de calcul consiste à déterminer la surface d'influence du poteau, c.-à-d. la surfaces chargée de la dalle qu'il va supporter .La schéma suivant détermine les paramètres d'entrées pour chaque poteaux :



Pour le poteau F-4, on donne :

- $H1= 4,3m$; $H2= 4,35m$; $V1= 5,8m$; $V2 = 6,55m$;
- $RH1=0,25m$; $RH2=0,25m$; $RV1=0,6m$; $RV2=0,6m$;(tel que $RH1$, $RH2$, $RV1$, $RV2$ représentent les retombées des poutres $H1$, $H2$, $V1$ et $V2$ respectivement).

- $b=0,2\text{m}$ largeur des poutres.
- $e=0,2\text{m}$ épaisseur du plancher.

On calcul ainsi la retombé totale des poutres qu'on appliquera par la suite comme charge ponctuelle sur notre poteau :

$$R = H_1 \times RH_1 + H_2 \times RH_2 + V_1 \times RV_1 + V_2 \times RV_2 = 1,776 \text{ T}$$

On calcul aussi les surfaces S_i , on tenant compte de la majoration de 10% dans la transmission de charge pour un poteau voisin de l'appui de rive :

S1(m2)	S2(m2)	S3(m2)	S4(m2)
27,434	27,75	31	31,3

Donc pou chaque étage, la charge permanente et d'exploitation sont données par :

$$G = R + \sum_{i=1}^4 G_i \times S_i/4 + \sum_{i=1}^4 L_i \times H_i /2$$

$$Q = \sum_{i=1}^4 Q_i \times S_i/4 \quad \text{Avec :}$$

G_i : Charge permanente appliquée à la surface S_i .

Q_i : Charge d'exploitation appliquée à la surface S_i .

L_i : Charge permanente linéaire appliquée à la longueur H_i (ici on pose $H_3=V_1$ et $H_4=V_2$).

Dans le cas du poteau F-4, une charge linéaire d'une valeur proche de 1T/m due aux cloisons lourdes (voir hypothèses de charges) est appliquée aux les poutres H_1 , H_2 et V_2 dans tous les niveaux sauf terrasse.

Le tableau suivant récapitule les sections de coffrage prise pur chaque étage ainsi que l'effort normal ultime donné par la combinaison $Nu = 1,35G + 1,5Q$

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANENTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	coefficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	19,37	19,37	2,25	1,00	2,25	29,52	25,00	25,00	0,52	19,88	19,88	30,22
PH 3	32,03	51,40	4,07	1,00	6,32	78,87	25,00	35,00	0,72	32,75	52,63	80,54
PH 2	32,03	83,42	4,07	1,00	10,40	128,22	35,00	35,00	1,01	33,04	85,67	131,25
PH 1	32,03	115,45	4,07	1,00	14,47	177,56	35,00	45,00	1,30	33,33	119,00	182,35
PH RDC	32,03	147,48	4,07	1,00	18,54	226,91	45,00	45,00	1,67	33,70	152,70	233,95
PH SS	32,03	179,51	4,07	1,00	22,61	276,26	45,00	45,00	2,06	34,09	186,79	286,09

➤ Tableaux pour les autres poteaux

- P_C-5 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coéfficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	10,19	10,19	1,62	1,00	1,62	16,19	25,00	25,00	0,52	10,71	10,71	16,88
PH 3	15,67	25,86	2,43	1,00	4,04	40,97	25,00	25,00	0,52	16,18	26,89	42,37
PH 2	15,67	41,52	2,43	1,00	6,47	65,76	25,00	25,00	0,52	16,18	43,07	67,85
PH 1	15,67	57,19	2,43	1,00	8,90	90,55	25,00	30,00	0,62	16,28	59,36	93,47
PH RDC	15,67	72,86	2,43	1,00	11,32	115,34	30,00	30,00	0,74	16,41	75,76	119,26
PH SS	15,67	88,52	2,43	1,00	13,75	140,13	35,00	35,00	1,99	17,66	93,42	146,74

- P_C-7 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coéfficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	10,08	10,08	1,60	1,00	1,60	16,00	25,00	25,00	0,52	10,59	10,59	16,70
PH 3	15,57	25,65	2,40	1,00	4,00	40,62	25,00	25,00	0,52	16,09	26,68	42,02
PH 2	15,57	41,22	2,40	1,00	6,39	65,24	25,00	25,00	0,52	16,09	42,77	67,33
PH 1	15,57	56,79	2,40	1,00	8,79	89,86	25,00	30,00	0,62	16,19	58,96	92,78
PH RDC	15,57	72,36	2,40	1,00	11,19	114,48	30,00	30,00	0,74	16,31	75,27	118,40
PH SS	15,57	87,93	2,40	1,00	13,59	139,09	35,00	35,00	1,01	16,58	91,85	144,39

- P_D-4 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coéfficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	11,93	11,93	1,95	1,00	1,95	19,03	25,00	25,00	0,52	12,45	12,45	19,72
PH 3	15,67	27,60	2,92	1,00	4,87	44,55	25,00	25,00	0,52	16,18	28,63	45,95
PH 2	15,67	43,26	2,92	1,00	7,79	70,08	25,00	25,00	0,52	16,18	44,81	72,17
PH 1	15,67	58,93	2,92	1,00	10,70	95,61	25,00	30,00	0,62	16,28	61,09	98,53
PH RDC	15,67	74,59	2,92	1,00	13,62	121,14	30,00	35,00	0,87	16,53	77,63	125,23
PH SS	15,67	90,26	2,92	1,00	16,54	146,66	35,00	35,00	1,01	16,68	94,30	152,12

• P_D-5 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-f- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,70	12,70	1,96	1,00	1,96	20,08	25,00	25,00	0,52	13,22	13,22	20,78
PH 3	20,19	32,89	2,94	1,00	4,89	51,74	25,00	25,00	0,52	20,70	33,92	53,13
PH 2	20,19	53,07	2,94	1,00	7,83	83,39	25,00	30,00	0,62	20,81	54,72	85,62
PH 1	20,19	73,26	2,94	1,00	10,77	115,05	30,00	30,00	0,74	20,93	75,65	118,28
PH RDC	20,19	93,45	2,94	1,00	13,70	146,71	40,00	40,00	1,32	21,51	97,16	151,72
PH S-Sol	20,19	113,64	2,94	1,00	16,64	178,37	40,00	40,00	1,32	21,51	118,67	185,16

• P_D-6 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-f- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,70	12,70	1,96	1,00	1,96	20,08	25,00	25,00	0,52	13,22	13,22	20,78
PH 3	14,06	26,76	2,94	1,00	4,89	43,47	25,00	25,00	0,52	14,58	27,79	44,86
PH 2	14,06	40,82	2,94	1,00	7,83	66,86	25,00	25,00	0,52	14,58	42,37	68,95
PH 1	14,06	54,89	2,94	1,00	10,77	90,25	25,00	30,00	0,62	14,68	57,05	93,17
PH RDC	14,06	68,95	2,94	1,00	13,70	113,64	30,00	35,00	0,87	14,93	71,98	117,73
PH SS	14,06	83,01	2,94	1,00	16,64	137,02	35,00	35,00	1,01	15,07	87,05	142,48

• P_D-7 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-f- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,56	12,56	1,94	1,00	1,94	19,86	25,00	25,00	0,52	13,08	13,08	20,56
PH 3	20,07	32,63	2,90	1,00	4,84	51,31	25,00	25,00	0,52	20,59	33,67	52,70
PH 2	20,07	52,71	2,90	1,00	7,74	82,76	25,00	30,00	0,62	20,69	54,36	84,99
PH 1	20,07	72,78	2,90	1,00	10,64	114,22	30,00	35,00	0,87	20,94	75,30	117,61
PH RDC	20,07	92,85	2,90	1,00	13,55	145,67	35,00	35,00	1,01	21,08	96,38	150,43
PH S-Sol	20,07	112,92	2,90	1,00	16,45	177,12	40,00	40,00	1,32	21,39	117,77	183,66

- P_F-5 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,84	12,84	2,25	1,00	2,25	20,71	25,00	25,00	0,52	13,35	13,35	21,40
PH 3	23,10	35,94	4,07	1,00	6,32	58,01	25,00	25,00	0,52	23,62	36,97	59,40
PH 2	23,10	59,05	4,07	1,00	10,40	95,30	25,00	35,00	0,72	23,83	60,80	97,67
PH 1	23,10	82,15	4,07	1,00	14,47	132,60	35,00	35,00	1,01	24,12	84,91	136,33
PH RDC	23,10	105,25	4,07	1,00	18,54	169,90	35,00	45,00	1,30	24,40	109,32	175,39
PH S-Sol	23,10	128,36	4,07	1,00	22,61	207,20	45,00	45,00	1,67	24,78	134,09	214,94

- P_F-6 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,84	12,84	2,25	1,00	2,25	20,71	25,00	25,00	0,52	13,35	13,35	21,40
PH 3	23,10	35,94	4,07	1,00	6,32	58,01	25,00	25,00	0,52	23,62	36,97	59,40
PH 2	23,10	59,05	4,07	1,00	10,40	95,30	25,00	35,00	0,72	23,83	60,80	97,67
PH 1	23,10	82,15	4,07	1,00	14,47	132,60	35,00	35,00	1,01	24,12	84,91	136,33
PH RDC	23,10	105,25	4,07	1,00	18,54	169,90	35,00	45,00	1,30	24,40	109,32	175,39
PH S-Sol	23,10	128,36	4,07	1,00	22,61	207,20	45,00	45,00	1,67	24,78	134,09	214,94

- P_F-7 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	12,70	12,70	1,96	1,00	1,96	20,08	25,00	25,00	0,52	13,21	13,21	20,77
PH 3	22,89	35,58	4,18	1,00	6,14	57,25	25,00	25,00	0,52	23,40	36,62	58,64
PH 2	22,89	58,47	4,18	1,00	10,32	94,42	25,00	35,00	0,72	23,61	60,22	96,78
PH 1	22,89	81,36	4,18	1,00	14,50	131,59	35,00	35,00	1,01	23,90	84,12	135,32
PH RDC	22,89	104,25	4,18	1,00	18,68	168,76	35,00	45,00	1,30	24,19	108,31	174,24
PH S-Sol	22,89	127,13	4,18	1,00	22,87	205,93	45,00	45,00	1,67	24,56	132,87	213,67

- P_G-7 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	9,77	9,77	1,55	1,00	1,55	15,51	25,00	25,00	0,52	10,28	10,28	16,20
PH 3	14,95	24,71	2,32	1,00	3,87	39,17	25,00	25,00	0,52	15,46	25,75	40,57
PH 2	14,95	39,66	2,32	1,00	6,20	62,84	25,00	25,00	0,52	15,46	41,21	64,93
PH 1	14,95	54,61	2,32	1,00	8,52	86,51	25,00	35,00	0,72	15,67	56,88	89,57
PH RDC	14,95	69,56	2,32	1,00	10,84	110,17	35,00	35,00	1,01	15,96	72,84	114,60
PH S-Sol	14,95	84,51	2,32	1,00	13,17	133,84	35,00	35,00	1,01	15,96	88,80	139,63

- P_B-5 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	4,87	4,87	0,77	1,00	0,77	7,73	25,00	25,00	0,52	5,38	5,38	8,42
PH 3	7,82	12,69	1,16	1,00	1,93	20,02	25,00	25,00	0,52	8,34	13,72	21,41
PH 2	7,82	20,51	1,16	1,00	3,09	32,32	25,00	25,00	0,52	8,34	22,05	34,40
PH 1	7,82	28,33	1,16	1,00	4,25	44,61	25,00	25,00	0,52	8,34	30,39	47,39
PH RDC	7,82	36,15	1,16	1,00	5,40	56,90	25,00	25,00	0,52	8,34	38,72	60,38
PH S-Sol	7,82	43,97	1,16	1,00	6,56	69,20	25,00	25,00	0,52	8,34	47,06	73,37

- P_I-4 :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	9,34	9,34	1,42	1,00	1,42	14,73	25,00	25,00	0,52	9,85	9,85	15,43
PH 3	14,52	23,86	2,12	1,00	3,54	37,52	25,00	25,00	0,52	15,04	24,89	38,91
PH 2	14,52	38,38	2,12	1,00	5,67	60,31	25,00	25,00	0,52	15,04	39,93	62,40
PH 1	14,52	52,90	2,12	1,00	7,79	83,10	30,00	30,00	0,74	15,26	55,19	86,19
PH RDC	14,52	67,42	2,12	1,00	9,92	105,89	30,00	30,00	0,74	15,26	70,45	109,98
PH S-Sol	14,52	81,94	2,12	1,00	12,04	128,68	35,00	35,00	1,01	15,53	85,98	134,14

- P_F-2

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS POTEAU (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé- ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	4,73	4,73	0,73	1,00	0,73	7,48	25,00	25,00	0,52	5,24	5,24	8,17
PH 3	15,59	20,32	1,37	1,00	2,10	30,57	25,00	25,00	0,52	16,10	21,35	31,97
PH 2	15,59	35,90	1,37	1,00	3,47	53,67	25,00	25,00	0,52	16,10	37,45	55,76
PH 1	15,59	51,49	1,37	1,00	4,83	76,76	25,00	25,00	0,52	16,10	53,56	79,55
PH RDC	15,59	67,08	1,37	1,00	6,20	99,86	25,00	35,00	0,72	16,31	69,87	103,62
PH S-Sol	15,59	82,67	1,37	1,00	7,57	122,96	35,00	35,00	1,01	16,60	86,47	128,08

➤ **Tableau récapitulatif ;**

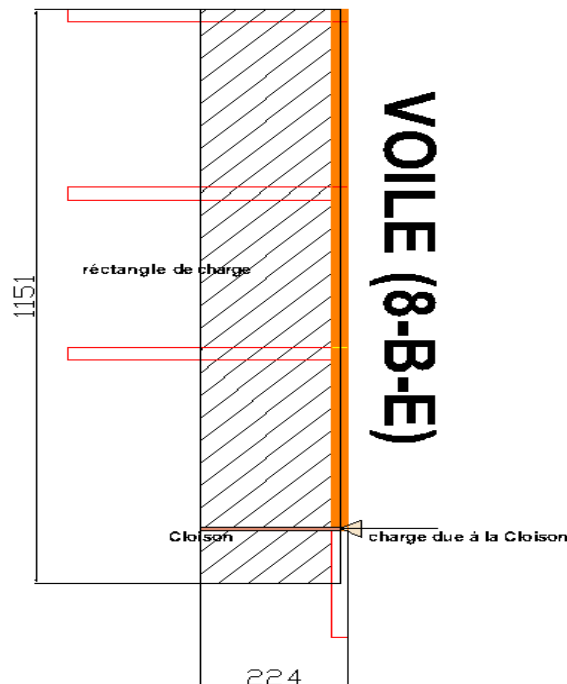
	Niveau	DIMENSIONS POTEAU (cm)		Nu (t) CORRIGÉ		Niveau	DIMENSIONS POTEAU (cm)		Nu (t) CORRIGÉ
		a	b				a	b	
P_C-5	PT	25,00	25,00	16,88	P_F-6	PT	25,00	25,00	21,40
	PH 3	25,00	25,00	42,37		PH 3	25,00	25,00	59,40
	PH 2	25,00	25,00	67,85		PH 2	25,00	35,00	97,67
	PH 1	25,00	30,00	93,47		PH 1	35,00	35,00	136,33
	PH RDC	30,00	30,00	119,26		PH RDC	35,00	45,00	175,39
	PH S-Sol	35,00	35,00	146,74		PH S-Sol	45,00	45,00	214,94
P_C-7	PT	25,00	25,00	16,70	P_F-7	PT	25,00	25,00	20,77
	PH 3	25,00	25,00	42,02		PH 3	25,00	25,00	58,64
	PH 2	25,00	25,00	67,33		PH 2	25,00	35,00	96,78
	PH 1	25,00	30,00	92,78		PH 1	35,00	35,00	135,32
	PH RDC	30,00	30,00	118,40		PH RDC	35,00	45,00	174,24
	PH S-Sol	35,00	35,00	144,39		PH S-Sol	45,00	45,00	213,67
P_D-4	PT	25,00	25,00	19,72	P_G-7	PT	25,00	25,00	16,20
	PH 3	25,00	25,00	45,95		PH 3	25,00	25,00	40,57
	PH 2	25,00	25,00	72,17		PH 2	25,00	25,00	64,93
	PH 1	25,00	30,00	98,53		PH 1	25,00	35,00	89,57
	PH RDC	30,00	35,00	125,23		PH RDC	35,00	35,00	114,60
	PH S-Sol	35,00	35,00	152,12		PH S-Sol	35,00	35,00	139,63
P_D-6	PT	25,00	25,00	20,78	P_B-5	PT	25,00	25,00	8,42
	PH 3	25,00	25,00	44,86		PH 3	25,00	25,00	21,41
	PH 2	25,00	25,00	68,95		PH 2	25,00	25,00	34,40
	PH 1	25,00	30,00	93,17		PH 1	25,00	25,00	47,39
	PH RDC	30,00	35,00	117,73		PH RDC	25,00	25,00	60,38
	PH S-Sol	35,00	35,00	142,48		PH S-Sol	25,00	25,00	73,37

P_D-7	PT	25,00	25,00	20,56	P_I-4	PT	25,00	25,00	15,43
	PH 3	25,00	25,00	52,70		PH 3	25,00	25,00	38,91
	PH 2	25,00	30,00	84,99		PH 2	25,00	25,00	62,40
	PH 1	30,00	35,00	117,61		PH 1	30,00	30,00	86,19
	PH RDC	35,00	35,00	150,43		PH RDC	30,00	30,00	109,98
	PH S-Sol	40,00	40,00	183,66		PH S-Sol	35,00	35,00	134,14
P_F-4	PT	25,00	25,00	30,22	P_F-2	PT	25,00	25,00	8,17
	PH 3	25,00	35,00	80,54		PH 3	25,00	25,00	31,97
	PH 2	35,00	35,00	131,25		PH 2	25,00	25,00	55,76
	PH 1	35,00	45,00	182,35		PH 1	25,00	25,00	79,55
	PH RDC	45,00	45,00	233,95		PH RDC	25,00	35,00	103,62
	PH S-Sol	45,00	45,00	286,09		PH S-Sol	35,00	35,00	128,08
P_F-5	PT	25,00	25,00	21,40	P_C-3	PT	25,00	25,00	18,96
	PH 3	25,00	25,00	59,40		PH 3	25,00	25,00	44,19
	PH 2	25,00	35,00	97,67		PH 2	25,00	25,00	69,43
	PH 1	35,00	35,00	136,33		PH 1	30,00	30,00	94,97
	PH RDC	35,00	45,00	175,39		PH RDC	30,00	35,00	120,68
	PH S-Sol	45,00	45,00	214,94		PH S-Sol	35,00	35,00	146,58
P_D-3	PT	25,00	25,00	25,01	P_F-3	PT	25,00	25,00	24,77
	PH 3	25,00	25,00	56,28		PH 3	25,00	25,00	60,14
	PH 2	25,00	30,00	87,68		PH 2	35,00	35,00	96,18
	PH 1	35,00	35,00	119,62		PH 1	35,00	35,00	132,22
	PH RDC	35,00	35,00	151,56		PH RDC	40,00	40,00	168,68
	PH S-Sol	40,00	40,00	183,91		PH S-Sol	40,00	40,00	205,14

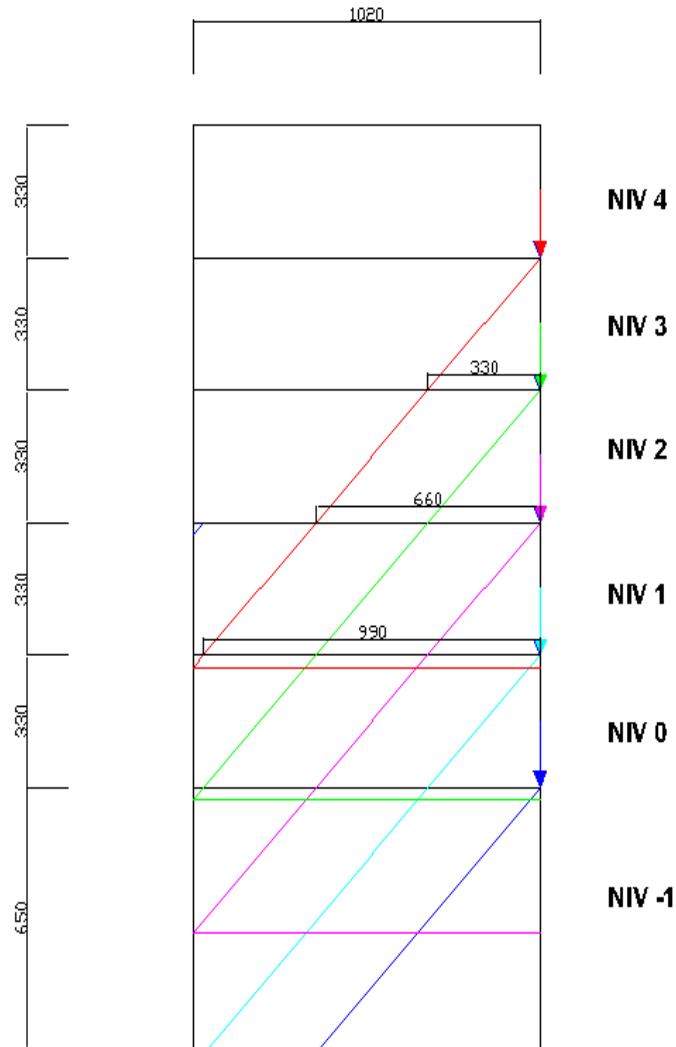
➤ **Voile (8, B-E); Méthode de calcul :**



Les calculs se font de la même façon que les poteaux : on calcule le rectangle de charge tout en ajoutant les retombées des poutres.



La seule différence avec le calcul du poteau c'est que, pour les charges ponctuelles appliquées directement sur le voile, on devra prendre en considération une diffusion de 45° de contrainte dans le béton. Toutefois, vue la géométrie élancé du voile, la charge ponctuelle appliqué en tête du voile se traduit par une charge linéaire uniforme au pied de ce dernier.



Par exemple, La charge due aux cloisons lourdes, dans notre cas, donnent une charge ponctuelle de valeur : $2,2m \times 1 T/m = 2,2T$, charge appliquée au bout du voile dans chaque étage sauf terrasse.

Pour simplifier les calculs, On supposera que cette charge engendrera une charge linéaire de valeur :

$$\text{PH Niv 3 : } 2,2/10,2 = 0,22 T/m$$

$$\text{PH Niv 2 : } 2,2/10,2 + 2,2/3,3 = 0,88T/m$$

$$\text{PH Niv 1 : } 2,2/10,2 + 2,2/3,3 + 2,2/6,6 = 1,21T/m$$

$$\text{PH Niv 0 : } 2,2/10,2 + 2,2/3,3 + 2,2/6,6 + 2,2/9,9 = 1,44T/m$$

$$\text{PH sous sol (Niv -1) : } 2,2/10,2 + 2,2/3,3 + 2,2/6,6 + 2,2/9,9 + 2,2/10,2 = 1,65T/m$$

Le calcul des autres charges se fait de la même façon que le poteau :

Rectangle de charge : $S = 2,25 \times 11,5 = 25,9 \text{ m}^2$

Retombé des poutres : $R = 2,25\text{m} \times 2,5\text{T}/\text{m}^3 \times 0,2\text{m} \times 0,25\text{m} \times 4 \approx 1,2\text{T}$

Donc pour chaque étage, les charges linéaires permanente et d'exploitation sont données par :

$$g = R/L + G \times S/L + p$$

$$q = Q \times S \quad \text{Avec :}$$

$L=10,2\text{m}$ la longueur du voile.

p charge linéaire dues aux forces ponctuelles.

G et Q respectivement les charges permanentes et d'exploitations appliquées à la surface S .

On obtient ainsi le tableau suivant :

Niveau	CHARGES PERMANANTES (t)		CHARGES D'EXPLOITATION (t)			Nu (t)	DIMENSIONS Voile (cm)		P.P. (t)	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES (t)		Nu (t) CORRIGÉ
	partiel	cumul	partiel	Coé-ficient	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	1,67	1,67	0,25	1,00	0,25	2,64	100,00	20,00	1,65	3,32	3,32	4,87
PH3	1,63	3,31	0,38	1,00	0,63	5,42	100,00	20,00	1,65	3,28	6,61	9,87
PH2	2,29	5,60	0,38	1,00	1,02	9,08	100,00	20,00	1,65	3,94	10,55	15,77
PH1	2,62	8,22	0,38	1,00	1,40	13,19	100,00	20,00	1,65	4,27	14,82	22,10
PH0	2,85	11,07	0,38	1,00	1,78	17,62	100,00	20,00	1,65	4,50	19,32	28,75
PH SS	3,06	14,14	0,38	1,00	2,16	22,32	100,00	30,00	1,65	4,71	24,04	35,69

➤ Tableaux pour les autres Voiles

- Le voile V(B,1-3).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coef	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	2,74	2,74	0,32	1,00	0,32	4,18	100,00	20,00	1,24	3,98	3,98	5,85
PH 3	1,96	4,70	0,48	1,00	0,80	7,54	100,00	20,00	1,24	3,20	7,18	10,89
PH 2	1,96	6,66	0,48	1,00	1,28	10,91	100,00	20,00	1,24	3,20	10,38	15,92
PH 1	1,96	8,63	0,48	1,00	1,75	14,28	100,00	20,00	1,24	3,20	13,58	20,96
PH RDC	1,96	10,59	0,48	1,00	2,23	17,64	100,00	20,00	1,24	3,20	16,77	26,00
PH SS	1,96	12,55	0,48	1,00	2,71	21,01	100,00	30,00	1,24	3,20	19,97	31,03

- Le voile V(E,1-2)

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	2,81	2,81	0,24	1,00	0,24	4,15	100,00	20,00	1,24	4,05	4,05	5,82
PH 3	2,32	5,13	0,36	1,00	0,60	7,82	100,00	20,00	1,24	3,55	7,60	11,16
PH 2	2,32	7,44	0,36	1,00	0,96	11,49	100,00	20,00	1,24	3,55	11,16	16,50
PH 1	2,32	9,76	0,36	1,00	1,32	15,16	100,00	20,00	1,24	3,55	14,71	21,84
PH RDC	2,32	12,08	0,36	1,00	1,68	18,83	100,00	20,00	1,24	3,55	18,26	27,18
PH SS	2,32	14,39	0,36	1,00	2,04	22,50	100,00	30,00	1,24	3,55	21,82	32,52

- Le voile V(I,5-6).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	100,00	20,00	1,24	1,24	1,24	1.67
PH 3	1,36	1,36	0,00	1,00	0,00	1,84	100,00	20,00	1,24	2,60	3,84	5.18
PH 2	1,36	2,72	0,00	1,00	0,00	3,67	100,00	20,00	1,24	2,60	6,43	8.68
PH 1	1,36	4,08	0,00	1,00	0,00	5,51	100,00	20,00	1,24	2,60	9,03	12.19
PH RDC	1,36	5,44	0,00	1,00	0,00	7,34	100,00	20,00	1,24	2,60	11,63	15.70
PH SS	1,36	6,80	0,00	1,00	0,00	9,18	100,00	30,00	1,24	2,60	14,23	19.20

- Le voile V(1,B-E).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	1,80	1,80	0,24	1,00	0,24	2,79	100,00	20,00	1,24	3,04	3,04	4,46
PH 3	1,24	3,04	0,36	1,00	0,60	5,01	100,00	20,00	1,24	2,48	5,52	8,35
PH 2	1,24	4,29	0,36	1,00	0,96	7,23	100,00	20,00	1,24	2,48	8,00	12,24
PH 1	1,24	5,53	0,36	1,00	1,31	9,44	100,00	20,00	1,24	2,48	10,48	16,13
PH RDC	1,24	6,78	0,36	1,00	1,67	11,6	100,00	20,00	1,24	2,48	12,97	20,01
PH SS	1,24	8,02	0,36	1,00	2,03	13,8	100,00	30,00	1,24	2,48	15,45	23,90

- Le voile V(4,B-C).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	4,36	4,36	0,63	1,00	0,63	6,83	100	20	1,24	5,60	5,60	8,50
PH 3	3,71	8,07	0,94	1,00	1,57	13,25	100	20	1,24	4,95	10,55	16,59
PH 2	3,71	11,78	0,94	1,00	2,51	19,67	100	20	1,24	4,95	15,50	24,68
PH 1	3,71	15,50	0,94	1,00	3,45	26,10	100	20	1,24	4,95	20,45	32,78
PH RDC	3,71	19,21	0,94	1,00	4,39	32,52	100	20	1,24	4,95	25,40	40,87
PH SS	3,71	22,92	0,94	1,00	5,33	38,94	100	30	1,24	4,95	30,35	48,97

- Le voile V(5,G-I).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
PT	5,48	5,48	0,80	1,00	0,80	8,61	100	20	1,24	6,72	6,72	10,28
PH 3	4,66	10,14	1,20	1,00	2,01	16,70	100	20	1,24	5,90	12,62	20,04
PH 2	4,66	14,80	1,20	1,00	3,21	24,80	100	20	1,24	5,90	18,51	29,81
PH 1	4,66	19,46	1,20	1,00	4,42	32,89	100	20	1,24	5,90	24,41	39,57
PH RDC	4,66	24,12	1,20	1,00	5,62	40,99	100	20	1,24	5,90	30,30	49,34
PH SS	4,66	28,77	1,20	1,00	6,82	49,08	100	30	1,24	5,90	36,20	59,10

- Le voile V(6,B-C).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANENTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	4,95	4,95	0,72	1,00	0,72	7,75	100	20	1,24	6,18	6,18	9,42
PH 3	4,21	9,16	1,08	1,00	1,79	15,05	100	20	1,24	5,45	11,63	18,39
PH 2	4,21	13,37	1,08	1,00	2,87	22,34	100	20	1,24	5,45	17,08	27,36
PH 1	4,21	17,57	1,08	1,00	3,94	29,64	100	20	1,24	5,45	22,52	36,32
PH RDC	4,21	21,78	1,08	1,00	5,02	36,93	100	20	1,24	5,45	27,97	45,29
PH SS	4,21	25,99	1,08	1,00	6,09	44,23	100	30	1,24	5,45	33,42	54,25

- Le voile V(6,G-I).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANENTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	6,07	6,07	0,86	1,00	0,86	9,49	100	20	1,24	7,31	7,31	11,16
PH 3	5,19	11,27	1,29	1,00	2,14	18,43	100	20	1,24	6,43	13,74	21,77
PH 2	5,19	16,46	1,29	1,00	3,43	27,36	100	20	1,24	6,43	20,17	32,38
PH 1	5,19	21,65	1,29	1,00	4,72	36,30	100	20	1,24	6,43	26,60	42,99
PH RDC	5,19	26,84	1,29	1,00	6,00	45,24	100	20	1,24	6,43	33,03	53,59
PH SS	5,19	32,03	1,29	1,00	7,29	54,18	100	30	1,24	6,43	39,46	64,20

- Le voile V(J,2-3).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANENTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	0,61	0,61	0,24	1,00	0,24	1,18	100	20	1,65	2,26	2,26	3,40
PH 3	0,61	1,22	0,24	1,00	0,47	2,35	100	20	1,65	2,26	4,52	6,81
PH 2	0,61	1,83	0,24	1,00	0,71	3,53	100	20	1,65	2,26	6,78	10,21
PH 1	0,61	2,43	0,24	1,00	0,95	4,71	100	20	1,65	2,26	9,03	13,62
PH RDC	0,61	3,04	0,24	1,00	1,18	5,88	100	20	1,65	2,26	11,29	17,02
PH SS	0,61	3,65	0,24	1,00	1,42	7,06	100	30	1,65	2,26	13,55	20,43

- Le voile V(H,2-3).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	0,61	0,61	0,24	1,00	0,24	1,18	100	20	1,65	2,26	2,26	3,40
PH 3	0,61	1,22	0,24	1,00	0,47	2,35	100	20	1,65	2,26	4,52	6,81
PH 2	0,61	1,83	0,24	1,00	0,71	3,53	100	20	1,65	2,26	6,78	10,21
PH 1	0,61	2,43	0,24	1,00	0,95	4,71	100	20	1,65	2,26	9,03	13,62
PH RDC	0,61	3,04	0,24	1,00	1,18	5,88	100	20	1,65	2,26	11,29	17,02
PH SS	0,61	3,65	0,24	1,00	1,42	7,06	100	30	1,65	2,26	13,55	20,43

- Le voile V(2,H-J).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	1,75	1,75	0,34	1,00	0,34	2,88	100	20	1,65	3,40	3,40	5,10
PH 3	1,65	3,40	0,39	1,00	0,73	5,69	100	20	1,65	3,30	6,70	10,14
PH 2	1,65	5,05	0,39	1,00	1,12	8,50	100	20	1,65	3,30	10,00	15,18
PH 1	1,65	6,70	0,39	1,00	1,51	11,31	100	20	1,65	3,30	13,30	20,22
PH RDC	1,65	8,35	0,39	1,00	1,90	14,12	100	20	1,65	3,30	16,60	25,26
PH SS	1,65	10,00	0,39	1,00	2,29	16,94	100	30	1,65	3,30	19,90	30,30

- Le voile V(3,H-J).

Niveau	CHARGES PERMANANTES		CHARGES D'EXPLOITATION			Nu	DIMENSIONS voile		P.P.	CHARGES PERMANANTES CORRIGÉES		Nu CORRIGÉES
	partiel	cumul	partiel	coeff	cumul		a	b		partiel	cumul	
P T	1,75	1,75	0,34	1,00	0,34	2,88	100	20	1,65	3,40	3,40	5,10
PH 3	1,65	3,40	0,39	1,00	0,73	5,69	100	20	1,65	3,30	6,70	10,14
PH 2	1,65	5,05	0,39	1,00	1,12	8,50	100	20	1,65	3,30	10,00	15,18
PH 1	1,65	6,70	0,39	1,00	1,51	11,31	100	20	1,65	3,30	13,30	20,22
PH RDC	1,65	8,35	0,39	1,00	1,90	14,12	100	20	1,65	3,30	16,60	25,26
PH SS	1,65	10,00	0,39	1,00	2,29	16,94	100	30	1,65	3,30	19,90	30,30

2) Vérification des critères de régularité :

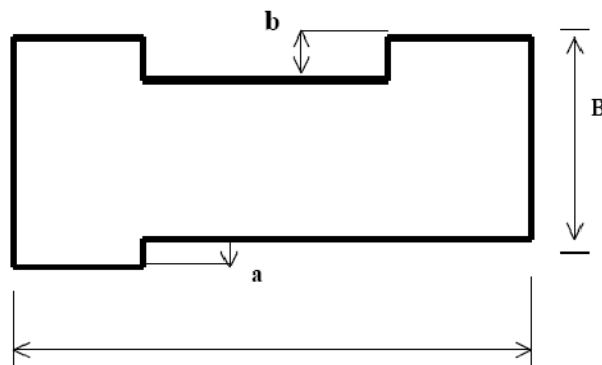
En ce référant au RPS 2000, l'approche statique équivalente, est requise dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères détaillés dans le règlement.
- La hauteur n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes.

D'après le RPS 2000, une structure est régulière si elle remplit certaines conditions relatives à sa configuration en plan et en élévation. Dans ce qui suit, on va détailler ces conditions et voir si notre bâtiment les satisfait.

- **forme en plan.**

- ❖ La structure doit présenter une forme en plan simple, tel que le rectangle, et une distribution de masse et rigidité sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales au moins, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux.
- ❖ En présence de parties saillantes ou rentrantes leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0.25 fois la dimension du côté correspondant :



$$a + b \leq 0.25 \times B \quad (1)$$

- ❖ A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ni doit pas dépasser 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation.

En effet, à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité structurale doit vérifier :

$$e \leq 0.2 \times r \text{ et } r^2 = \frac{\sum \text{raideur de torsion}}{\sum \text{raideur de translation}} \text{ on a alors : } r_x^2 = \frac{\sum I_{ix} x_i^2 + I_{jy} y_j^2}{\sum I_{ix}}$$

Pour les niveaux de -1 à 4 on trouve les valeurs suivantes :

0.2rx	ex	Vérification
3,03	0,3	OK
0.2ry	ey	Vérification
5,13	3,5	OK

- ❖ L'élanement (grand coté/petit coté ne doit pas dépasser la valeur 3,5 : $L/B \leq 3.5$)

N° de l'étage	caractéristiques de l'étage	vérification des critères (1) et (2) de la forme en plan
niveau -1	L=30,30 m B=21,1 m b=2 m a=0 m	(1) (2) sont vérifiés
niveaux de 0 à 4	L=30,30 m B=21,1 m b=2 m a=1,4 m	(1) (2) sont vérifiés

- **forme en élévation.**

- ❖ La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser respectivement 30% et 15%. Ces deux conditions sont vérifiées, puisque les voiles sont continues dans tous les niveaux et ne changent pas d'inertie. Pour la deuxième condition, les masses des niveaux sont toutes les mêmes : $m=627,4T$.
- ❖ Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau précédent ne doit pas dépasser 0.15 fois la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.

Nos variations en élévation sont seulement des sorti balcon du niveau -1 au niveau 0 qui ne dépasse pas 15%, et pour les autres niveaux, on a le même plan de coffrage.

- ❖ Dans le cas d'un élargissement graduel sur la hauteur, la saillie ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.
- ❖ Pour les bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 12m, les pourcentages relatifs à la configuration peuvent être ramenés à 40%.

- **Déduction.**

Le bloc étudié dans le présent rapport vérifié les critères de régularité de RPS2000. Donc on va faire un calcul manuel par la méthode statique équivalente. Et après on effectuera un calcul sismique avancé par le biais de l'analyse modale sous le logiciel robot.

3) Calcul dynamique, méthode statique équivalente :

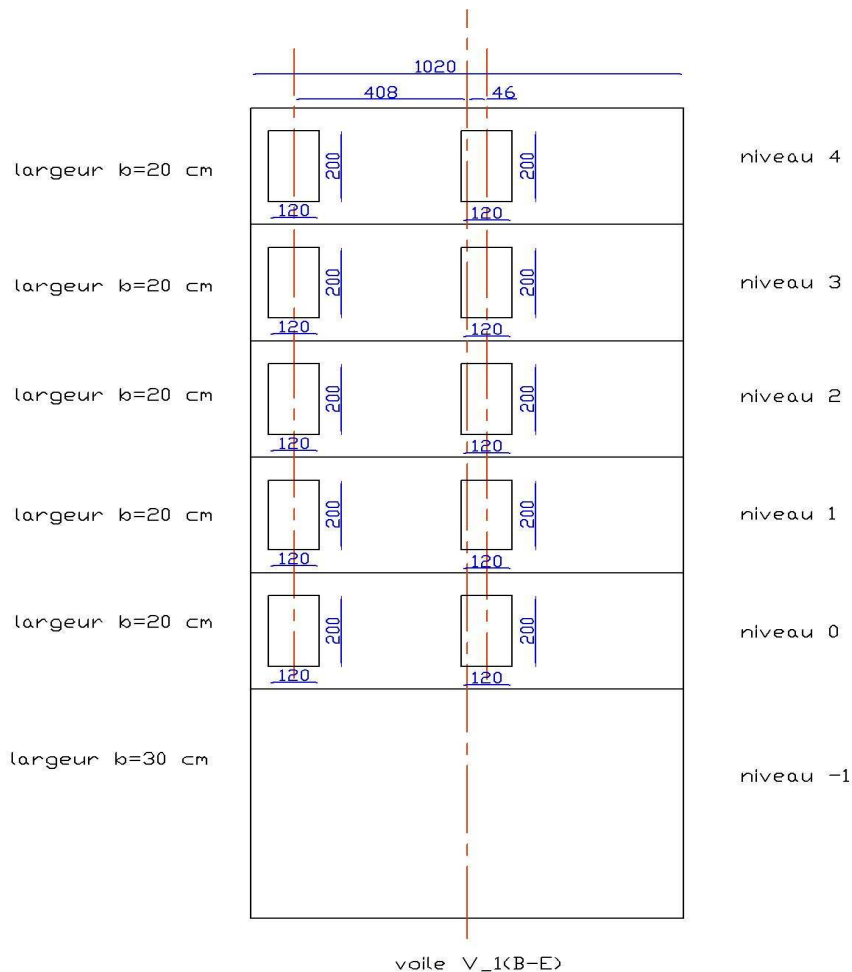


Fig. Prise en compte des ouvertures dans le calcul.

Calcul du centre de torsion

Exemple de calcul du moment d'inertie dans les différents étages du voile V-1 (B-E) :

- Donc le moment d'inertie dans les niveaux 0, 1, 2, 3, 4 :

$$I = \frac{1}{12} * 0.2 * 10.2^3 - \left(\frac{1}{12} * 0.2 * 1.2^3 + 0.46^2 * 0.2 * 1.2 + \frac{1}{12} * 0.2 * 1.2^3 + 4.08^2 * 0.2 * 1.2 \right)$$

$$\Rightarrow I_{0,\dots,4} = 13.376 \text{ m}^4$$

- Le moment d'inertie dans le niveau -1 :

$$I_{-1} = \frac{1}{12} * 0.3 * 10.2^3 \Rightarrow I_{-1} = 26.22 \text{ m}^4$$

Donc pour les autres voiles et en tenant compte des ouvertures on trouve les résultats suivants :

- suivant la direction X pour les niveaux de 0 à 4

les voiles	coordonnés X	largeur	longueur	moment d'inertie	I*x
1(B-E)	0,00	0,20	10,20	13,58	0,00
2(H-J)	4,20	0,20	4,45	1,19	5,00
3(H-J)	8,70	0,20	4,45	1,47	12,78
4(B-C)	13,00	0,20	3,55	0,75	9,69
5(G-I)	17,35	0,20	3,25	0,57	9,93
6(B-C)	21,70	0,20	3,55	0,75	16,18
6(G-I)	21,70	0,20	3,25	0,57	12,42
8(B-F)	30,30	0,20	10,10	17,17	520,30

centre de torsion Xc	16,26
----------------------	-------

- suivant la direction Y pour les niveaux de 0 à 4 :

les voiles	coordonnés Y	largeur	longueur	moment d'inertie	I*y
B(1-3)	21,10	0,20	8,70	7,37	155,52
E(1-2)	10,90	0,20	4,20	1,23	13,46
H(2-3)	4,45	0,20	4,50	1,16	5,17
I(5-6)	2,00	0,20	4,35	1,27	2,55
J(2-3)	0,00	0,20	4,50	1,52	0,00

centre de torsion Yc	14,07
----------------------	-------

- suivant la direction X pour le niveau -1 :

les voiles	coordonnés X	largeur	longueur	moment d'inertie	I*x
1(B-E)	0,00	0,30	10,20	26,53	0,00
2(H-J)	4,20	0,30	4,45	2,20	9,25
3(H-J)	8,70	0,30	4,45	2,20	19,17
4(B-C)	13,00	0,30	3,55	1,12	14,54
5(G-I)	17,35	0,30	3,25	0,86	14,89
6(B-C)	21,70	0,30	3,55	1,12	24,27
6(G-I)	21,70	0,30	3,25	0,86	18,62
8(B-D)(F-I)	30,30	0,30	10,10	25,76	780,45

centre de torsion Xc	14,53
----------------------	-------

- suivant la direction Y pour le niveau -1 :

les voiles	coordonnés Y	largeur	longueur	Moments d'inertie	I*y
B(1-3)	21,10	0,30	8,70	16,46	347,36
E(1-2)	10,90	0,30	4,20	1,85	20,19
H(2-3)	4,45	0,30	4,50	2,28	10,14
I(5-6)	2,00	0,30	4,35	2,06	4,12
J(2-3)	0,00	0,30	4,50	2,28	0,00

centre de torsion Yc	15,32
----------------------	-------

Donc les coordonnées du centre de torsion sont les suivants :

- pour les niveaux 0,...,4 : ($X_C = 16,26m$; $Y_C = 14,07m$)
- pour le niveau -1 : ($X_C = 14,53m$; $Y_C = 15,32m$)

Calcul du centre de masse.

On calculera les masses concentrées dans chaque axe par le biais des éléments porteurs de cet axe (poteaux et voiles).

Dans la direction X :

On va calculer la masse dans l'axe 4 du niveau 3.

- Voile 4(B-C) :

Charge permanente : $G = 3.71 * 3.55 + 3.3 * 0.2 * 3.55 * 2.5 = 19.03t$;

Charge d'exploitation : $Q = 0,94 * 3.55 = 3.34t$

Donc la masse : $m(V\ 4(B-C)) = G + 0.2Q = 19.7t$

- Poteau D-4 :

Charge permanente : $G = 15.38 + \frac{3.3}{2} * (0.25^2 + 0.2^2) * 2.500 = 15.39t$

Charge exploitation : $Q = 2.92t$.

Donc la masse : $m(P\ D-4) = G + 0.2Q = 15.98t$

- Poteau F-4 :

Charge permanente : $G = 31.75 + \frac{3.3}{2} * (0.25^2 + 0.35^2) * 2.500 = 38.78t$

Charge d'exploitation : $Q = 4.07t$

Donc la masse : $m(P\ F-4) = G + 0.2Q = 39.6t$

- Poteau I-4 :

Charge permanente : $G = 14.52 + \frac{3.3}{2} * (0.25^2 + 0.2^2) * 2.500 = 14.94t$

Charge d'exploitation : $Q = 2.12t$

Donc la masse : $m(P\ F-4) = G + 0.2Q = 15.37t$

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
4	V(4,B-C)	19,03	3,34	19,70	
	P_D-4	15,39	2,92	16,48	
	P_F-4	32,78	4,07	33,08	masse totale (t)
	P_I-4	15,94	2,12	15,46	84,73

Donc la masse totale de l'axe 4 est : $m(4) = 90.65t$

De la même façon on trouve les masses des autres axes dans les différents étages :

- Selon la direction X :

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
1	V(1,B-E)	29,38	3,64	30,11	30,11

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
1'	V(E,1-2)	16,66	1,52	16,96	16,96

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
2	P_C-2	5,88	0,52	3,05	
	P_D-2	5,88	0,52	3,05	
	P_F-2	15,64	1,37	15,92	masse totale (t)
	V(2,H-J)	14,85	1,76	15,20	31,11

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
2''	V(H,2-3)	10,16	1,07	10,38	masse totale (t)
	V(J,2-3)	10,16	1,07	10,38	20,75

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
3	P_C-3	15,97	2,45	16,46	
	P_D-3	20,44	2,45	20,93	
	P_F-3	21,11	4,59	22,02	masse totale (t)
	V(3,H-J)	14,85	1,76	15,20	74,61

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
4	V(4,B-C)	19,04	3,34	19,71	
	P_D-4	15,90	2,92	16,48	
	P_F-4	32,27	4,07	33,08	masse totale (t)
	P_I-4	15,04	2,12	15,46	84,73

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
5	P_B-5	8,19	1,16	8,42	
	P_C-5	15,90	2,43	16,38	
	P_D-5	20,32	2,94	20,91	
	P_F-5	23,48	4,07	24,30	masse totale (t)
	V(5,G-I)	22,39	4,28	23,25	84,84

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
5'	V(I,5-6)	13,09	0,00	13,09	13,09

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
6	V(6,B-C)	20,80	3,82	21,56	
	P_D-6	14,44	2,94	15,03	
	P_F-6	23,48	4,07	24,30	masse totale (t)
	V(6,G-I)	21,36	4,57	22,27	83,16

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
7	P_B-7	9,68	1,60	10,00	
	P_C-7	15,80	2,40	16,28	
	P_D-7	20,21	2,90	20,79	
	P_F-7	23,26	4,18	24,10	
	P_G-7	15,33	2,32	15,79	masse totale (t)
	P_I-7	13,16	2,12	13,58	100,55

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
8	V(8,B-E)	32,57	3,78	33,33	
	P_F-8	3,94	1,16	4,17	
	P_G-8	11,51	1,15	11,74	masse totale (t)
	P_I-8	5,88	0,52	5,99	55,23

- Dans la direction Y :

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
B	V(B,1-3)	31,42	4,16	32,26	
	P_B-5	8,19	1,16	8,42	masse totale (t)
	P_B-7	9,68	1,60	10,00	50,67

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
B'	V(4,B-C)	19,04	3,34	19,71	masse totale (t)
	V(6,B-C)	20,80	3,82	21,56	41,27

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
C	P_C-2	5,88	0,52		
	P_C-3	15,97	2,45	16,46	
	P_C-5	15,90	2,43	16,38	masse totale (t)
	P_C-7	15,80	2,40	16,28	49,12

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
C'	V(1,B-E)	29,38	3,64	30,11	masse totale (t)
	V(8,B-E)	32,57	3,78	33,33	63,44

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
D	P_D-2	5,88	0,52	5,99	
	P_D-3	20,44	2,45	20,93	
	P_D-4	15,90	2,92	16,48	
	P_D-5	20,32	2,94	20,91	
	P_D-6	14,44	2,94	15,03	masse totale (t)
	P_D-7	20,21	2,90	20,79	94,14

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
E	V(E,1-2)	16,66	1,52	16,96	16,96

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
F	P_F-2	15,64	1,37	15,92	
	P_F-3	21,11	4,59	22,02	
	P_F-4	32,27	4,07	33,08	
	P_F-5	23,48	4,07	24,30	
	P_F-6	23,48	4,07	24,30	
	P_F-7	23,26	4,18	24,10	masse totale (t)
	P_F-8	3,94	1,16	4,17	147,89

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
G	P_G-7	15,33	2,32	15,79	masse totale (t)
	P_G-8	11,51	1,15	11,74	27,53

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
H	V(H,2-3)	10,16	1,07	10,38	10,38

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
H'	V(5,G-I)	22,39	4,28	23,25	masse totale (t)
	V(6,G-I)	21,36	4,57	22,27	45,52

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
H''	V(2,H-J)	14,85	1,76	15,20	masse totale (t)
	V(3,H-J)	14,85	1,76	15,20	30,39

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	
I	P_I-4	15,04	2,12	15,46	
	V(I,5-6)	13,09	0,00	13,09	
	P_I-7	13,16	2,12	13,58	masse totale (t)
	P_I-8	5,88	0,52	5,99	48,12

l'axe	élément porteur	charge permanente	charge d'exploitation	masse	masse totale (t)
J	V(J,2-3)	10,16	1,07	10,38	10,38

- coordonné du centre de masse dans la direction X :

axe	masse m (t)	coordonnée X (m)	m*X
1	30,11	0	0
1'	16,96	2,1	35,62
2	31,11	4,2	130,67
2'	32,26	4,35	140,3
2''	20,75	6,45	133,8
3	74,61	8,7	649,10
4	84,73	13	1101,5
5	84,84	17,35	1471,94
5'	13,09	19,525	255,65

6	83,16	21,7	1804,59
7	100,55	26,05	2619,2
8	55,23	30,3	1673,43
centre de masse Xg			15,96

- coordonné du centre de masse dans la direction Y :

axe	masse m (t)	coordonnée Y (m)	m*Y
B	50,67	21,2	1074,17
B'	41,27	19,425	801,62
C	49,12	17,65	867,04
C'	63,44	16,125	1022,92
D	94,14	14,45	1360,39
E	16,96	11,05	187,43
F	147,89	8,65	1279,25
G	27,53	5,25	144,55
H	10,38	4,45	46,17
H'	45,52	3,625	165,00
H''	30,39	2,225	67,62
I	48,12	2	96,24
J	10,38	0	0
centre de masse Yg			11,19

Calcul des efforts sismique.

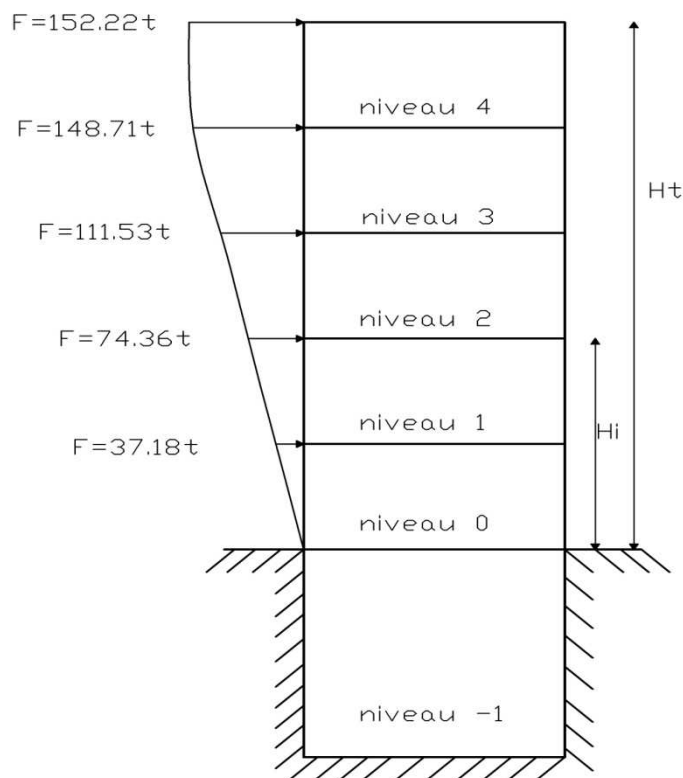
Pour le calcul des efforts on a besoin de la masse total du bâtiment, qui est la somme des masses de chaque axe sur tous les niveaux : $M_t=3057t$

La formule permettant le calcul de l'effort global appliqué au bâtiment est la suivante :

$$V = \frac{A.S.I.M_t.D}{K} = \frac{0.08 * 1.2 * 1 * 3057 * 2.5}{1.4} = 524 t$$

La répartition de l'effort total sur les étages se réalise par la formule suivante :

$$F_{\text{étage}} = \frac{\text{force totale} * \text{hauteur d'étage} * \text{masse d'étage}}{\sum m_i * h_i}$$



On alors le tableau qui résume la distribution de l'effort sismique sur les niveaux dans les deux directions X et Y:

Niveau	masse par niveau (Mi)	hauteur (Hi)	Mi*Hi	distribution	Force(t)
PH du niveau 0	627,40	3,30	2070,43	0,07	37,18
PH du niveau 1	627,40	6,60	4140,86	0,14	74,36
PH du niveau 2	627,40	9,90	6211,29	0,21	111,53
PH du niveau 3	627,40	13,20	8281,72	0,28	148,71
Plancher terrasse	513,76	16,50	8477,06	0,29	152,22

La répartition des efforts sismique sur les voiles

- l'effort sismique est dans la direction X :

A chaque niveau du bâtiment la force sismique latérale de calcul est déplacée de ε_1 dans un sens puis de ε_2 dans l'autre sens, donné par les expressions suivantes.

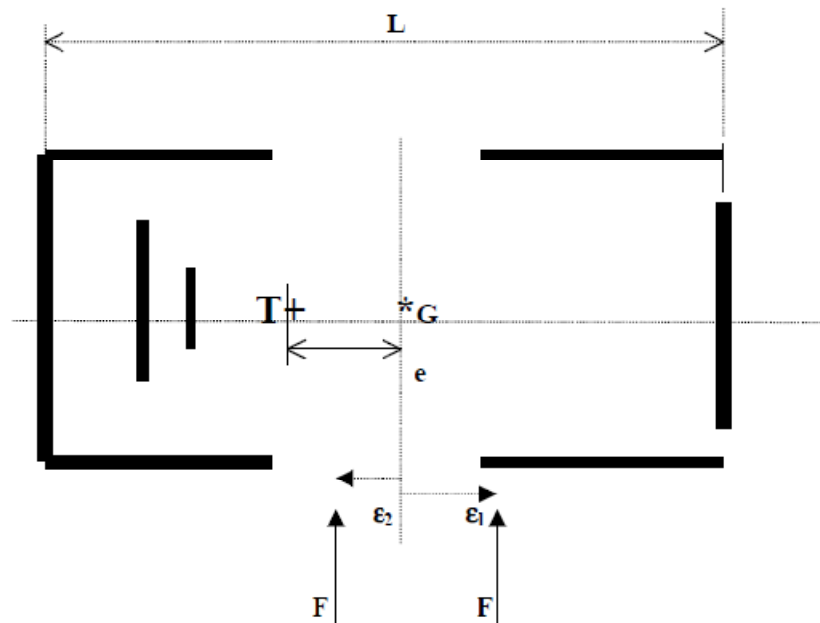
$$\varepsilon_1 = 0.5 * e + 0.05 * L$$

$$\varepsilon_2 = 0.05 * L$$

- e : est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion dans la direction choisie.
- L : est la longueur du bâtiment dans la même direction.

On le tableau suivant qui résume les différents cas :

Lx	ex	Ly	ey
30,3	0,88	21,2	-2,84
ϵ_{1x}	1,96	ϵ_{1y}	2,71
ϵ_{2x}	1,52	ϵ_{2y}	1,06
d1x	2,84	d1y	-6,01
d2x	-0,64	d2y	-2,24



T : centre de torsion

G : centre de gravité des masses

Après avoir calculé ces paramètres on peut maintenant savoir la part des sollicitations que prendra chaque voile à part en utilisant la formule de distribution suivante :

$$F_i = F \left(\frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i * X_i * d}{\sum I_i * X_i^2} \right)$$

- X_i est l'abscisse de chaque voile par rapport au centre de torsion.
- d est pris égal à d_1 ou d_2 selon la position du voile pour avoir le cas le plus défavorable.
- F est l'effort appliqué à l'étage en question.
- I_i le moment d'inertie de chaque voile.

⇒ la distribution de l'effort suivant la direction Y dans les niveaux

les voiles	moment d'inertie	X_i	$I_i \cdot X_i^2$	d	part de chaque voile
1(B-E)	13,58	-16,26	3592,86	-0,64	0,40
2(H-J)	1,19	-12,06	173,21	-0,64	0,03
3(H-J)	1,47	-7,56	84,02	-0,64	0,04
4(B-C)	0,75	-3,26	7,94	-0,64	0,02
5(G-I)	0,57	1,09	0,68	2,84	0,02
6(B-C)	0,75	5,44	22,04	2,84	0,02
6(G-I)	0,57	5,44	16,91	2,84	0,02
8(B-F)	17,17	14,04	3383,16	2,84	0,57
somme	36,05		7280,81		

⇒ la distribution de l'effort suivant la direction X dans les niveaux :

les voiles	moment d'inertie	Y_i	$I_i \cdot Y_i^2$	d	part de chaque voile
B(1-3)	7,37	7,03	364,48	-2,24	0,47
E(1-2)	1,23	-3,17	12,39	-6,01	0,12
H(2-3)	1,16	-9,62	107,44	-6,01	0,16
I(5-6)	1,27	-12,07	185,64	-6,01	0,20
J(2-3)	1,52	-14,07	300,57	-6,01	0,25
somme	12,56		970,51		

VII. Analyse modale :

1) Principe de l'analyse modale.

Source : Victor Davidovici – la construction en zone sismique [2].

L'analyse modale spectrale est la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure.

- Un spectre de réponse caractérise la sollicitation sismique.
- La structure est supposée à comportement élastique ce qui permet le calcul des modes propres.
- La réponse d'une structure est prépondérante au voisinage des fréquences de résonance.
- Le comportement de la structure pour ces fréquences de résonances est appelé mode de vibration.
- Le comportement global est considéré comme la somme des contributions des différents modes.

Le calcul des modes doit être poussé de façon à satisfaire les conditions suivantes issues du PS92 6.6.2.2 :

- Atteindre la fréquence minimale de 33Hz dite « fréquence de coupure » dans chaque direction d'excitation.
- Solliciter 90% de la masse M totale du système dans chaque direction d'excitation.

Au-delà de la fréquence de coupure l'apport des modes supérieurs est négligeable.

Pour un séisme donné, la réponse globale de la structure n'est constituée que de quelques modes principaux. Ces modes principaux sont retenus en fonctions des masses modales effectives. La masse modale étant pour un mode donné la masse effective dans la direction du séisme étudié.

Les réponses modales (déplacements et efforts maximaux) calculés pour les différents modes retenus sont ensuite combinés de façon à restituer l'ensemble des effets du séisme réel. La méthode de combinaison retenue dans ce calcul est la CQC (combinaison quadratique complète) :

Si X est la réponse :
$$X = \sqrt{\sum_{i,j}^x \alpha_{i,j} X_i X_j}$$
 PS92 6.6.2.3

Avec $\alpha_{i,j}$ coefficient de corrélation des fréquences et des coefficients d'amortissement des modes i et j.

« Cette formule est l'expression du fait que l'on peut interpréter le mouvement globale d'une structure soumise à un séisme comme une combinaison des n déformées des modes de vibration (décomposition modale), pondérés chacune de manière adéquate » [2].

Le schéma ci-dessous en fait l'illustration.

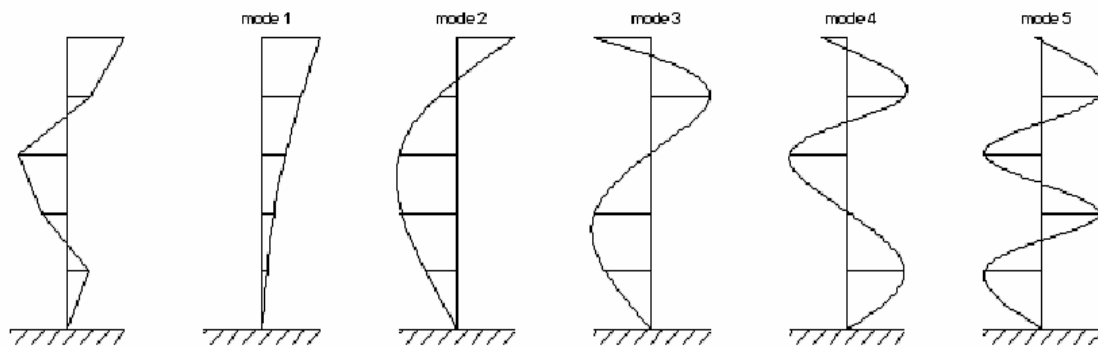


Fig. Déformée réelle et déformées modales des 5 premiers modes

Les maxima des effets de chaque composante peuvent être ensuite recombinaés en utilisant les combinaisons de Newmark. PS92 6.4

$$S = \pm S_x \pm \lambda S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm S_y \pm \mu S_z$$

$$S = \pm \lambda S_x \pm \mu S_y \pm S_z$$

Dans les cas courants on a : $\lambda=\mu=0.3$.

2) Méthode de modélisation de la structure :

La modélisation a été effectuée à l'aide des deux logiciels CBS pro et Robot Millenium. La saisie de la structure, et des entrées nécessaires aux calculs à été faite dans CBS. Les calculs ont été abordés de deux manières : calcul avec maillage grossier en CBS, et calcul avec maillage raffiné dans Robot.

Certaines options de calcul propres aux logiciels doivent être prises :

❖ Pour CBS pro :

Les cas de charges :

- ✓ Cas 1 : poids propres de la structure (pris automatiquement par le logiciel).
- ✓ Cas 2 : charges permanentes (voir hypothèse de calcul).
- ✓ Cas 3 : charges exploitation (voir hypothèse de calcul).
- ✓ Cas 4 : analyse modale.
- ✓ Cas 5 : sismique – direction X.
- ✓ Cas 6 : sismique – direction Y.
- ✓ Cas 7 : sismique – direction Z.

Pour les cas de 4 à 7, on définit les paramètres suivants :

- ✓ Norme sismique : RPS 2000.
- ✓ Méthode de calcul. Avancée.
- ✓ Nombre de modes : 10, 40, 120, 180.

- ✓ Zone sismique, coefficient du site, coefficient de comportement, classe de la structure et l'amortissement. (voir hypothèse de calcul)
- ✓ On considère les combinaisons CQC (combinaisons quadratiques complètes) et les combinaisons des groupes. 1, 2 et 3 Newmark avec $\mu=\lambda=0.3$ avec prise en compte de signe de la grandeur considérées. Les autres cas de calcul seront alors générés automatiquement à partir des formules du PS92 suivant :

- Groupe 1 : $\pm E_x \pm \mu E_y \pm \lambda E_z$
- Groupe 2 : $\pm \mu E_x \pm E_y \pm \lambda E_z$
- Groupe 2 : $\pm \mu E_x \pm \lambda E_y \pm E_z$

❖ Pour robots :

Lois de l'importation de la structure dans le logiciel Robot millenium, tous les paramètres précédents resteront conservées. On a alors juste besoin de générer un nouveau maillage avec les paramètres suivant : Méthode de Delaunay, avec éléments finis triangulaires de taille **1m**.

3) Résultats :

Pour le bloc 1 :

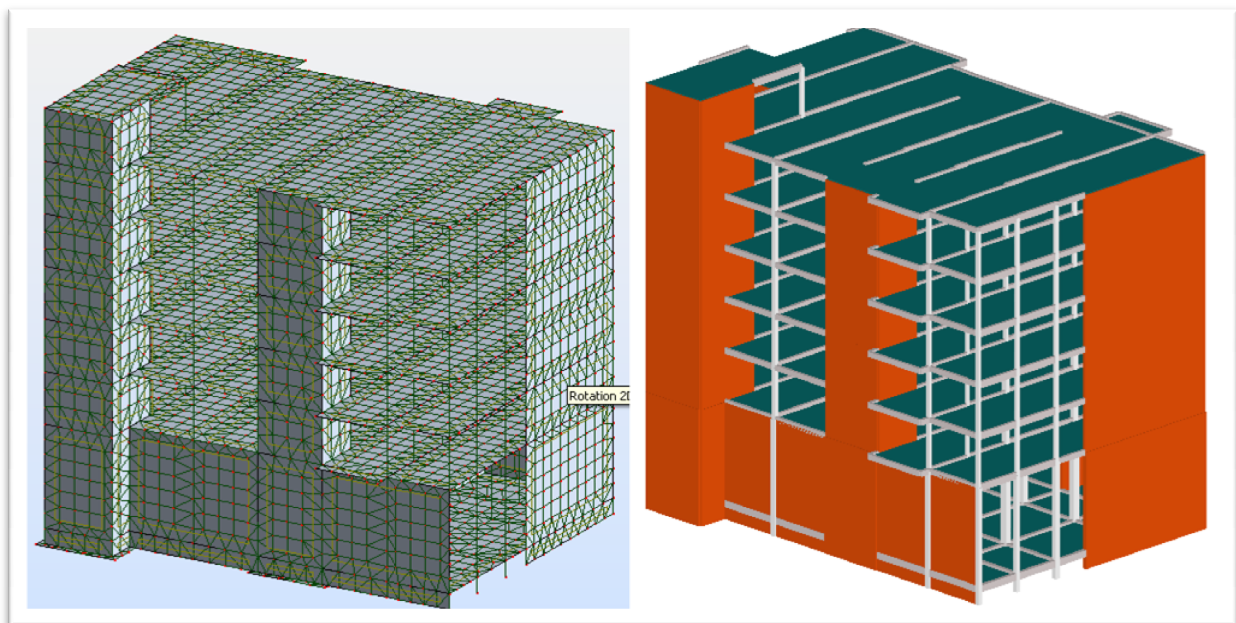


Fig. Présentation des modèles du bloc 1 dans ROBOT et CBS respectivement.

Afin de satisfaire les exigences réglementaires, il faut mobiliser au moins 90% de la masse de la structure avant d'atteindre la fréquence de coupure 33Hz. Les résultats obtenu pou un calcul poussé jusqu'au 120 mode donne les résultats suivants:

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	2,82	0,36	56,45	0,57	0,02	56,45	0,57	0,02
2	3,17	0,32	57,31	58,19	0,03	0,87	57,62	0,01
3	5,48	0,18	57,36	62,94	0,08	0,05	4,75	0,05
4	6,65	0,15	57,36	62,94	17,02	0	0,01	16,94
5	6,81	0,15	57,37	62,95	17,31	0	0	0,28
6	6,97	0,14	57,38	62,95	22,76	0,02	0	5,45
7	7,31	0,14	57,39	62,95	22,76	0,01	0	0
8	7,36	0,14	57,41	62,95	22,76	0,02	0	0,01
9	7,63	0,13	57,42	62,95	22,77	0,01	0	0,01
10	7,79	0,13	57,44	62,95	22,94	0,03	0	0,17
11	7,84	0,13	57,45	62,95	22,96	0,01	0	0,01
12	7,93	0,13	57,45	62,99	23,32	0	0,03	0,36
13	8,04	0,12	57,46	63	23,8	0	0,01	0,48
14	8,06	0,12	57,47	63,04	24,15	0,01	0,04	0,35
15	8,14	0,12	57,49	63,06	25,93	0,03	0,02	1,78
16	8,16	0,12	57,5	63,06	26,47	0,01	0,01	0,54
17	8,28	0,12	57,5	63,06	26,83	0	0	0,36
18	8,36	0,12	57,5	63,06	26,85	0	0	0,02
19	8,45	0,12	57,5	63,06	26,9	0	0	0,05
20	8,46	0,12	57,52	63,08	26,93	0,02	0,02	0,03
21	8,52	0,12	57,52	63,08	26,97	0	0	0,04
22	8,62	0,12	57,53	63,09	27,15	0,01	0,02	0,18
23	8,63	0,12	57,97	63,3	27,64	0,44	0,21	0,49
24	8,65	0,12	57,97	63,3	27,71	0	0	0,06
25	8,67	0,12	57,97	63,3	27,78	0	0	0,07
26	8,74	0,11	58,07	63,39	27,93	0,1	0,09	0,15
27	8,76	0,11	58,19	63,5	27,97	0,13	0,11	0,04
28	8,79	0,11	58,23	63,67	29,3	0,04	0,17	1,33
29	8,8	0,11	58,27	63,7	29,78	0,04	0,02	0,48
30	8,86	0,11	58,27	63,7	29,82	0	0	0,04
31	8,9	0,11	58,27	63,7	30,36	0,01	0	0,54
32	8,91	0,11	58,29	63,7	30,9	0,01	0	0,54
33	8,94	0,11	58,31	63,7	30,94	0,03	0	0,04
34	8,94	0,11	58,32	63,7	31,34	0	0	0,4
35	8,99	0,11	58,33	63,76	32,2	0,01	0,06	0,85
36	9,09	0,11	58,36	63,76	32,33	0,04	0	0,13
37	9,11	0,11	58,37	63,76	32,6	0	0	0,27
38	9,16	0,11	58,37	63,77	32,93	0	0	0,32
39	9,18	0,11	58,4	63,82	33,24	0,03	0,05	0,32
40	9,25	0,11	58,55	63,82	33,47	0,15	0	0,23
41	9,3	0,11	58,7	63,82	33,48	0,15	0,01	0
42	9,38	0,11	59,41	63,82	37,17	0,71	0	3,69
43	9,39	0,11	59,97	63,83	37,19	0,55	0,01	0,02
44	9,41	0,11	60,07	63,83	37,63	0,1	0	0,44
45	9,57	0,1	64,14	63,89	40,16	4,07	0,07	2,53
46	9,59	0,1	64,73	63,9	42,45	0,59	0,01	2,29

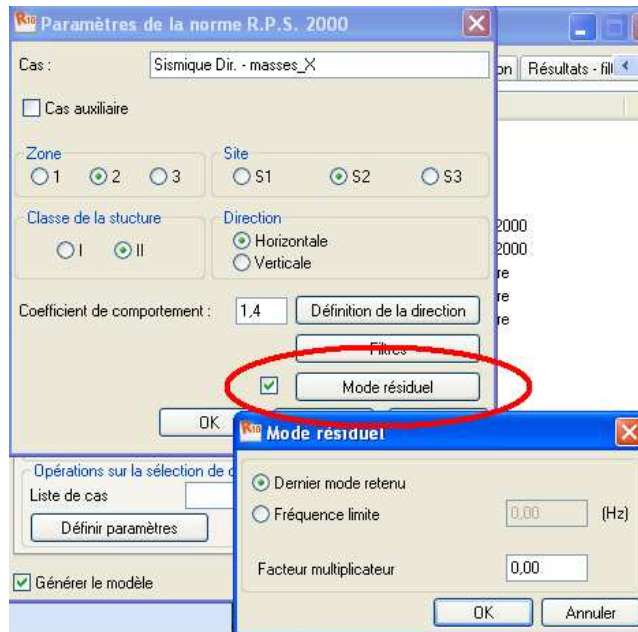
47	9,6	0,1	65,5	63,9	42,46	0,78	0	0,01
48	9,63	0,1	70,3	63,91	42,7	4,8	0	0,24
49	9,65	0,1	71,57	63,91	43,22	1,26	0	0,52
50	9,71	0,1	71,71	63,92	43,71	0,14	0,01	0,49
51	9,82	0,1	71,75	63,92	43,76	0,05	0	0,05
52	9,84	0,1	71,76	63,92	44,01	0	0	0,25
53	9,92	0,1	71,8	63,93	44,02	0,04	0	0,01
54	9,98	0,1	71,82	63,93	44,02	0,02	0	0
55	10,03	0,1	71,82	63,94	44,09	0	0,01	0,07
56	10,06	0,1	71,82	63,94	44,22	0	0	0,13
57	10,13	0,1	71,82	63,99	44,3	0	0,05	0,08
58	10,2	0,1	72,02	64,04	44,36	0,2	0,05	0,06
59	10,22	0,1	72,03	64,29	44,36	0,01	0,25	0
60	10,26	0,1	72,04	64,5	44,93	0,01	0,21	0,58
61	10,27	0,1	72,04	64,5	44,93	0	0	0
62	10,33	0,1	72,08	64,62	45,02	0,04	0,12	0,08
63	10,41	0,1	72,08	64,95	45,19	0	0,33	0,17
64	10,46	0,1	72,1	66,75	46,09	0,02	1,81	0,9
65	10,5	0,1	72,11	67,9	46,09	0	1,14	0
66	10,52	0,1	72,11	68,01	46,09	0	0,11	0
67	10,55	0,09	72,11	68,02	46,11	0,01	0,01	0,02
68	10,56	0,09	72,12	68,75	46,2	0,01	0,72	0,09
69	10,63	0,09	72,13	68,75	46,27	0,01	0	0,07
70	10,65	0,09	72,13	68,77	46,28	0	0,02	0
71	10,68	0,09	72,14	68,8	46,33	0	0,03	0,05
72	10,7	0,09	72,18	68,99	46,7	0,04	0,19	0,37
73	10,72	0,09	72,18	69,03	47,01	0	0,04	0,3
74	10,72	0,09	72,23	69,04	47,04	0,05	0	0,03
75	10,73	0,09	72,23	69,12	47,35	0	0,08	0,31
76	10,81	0,09	72,23	69,37	47,66	0	0,25	0,31
77	10,84	0,09	72,23	69,39	47,68	0	0,02	0,02
78	10,86	0,09	72,24	69,74	47,78	0	0,36	0,1
79	10,91	0,09	72,25	69,99	47,8	0,01	0,25	0,03
80	10,92	0,09	72,26	71,22	48,18	0,01	1,23	0,37
81	10,97	0,09	72,29	71,95	48,2	0,03	0,73	0,02
82	11,02	0,09	72,3	72,5	48,86	0	0,55	0,66
83	11,03	0,09	72,3	72,72	49,42	0	0,22	0,56
84	11,1	0,09	72,41	77,49	49,46	0,11	4,77	0,04
85	11,15	0,09	72,45	79,43	49,48	0,04	1,94	0,01
86	11,16	0,09	72,45	79,53	49,54	0	0,1	0,07
87	11,18	0,09	72,48	80,16	49,55	0,03	0,63	0
88	11,21	0,09	72,5	80,51	49,55	0,02	0,34	0
89	11,22	0,09	72,52	80,53	49,55	0,01	0,02	0
90	11,28	0,09	72,52	81,03	49,61	0	0,5	0,05
91	11,37	0,09	72,53	81,22	49,7	0,01	0,2	0,1
92	11,41	0,09	72,53	81,33	49,7	0	0,11	0
93	11,43	0,09	72,53	81,33	49,82	0	0	0,11
94	11,45	0,09	72,54	81,36	49,82	0,02	0,03	0
95	11,5	0,09	72,55	81,73	50,09	0,01	0,37	0,27

96	11,57	0,09	72,56	81,74	50,15	0,01	0,01	0,06
97	11,6	0,09	72,56	81,93	50,19	0	0,19	0,04
98	11,61	0,09	72,57	81,96	50,23	0	0,03	0,05
99	11,64	0,09	72,57	82,02	50,51	0	0,06	0,28
100	11,66	0,09	72,57	82,05	50,52	0	0,02	0,01
101	11,69	0,09	72,57	82,05	50,53	0	0	0
102	11,75	0,09	72,57	82,07	50,53	0	0,02	0
103	11,82	0,08	72,57	82,07	50,58	0	0	0,05
104	11,85	0,08	72,59	82,22	50,65	0,02	0,15	0,07
105	11,88	0,08	72,61	82,22	50,65	0,02	0	0
106	11,94	0,08	72,62	82,27	50,68	0	0,05	0,03
107	11,97	0,08	72,62	82,27	50,71	0	0	0,03
108	12	0,08	72,62	82,29	50,73	0	0,01	0,02
109	12,08	0,08	72,63	82,29	51,1	0,01	0	0,37
110	12,12	0,08	72,63	82,31	51,34	0	0,02	0,24
111	12,19	0,08	72,63	82,39	51,37	0	0,08	0,03
112	12,21	0,08	72,63	82,41	51,75	0	0,02	0,37
113	12,25	0,08	72,63	82,43	51,75	0	0,02	0
114	12,26	0,08	72,63	82,44	52,55	0	0,01	0,81
115	12,32	0,08	72,64	82,47	52,61	0	0,02	0,05
116	12,33	0,08	72,64	82,47	52,69	0	0	0,08
117	12,34	0,08	72,64	82,49	52,69	0	0,02	0,01
118	12,4	0,08	72,64	82,49	52,91	0,01	0	0,22
119	12,42	0,08	72,64	82,52	52,91	0	0,03	0
120	12,48	0,08	72,64	82,52	52,92	0	0	0
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]

On augmentant le nombre de mode jusqu'au 180^{ème} mode on obtient quasiment les mêmes résultats :

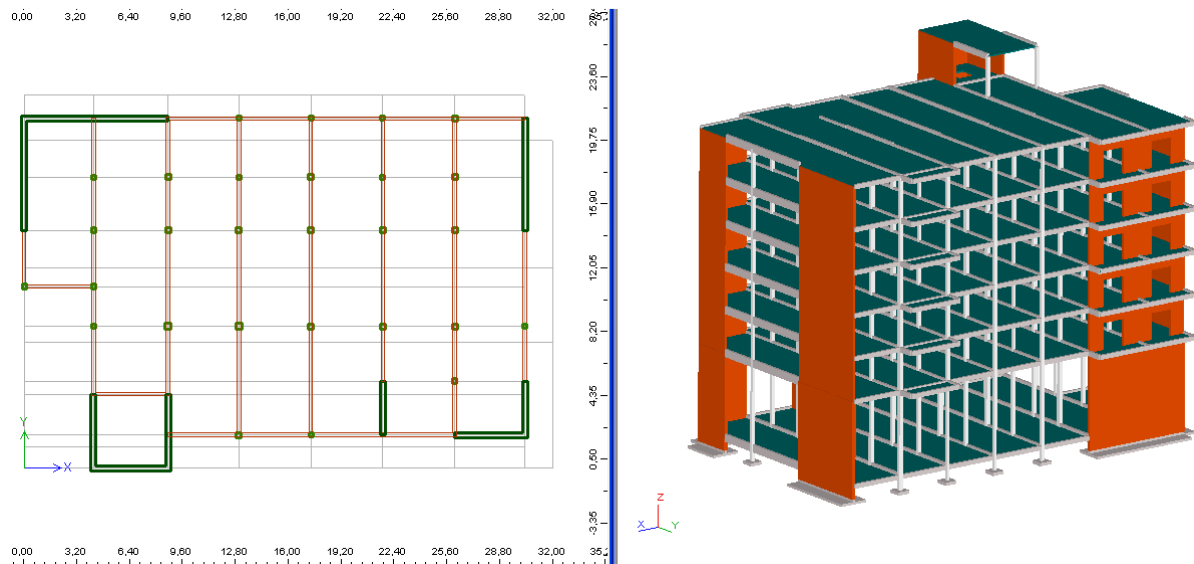
Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
180	14,59	0,07	73,46	84,37	58,98	0,01	0,13	0

Finalement on a eu recours à l'utilisation des pseudos modes (ou modes résiduels):



L'utilisation des pseudos modes donne effectivement une participation complète de la masse dans les trois directions. Les pseudos modes sont les modes qui on était négligés dans les calculs. Cette démarche permet de les prendre en considération.

On a essayé aussi de changer notre conception pour avoir une idée sur l'ampleur des changements qui peuvent en résulter. On a alors supprimé quelques voiles et changé les positions de quelques autres :

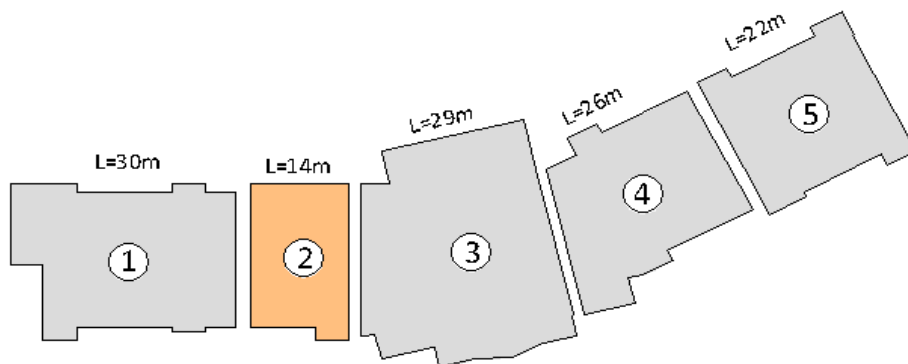


La participation des masses atteint presque 87% dans les deux directions pour un calcul effectué avec 80 modes.

N° du mode	Fréquence [Hz]	Participation des masses [%]	
		(Direction X)	(Direction Y)
1	1.84	24.74	44.29
2	2.22	43.62	22.07
3	3.66	2.03	3.17
80	10.12	0.00	0.00
Somme		86.63	87.25

Pour le bloc 2

Le bloc 2 possède les mêmes caractéristiques que le bloc 1 :



On fait les mêmes vérifications:

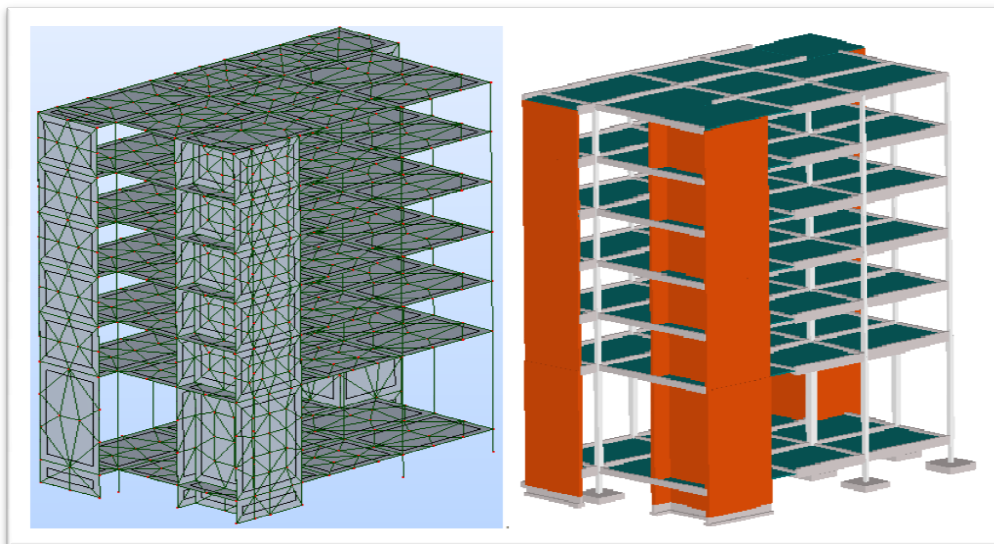
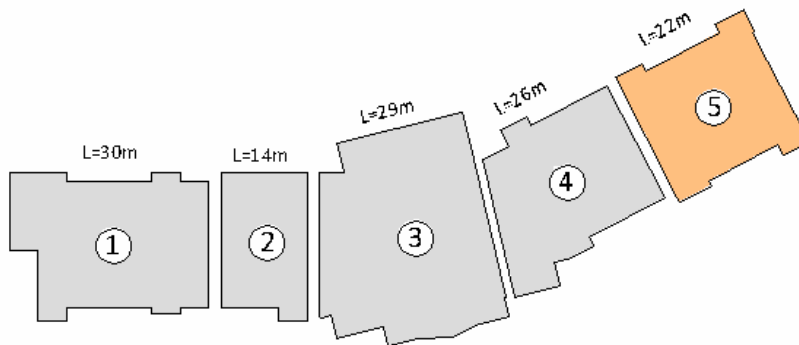


Fig. Présentation des modèles du bloc 2 dans ROBOT et CBS respectivement.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,76	0,57	0,05	65,03	0	0,05	65,03	0
2	1,96	0,51	66,15	65,06	0	66,1	0,03	0
3	3,02	0,33	66,38	65,38	0	0,23	0,32	0
4	5,8	0,17	66,38	65,39	30,61	0	0,01	30,6
5	5,83	0,17	66,43	65,4	30,8	0,05	0	0,19
6	6,52	0,15	66,44	65,55	36,17	0,01	0,16	5,38
...
117	15,19	0,07	86,87	85,76	55,04	0,04	0,01	0
118	15,23	0,07	86,87	85,76	55,08	0	0	0,04
119	15,28	0,07	86,87	85,77	55,11	0,01	0	0,03
120	15,34	0,07	86,88	85,77	55,44	0	0,01	0,33

Pour le bloc 5



On fait les mêmes vérifications:

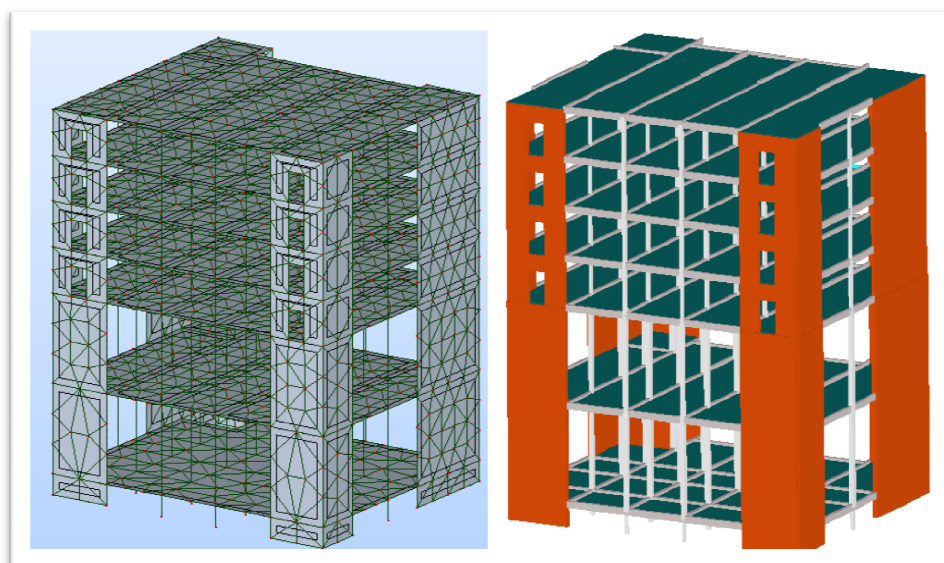


Fig. Présentation des modèles du bloc 5 dans ROBOT et CBS respectivement.

Mode	Fréquence [Hz]	Participation Masses UX [%]	Participation Masses UY [%]
1	1.52	69.48	0.00
2	2.32	0.01	70.25
3	3.65	0.62	0.94
4	6.88	1.17	0.00
5	7.03	11.64	0.01
6	7.33	2.54	0.01
7	7.62	0.00	0.03
...
98	14.63	0.05	0.01
99	14.66	0.63	0.00
100	14.94	0.02	0.25
Somme		91.16	86.88

VIII. Vérification de la sécurité et de la fonctionnalité.

1) Bloc 1 :

Vérification de la stabilité au renversement :

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dû aux combinaisons des actions de calcul.

- a) La stabilité est considérée satisfaite si :..... $0,10 \geq \theta = \frac{K \times W \times \Delta_{el}}{V \times h}$
- b) l'effet du second ordre est à prendre en compte dans le calcul pour $0,10 \leq \theta \leq 0,20$
- c) La stabilité est considérée non satisfaite si :..... $\theta \geq 0,20$

θ : indice de stabilité.

W : poids au-dessus de l'étage considéré

V : action sismique au niveau considéré

h : hauteur de l'étage

Δ_{el} : déplacement relatif entre étages

K : coefficient de comportement

Les résultats obtenus à partir du logiciel CBS pro sont les suivants :

Direction X
T = 0,33[s]
R = 1,68[m/s²]

Etage	Poids (kN)	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	17534,02	1300,53	1,05	1,05
1	6400,45	922,34	3,54	2,49
2	6389,32	1367,56	6,94	3,41
3	6387,09	1813,76	10,85	3,90
4	4370,27	1546,66	14,94	4,09
5	362,98	153,85	19,11	4,16
Total	41444,13	7104,71		

Effort tranchant de base: 7104,71(kN)

Direction Y
T = 0,38[s]
R = 1,68[m/s²]

Etage	Poids (kN)	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	17534,02	1300,53	0,36	0,36
1	6400,45	922,34	1,22	0,86
2	6389,32	1367,56	2,40	1,18
3	6387,09	1813,76	3,74	1,35
4	4370,27	1546,66	5,15	1,41
5	362,98	153,85	6,60	1,44
Total	41444,13	7104,71		

Effort tranchant de base: 7104,71(kN)

Le déplacement relatif est maximal dans l'étage 5 : $\Delta_{el} = 4,16mm$

Evaluation de l'indice de stabilité :

$K=1.4$; $W = 41444,13$ KN; $h = 3,3$ m ; $V= 7104,71$ KN ;

$$D'où \theta = \frac{1.4 \times 41444,13 \times 4,16 \times 10^{-3}}{7104,71 \times 3.3} = 0,01$$

Ainsi l'effet du second ordre ne sera pas pris en compte dans les calculs.

Vérification de la déformation entre les étages (fonctionnalité) :

Le bâtiment est de classe II, la déformation limite être étages est égale à :

$$\Delta_{el \max} = 0,010 \times \frac{h}{K} = 0,010 \times \frac{3,3}{1,4} = 23,57 \text{ mm} \geq \Delta_{el}$$

La fonctionnalité est donc bien vérifiée.

2) Bloc 2 :

Vérification de la stabilité au renversement :

Direction X

$T = 0,50[s]$

$R = 1,68[m/s^2]$

Etage	Poids (T)	Charge (T)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	863,918	63,241	1,35	1,35
1	292,906	41,658	4,65	3,30
2	291,936	61,669	9,27	4,62
3	291,482	81,691	14,64	5,36
4	241,433	84,328	20,30	5,67
5	28,880	12,081	26,07	5,76
Total	2010,554	344,666		

Effort tranchant de base: **344,666(T)**

Direction Y

$T = 0,38[s]$

$R = 1,68[m/s^2]$

Etage	Poids (T)	Charge (T)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	863,918	63,241	0,83	0,83
1	292,906	41,658	2,79	1,97
2	291,936	61,669	5,50	2,71
3	291,482	81,691	8,63	3,12
4	241,433	84,328	11,92	3,30
5	28,880	12,081	15,26	3,34
Total	2010,554	344,666		

Effort tranchant de base: 344,666(T)

Le déplacement relatif est maximal dans l'étage 5 : $\Delta_{el} = 5,76mm$

Evaluation de l'indice de stabilité :

$K=1.4$; $W = 2010,554 T$; $h = 3,3 m$; $V= 344,666 T$;

$$D'où \theta = \frac{1.4 \times 2010,55 \times 4,16 \times 10^{-3}}{344,66 \times 3.3} = 0,01$$

Ainsi l'effet du second ordre ne sera pas pris en compte dans les calculs.

Vérification de la déformation entre les étages (fonctionnalité) :

Le bâtiment est de classe II, la déformation limite être étages est égale à :

$$\Delta_{el \max} = 0,010 \times \frac{h}{K} = 0.010 \times \frac{3,3}{1,4} = 23,57 \text{ mm} \geq \Delta_{el}$$

La fonctionnalité est donc bien vérifiée.

3) Bloc 5 :

Vérification de la stabilité au renversement :

Direction X

$T = 0,38[s]$

$R = 1,68[m/s^2]$

Etage	Poids (kN)	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	11757,56	1203,72	4,64	4,64
1	4264	651,55	9,62	4,98
2	4257,32	865,21	15,88	6,25
3	4256,21	1079,6	22,79	6,91
4	3060,18	930,54	29,94	7,15
Total	27595,27	4730,62		

Effort tranchant de base: 4730,62(kN)

Direction Y

$T = 0,41[s]$

$R = 1,68[m/s^2]$

Etage	Poids (kN)	Charge (kN)	Déplacement (mm)	Déplacement relatif (mm)
0	11757,56	1203,72	1,34	1,34
1	4264	651,55	2,78	1,44
2	4257,32	865,21	4,58	1,8
3	4256,21	1079,6	6,57	1,99
4	3060,18	930,54	8,64	2,06
Total	27595,27	4730,62		

Effort tranchant de base: 4730,62(kN)

Le déplacement relatif est maximal dans l'étage 5 : $\Delta_{el} = 7,15\text{mm}$

Evaluation de l'indice de stabilité :

$K=1.4$; $W = 27595,27\text{ KN}$; $h = 3,3\text{ m}$; $V= 4730,62\text{ KN}$;

$$\text{D'où } \theta = \frac{1.4 \times 27595,27 \times 7,15 \times 10^{-3}}{4730,62 \times 3.3} = 0,0177$$

Ainsi l'effet du second ordre ne sera pas pris en compte dans les calculs.

Vérification de la déformation entre les étages (fonctionnalité) :

Le bâtiment est de classe II, la déformation limite être étages est égale à :

$$\Delta_{el\text{ max}} = 0,010 \times \frac{h}{K} = 0.010 \times \frac{3,3}{1,4} = 23,57\text{ mm} \geq \Delta_{el}$$

La fonctionnalité est donc bien vérifiée.

4) Dimensionnement du joint.

Etant donné que la direction où on a un déplacement commun entre les deux blocs B1 et B2 est la direction X, on ne va s'intéresser qu'à cette dernière. Les déplacements totaux trouvés sont :

- Bloc 1 : 19,11 mm
- Bloc 2 : 26,07 mm
- ⇒ SOMME : **45,18 mm** , donc poche de **5cm** .

On adoptera donc un joint de 5cm.

IX. Dimensionnement des éléments en B.A.

1) Dimensionnement des voiles en B.A :

Application au Voile 1(B-E) :

On détaillera en ce qui suit le calcul de ferrailage du voile de rive V_1-(B-E) qu'on a fait selon le DTU 23.1 (applicable aux murs en béton branché mais aussi aux constructions situées dans des zones sujettes séismes), le règlement RPS 2000, les règles PS 92 expliquées appliquée dans « formulaire du béton armé » de Victor DAVIDOVICI, chapitre II.3 et III.6.3.

Hypothèses :

- La largeur du voile $a = 0,3$ m.
- La longueur du voile $L=h = 10.2$ m
- Hauteur : 6.5m avec plancher de 20 cm, donc la hauteur libre est : 6.3 m.
- La charge est appliquée à plus de 90 jours.
- Béton $f_{c28} = 25$ Mpa
- Le voile est soumis aux efforts réduits suivants (obtenus par la combinaison la plus défavorable):

Combinaison	N (T)	V (T)	M (T.m)
G + 0.2.Q +S	177.66	208.22	3816.65

Le domaine de validité est déterminé par les paramètres suivants :

- ✓ Longueur du mur est au moins égale à cinq fois son épaisseur.
- ✓ Epaisseur du mur au moins égale à 10 cm.
- ✓ Elancement mécanique au plus égal à 80.
- ✓ La caractéristique du béton à 28 jours est au plus égal à 40 MPa.

1.1 Justification sous sollicitations normales.

La détermination de la longueur de flambement.

Lorsque un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f se déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les du rapport l_f/l sont données par le tableau suivant :

liaisons du mur		mur armé verticalement	mur non armé verticalement
mur encastré en tête et en pied	il existe un plancher de part et d'autre	0.80	0.85
	il existe un plancher d'un seul côté.	0.85	0.90
mur articulé en tête et en pied		1.00	1.00

Dans notre cas on considère notre mur comme armé, non raidi et le plancher existe de part et d'autre.

$$\text{Donc } l_f = 0.85 * l = 0.80 * 6.3 = 5.04 \text{ m}$$

$$\text{Donc l'élanement mécanique : } \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{5.04 \times \sqrt{12}}{0.3} = 58.2 \leq 80$$

$$\text{Et on a aussi : } \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 = 0.44.$$

Comme le DTU 23.1, les règles PS 92 font bien la distinction entre les dispositions minimales pour les murs non armés (PS 92/11.4.3) et le ferrailage ou pourcentages minimaux à prévoir dans le cas des murs armés (PS 92/11.8.2).

En premier lieu, il faut s'assurer que l'effort normal pondéré N_u sollicitant le mur à l'état limite ultime est inférieur à $N_{u,lim}$ résistant équilibré par la section du béton et éventuellement par la section d'armatures.

L'effort limite ultime est - dans le cas d'un mur armé - donné par la formule suivante :

$$N_{u,lim} = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Pour le calcul de $A_{v,min}$ on prendra une valeur minimal de la section d'acier :

$$A_{v,min} = \rho_v * h * a = 0,001 * 1020 * 30 = 30.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } N_{u,lim} = 0.44 \left(\frac{0.28 \times 10.18 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 0.00306 \times \frac{500}{1.15} \right) = 23.8 \text{ MN}$$

$$\text{On trouve } \sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{l \cdot a} = \frac{23.8}{10.2 \times 0.3} = 7.78 \text{ MPa} \text{ donc on vérifie bien que :}$$

$$\Rightarrow \sigma_u = \frac{N_u}{a \times l} = \frac{2.652}{0.3 \times 10.2} = 0.867 \text{ Mpa} < \sigma_{u,lim} \text{ à mi hauteur de l'étage.}$$

$$\Rightarrow \text{et } \sigma_u < \frac{\sigma_{u,lim}}{\alpha} \text{ l'étage.}$$

$$\text{Alors on a } \sigma_{bc} = \max(\sigma_{u,lim} ; 0.85 f_{c28}/1.5) = 14.17 \text{ MPa.}$$

1.2 Calcul de la section d'armatures du voile en flexion composée.

- Dimensions des potelets de rives :

$$d' = \max \text{ de } \begin{cases} a \\ a \cdot q \cdot \frac{n}{\sigma_{bc}} \\ \frac{l_f}{15} \cdot q \cdot \frac{n}{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

➤ Coefficient de comportement $q = 1,4$.

➤

On trouve $d' = 30 \text{ cm}$ et on peut aller jusqu'à $l/8 = 1.28 \text{ m}$

Les voiles sont calculés en flexion composée sous un effort normal de compression N et un moment de flexion M calculés précédemment.

La section en flexion composée peut être :

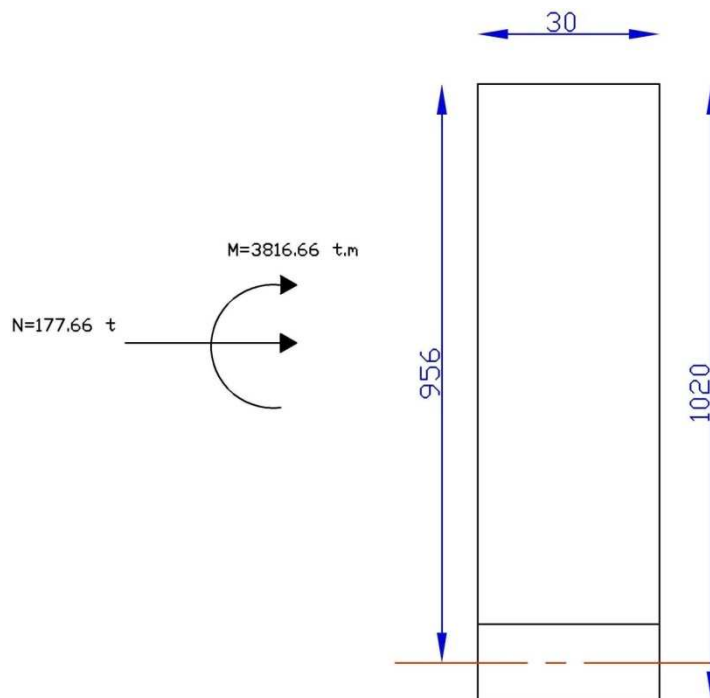
- Partiellement comprimée.
- Entièrement tendue.
- Entièrement comprimée.

Dans cet exemple, on traitera le cas du voile V_1 (B-E) : on trouve que toutes ses sections sont partiellement comprimées.

La section est rectangulaire de largeur $b = 30\text{cm}$ et de hauteur $h = 10.20\text{m}$, et on va prendre $d = h - d'/2 = 10.20 - 1.28/2 = 9.56\text{m}$.

- Le moment appliqué à cette section est : $M = 3816.66\text{ t.m}$
- L'effort tranchant appliqué à cette section au centre de gravité est : $N = 177.66\text{ t}$
- La contrainte admissible du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b = 0.85 * 25 / 1.5 = 14.17\text{ MPa}$$



Nous avons l'effort normal de calcul $N > 0$, il y a donc un problème de flambement.

On vérifie que : (1) $\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{15 * e}{h}\right)$ avec $e = e_0 + e_a = \frac{M}{N} + \max\left(2\text{ cm}; \frac{l}{250}\right)$

$$\text{Alors } e = \frac{3816.7}{177.7} + \max\left(2\text{ cm}; \frac{6.3}{250}\right) = 21.51\text{ m.}$$

Si l'inégalité (1) est vérifiée, le calcul se fera en flexion composée, sinon un calcul au flambement sera nécessaire. Dans notre cas, on vérifie bien que :

$$\frac{l_f}{h} = \frac{5.04}{10.2} = 0.49 \leq \max\left(15; \frac{15 * e}{h}\right) = 31.6$$

Donc pour tenir compte du flambement une excentricité additionnelle e_2 et à calculer :

$$e_2 = \frac{6 * l_f^2}{10^4 h} (1 + \alpha) = \frac{6 * 5.04^2}{10^4 * 10.2} (1 + 1) = 0.003$$

C'est excentricité est négligeable par rapports à e.

Le moment de calcul $Ma = N * \left(e + \left(d - \frac{h}{2} \right) \right) = 177.7 * \left(21.51 + \left(9.56 - \frac{10.2}{2} \right) \right) = 5708.6 T.m$

$$\text{alors on a : } \mu = \frac{M}{b * d^2 * \sigma_{bc}} = \frac{57.086}{0.3 * 9.56^2 * 14.17} = 0.147 \leq \mu_R = 0.372$$

$$\text{donc : } \alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.147} \right) = 0.2$$

$$\text{d'où : } z = d(1 - 0.4 * \alpha) = 9.56 * (1 - 0.4 * 0.2) = 8.8 m$$

$$\text{donc la section d'acier est : } A = \left[\frac{M}{z} - N \right] \frac{\gamma_s}{f_e} = \left[\frac{57.086}{8.8} - 1.777 \right] * \frac{1.15}{500} = 108.33 cm^2.$$

Donc on aura **11T25/e=10 cm** sur chaque faces des deux extrémités.

1.3 Ferrailage vertical à l'effort normal.

Le DTU. 23.1 précise que le pourcentage minimal doit être au moins égal la plus grande des deux valeurs :

$$\rho_v \geq [0.001, 0.0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{bc}} - 1 \right)]$$

On rappelle qu'il s'agit d'un voile de rive donc $\theta = 1,4$. On trouve alors :

$$\rho_{v,min} = 1.10^{-3} < 2.10^{-3} (RPS 2000)$$

$$\text{On prend alors } \rho_v = 2.10^{-3} \rightarrow Av = \rho_v * a * l = 2.10^{-3} * 1020 * 30 = \mathbf{61.2 cm^2}$$

Ainsi on aura un ferrailage de **30.6 cm²** sur chaque face du voile ce qui donne **3 cm²/ml**.

⇒ Donc on aura sur chaque face du voile **3cm²/ml**, ce qui donne **6T8** avec **e=20cm**.

1.4 Ferrailage horizontales parallèles aux faces du mur :

Le DTU. 23.1 précise que le pourcentage minimal doit être au moins égal la plus grande des deux valeurs :

$$\rho_h \geq \max (2/3 \rho_v ; 0,001) = 1.10^{-3} < 2.10^{-3} (RPS 2000)$$

$$\text{On prend } \rho_h = 2.10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_h = \rho_h * a * h = 2.10^{-3} * 650 * 30 = 39 cm^2$$

Donc on aura sur chaque face du voile **3cm²/ml**, ce qui donne **6T8** avec **e=20cm**.

1.5 Dispositions constructives :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit respecter :

$$\Rightarrow S \leq \min(1.5 * a; 20 cm) = 20 cm \text{ en zone critique.}$$

⇒ $S \leq \min(1.5 * a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ en zone courante.

Où 'a' est l'épaisseur du voile.

La zone critique de notre voile :

$$L_c = \max(\text{hauteur du bâtiment}/6; \text{longueur du voile}) = 2.75 \text{ m}$$

- ⇒ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cordes horizontales dont l'espacement doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- ⇒ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ⇒ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres 's' doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile. Donc $s/2 \leq 15 \text{ cm}$.
- ⇒ Les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales) doivent être disposées vers l'extérieur.
- ⇒ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Ainsi on prendra pour :

- ✓ Armatures verticales : des T8/e=20 cm disposées sur la longueur du voile sauf pour les extrémités où on a les armatures sismique.
- ✓ Armatures longitudinales : des T8/e=20cm en zone critique et courante

1.6 Justification aux sollicitations tangentes (PS92)

Vérification de cisaillement :

On définit le pourcentage des armatures de flexion :

$$\omega_f = 100 \left(\frac{A_f}{ad} \right) = 100(108.33/(30 * 1014)) = 0.35.6\%, \text{ avec } d=L-2*c \text{ ou } c : \text{l'enrobage}$$

On définit par ailleurs :

- la contrainte normale de compression : $\sigma = \frac{Nu}{ab} = \frac{2.652}{0.3 \times 10.2} = \mathbf{0.867 \text{ MPa}}$
- le paramètre d'excentricité : $\alpha_N = \frac{M}{b.N} = \frac{3816.67}{10.2 * 177.67} = \mathbf{2.11}$
- l'effort tranchant de calcul : $V^* = \frac{V(1+q)}{2} = \frac{2.082 * (1+1.4)}{2} = \mathbf{2.5 \text{ MN}}$

Cette augmentation de l'effort tranchant dans le cas $q>1$ est due au fait que le coefficient de comportement est plus faible dans le cas du cisaillement.

- le cisaillement conventionnel de calcul associé :

$$\tau^* = \frac{V^*}{a.d} = \frac{2.5}{0.3 * 10.14} = 0.822 \text{ MP}$$

- le paramètre d'élanement de calcul : $\alpha_N = \frac{M}{b.V^*} = \frac{38.167}{10.2 * 2.5} = \mathbf{1.5}$

On calcule :

- le moment limite M_{lim} de fissuration systématique en flexion composée, est déterminé à partir de la condition de non fissuration systématique :

$$M_{lim} = \frac{ab^2}{6} \left(\sigma + \frac{f_{t28}}{1.5} \right) = \frac{0.3 \times 10.2^2}{6} \left(0.867 + \frac{2.1}{1.5} \right) = \mathbf{11.8 \text{ MN.m}}$$

- le cisaillement conventionnel associé :

$$\tau_1 = \tau^* \times \frac{M_{lim}}{M} = 0.822 \times \frac{11.8}{38.167} = \mathbf{0.25 MPa}$$

- la contrainte limite de résistance à l'effort tranchant :

$$\tau_2 = 0.45 \sqrt{f_{t28} \left(f_{t28} + \frac{2}{3} \sigma \right)} = 0.45 \sqrt{2.1 \times \left(2.1 + \frac{2}{3} \times 0.867 \right)} = 1.07 MPa$$

- la contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures longitudinales :

$$\tau_3 = \min(\tau_1, \tau_2) \times (1 + 3\bar{\omega}_f) + 0.15\sigma = \min(0.25, 1.07) \times (1 + 3 \times 0.0031) + 0.15 \times 0.867 = \mathbf{0.382 MPa}$$

Avec : $\bar{\omega}_f \leq 2 \%$

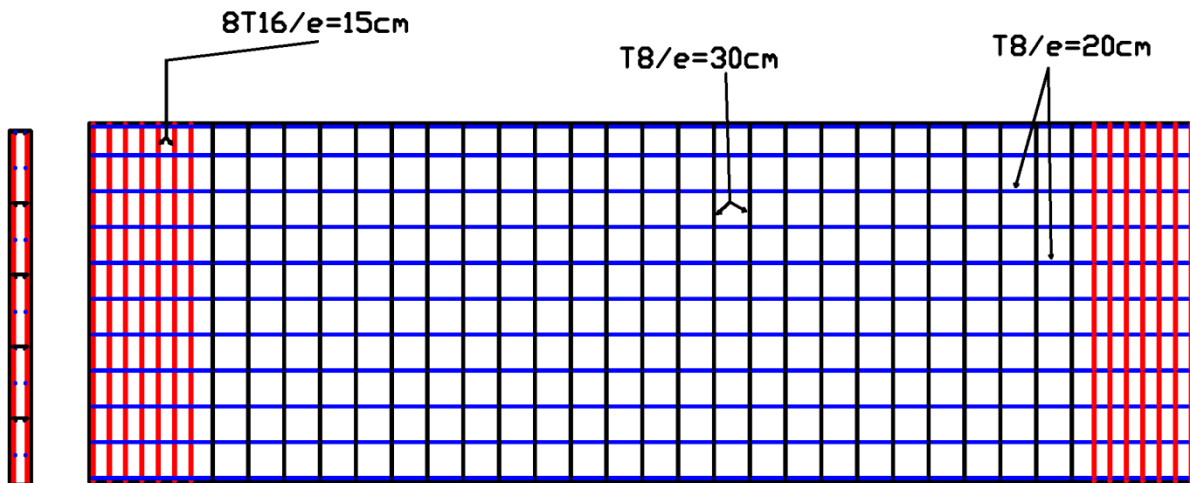
Détermination des armatures transversales :

- Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau^* \leq \tau_{lim}$$

$$\text{Avec } \tau_{lim} = \max(\tau_3; 0.5f_{t28}) = \max(0.382; 0.5 \times 2.1) = 1.05 MPa$$

$$\text{D'où } \tau^* = 0.822 \leq \tau_{lim}$$



Calcul du voile 1(B-E) niveau 0:

En procédant de la même façon et avec les mêmes justifications, on trouve les sections d'acier suivantes :

- Armature de flexion : $A = 46.1 \text{ cm}^2$ alors on aura 8T20/e=15 cm sur chaque face des deux extrémités.
- Armature verticale : $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ alors on aura T8/e=30 cm sur chaque face.
- Armature horizontale : $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ alors on aura T8/e=20 cm sur chaque face.
- Armature transversale : on prendra 4 épingles par m^2 .

Calcul du voile 1(B-E) niveau 1:

- Armature de flexion : $A = 31.16 \text{ cm}^2$ alors on aura 8T16/e=15 cm sur chaque face des deux extrémités.
- Armature verticale : $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ alors on aura T8/e=30 cm sur chaque face.
- Armature horizontale : $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ alors on aura 4T8/e=20 cm sur chaque face.
- Armature transversale : on prendra 4 épingles par m^2 .

Ces armatures seront prolongées au niveau 2.

Calcul du voile 1(B-E) niveau 3:

- Armature de flexion : on trouve une section de $A = 2.6 \text{ cm}^2$ donc on prend une section minimale de $4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ sur chaque face des deux extrémités, alors les armatures verticales seront des T8/e=30 cm/ml, et pour les parties extrêmes de longueur $l/10=1\text{m}$ on prendra un espacement de 15.
- Armature horizontale : $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ alors on aura T8/e=20 cm sur chaque face.
- Armature transversale : on prendra 4 épingles par m^2 .

Ces armatures seront prolongées au niveau 4.

2) Dimensionnement semelles filantes en B.A.

Dimensionnement de la semelle filante supportant le voile (6, B-C)

Prédimensionnement :

On ajoute des débords de 0.45m de part et d'autre de la semelle, ainsi on aura une longueur de semelle égale à 4.45 m.

On choisit B = 2 m et h = 50 cm ----- semelle : $2 * 0.5 * 4.45$

⇒ Le poids de la semelle sera de : $P_{semelle} = 4.45 * 2 * 0.5 * 2.5 = 10.875 T$

⇒ L'effort dû à la pression du sol avec $\gamma_s = 1.8 T/m^3$ et une profondeur de 1m.

$$N_{sol} = 1.8 * 1 * (4.45 * 2 - 3.55 * 0.3) = 13.743 T$$

L'effort normal total sur la semelle est de $N = 170.68 T$.

Ainsi on a **$N = 170.68 T$**

le niveau	les efforts dans le V_6(B-C)	Hi	Hi*effort
plancher haut 0	0,78	3,3	2,56
plancher haut 1	1,55	6,6	10,26
plancher haut 2	2,33	9,9	23,08
plancher haut 3	3,11	13,2	41,02
plancher terrasse	3,18	16,5	52,49
		M	129,41

$$M = \sum h_i * F_i = 129.41 T.m$$

L'excentricité e :

Nous avons $e = \frac{M}{N} = \frac{129.41}{170.68} = 0.76 m \geq \frac{L}{6} = \frac{4.45}{6} = 0.74 m$ donc une partie de la semelle est soulevée.

La longueur comprimée est égale à : $L' = 3 * \left(\frac{L}{2} - e \right) = 3 * \left(\frac{4.45}{2} - 0.76 \right)$ c'est-à-dire $L' = 4.35 m$.

Or on a : $\frac{L'}{L} = \frac{4.35}{4.45} = 97.7\%$.

On déduit que 97.7 % de la semelle est comprimée ce qui veut dire que la semelle est stable sachant que dans un cas accidentel on peut admettre jusqu'à 70% du soulèvement de la semelle.

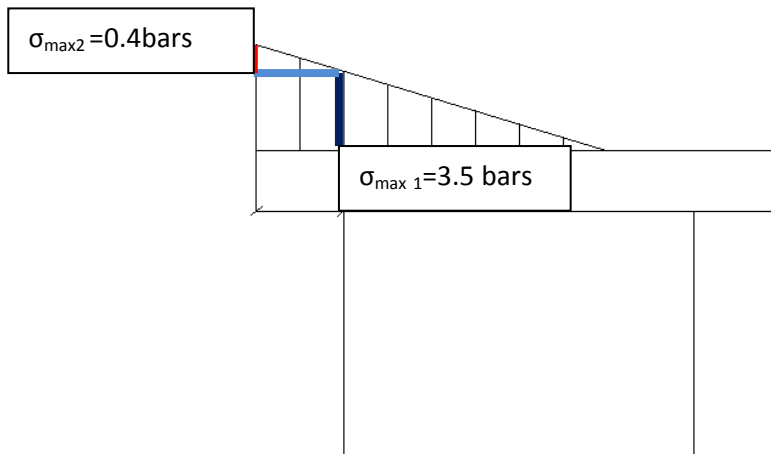
État des contraintes :

La contrainte maximale est égale à : $\sigma_{max} = \frac{2 * N}{L' * B} = \frac{2 * 170.68}{4.35 * 2} = 3.9 bar$

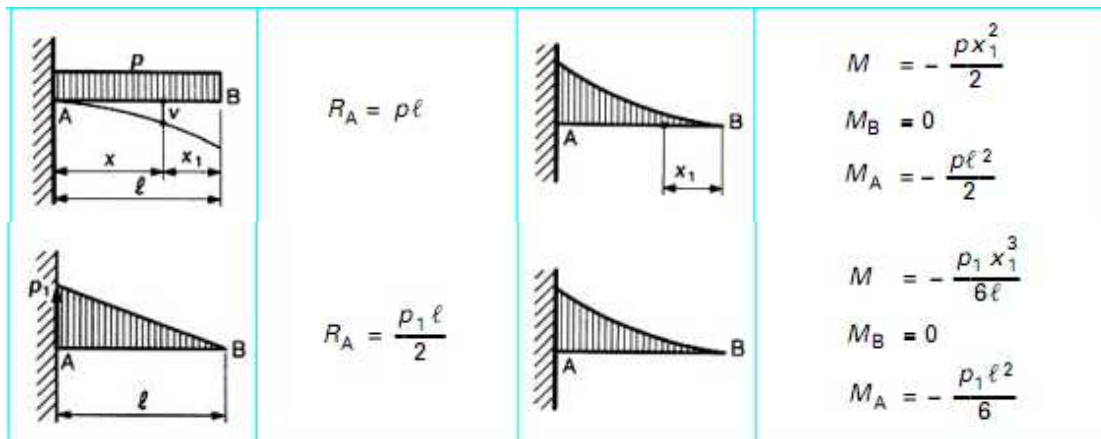
Or on doit avoir : $\sigma_{max} = 3.9 \leq \overline{\sigma_{sol/sis}} = 2 * \sigma_{rup} = 2 \times 2 = 4 \text{ bars}$.Ce qui est vérifié dans notre cas.

Ferraillage de la semelle :

Nous allons déterminer le ferraillage de la semelle à partir du moment du débord renversé (console sous charge σ_{max}), pour ce faire on divise le diagramme des contraintes trapézoïdales en deux : l'un triangulaire de coté σ_{max2} , l'autre rectangulaire de coté σ_{max1}



Le calcul des moments d'encastrement se fait en utilisant les formulaires RDM suivants :



$$M = \left[\frac{0.45^2 * 3.5}{2} + \frac{0.4}{6} * 0.45^2 \right] * 0.1 = 0.037 MN.m$$

Les armatures dans la semelle :

$$d = 50 - 5 = 45cm \quad c = 5cm$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{Bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.037}{2 * 0.45^2 * 14.167} = 0.0064 < 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

$$A_s = \frac{M}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{0.037}{0.997 * 0.45 * 435} = 2 \text{ cm}^2$$

Sur la largeur B on aura **As = 2 cm²**.

Calcul à l'ELU :

L'effort normal sollicitant est : $Nu = 1.35 * Ng + 1.5 * Nq$, avec $Ng = 151.56T$ et $Nq = 21.64 T$

D'où $Nu = 237.066T$.

$$\text{La section d'armatures vaut : } A = Nu \times \frac{(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{237.066}{4.45} \times 0.01 \times \frac{2-0.3}{8 \times 0.45 \times 435} = 5.8 \text{ cm}^2/ml$$

Ce qui donne : $A_u = 7.25 \text{ cm}^2/ml$; ce ferrailage sera attribué à la direction transversal de la semelle filante.

Calcul à l'ELS :

On a $Ns = Ng + Nq = 173.2 T$,

$$As = Ns \times \frac{(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{173.2}{4.45} \times 0.01 \times \frac{2 - 0.3}{8 \times 0.45 \times 202} = 9.1 \text{ cm}^2/ml$$

Conclusion : l'état limite de service est la plus contraignante dans la direction transversal de la semelle filante **6T14/e=20cm**.

Suivant la longueur de la semelle : $A_1 = \frac{A \times B}{4} = \frac{9.1 \times 2}{4} = 4.45 \text{ cm}^2$

Les longueurs de scellement :

$$l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = \frac{1.4}{4} \times \frac{500}{2.8} = 71.43 \text{ cm} \text{ et } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.8 \text{ MPa}$$

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour les HA. Et $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$B/4 = 200/4 = 50 \text{ cm} \leq l_s$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes.

Alors le ferrailage final est :

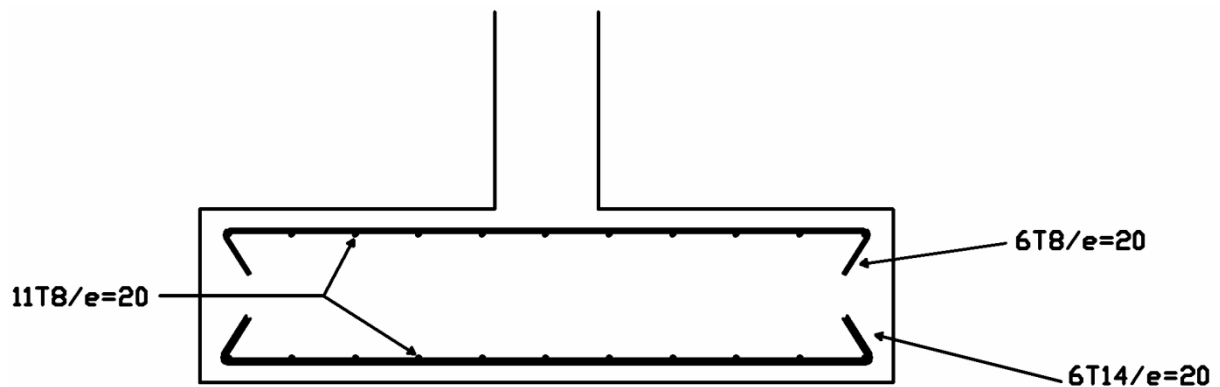
Pour le lit inférieur :

- Dans la direction transversale : $A_t = 9.1 \text{ cm}^2$, donc c'est 6T14/e=20 cm
- Dans la direction longitudinale : $A_t = 4.55 \text{ cm}^2$, donc c'est 11T8/e=20 cm

Pour le lit supérieur :

- Dans la direction transversale : , donc c'est 6T10/e=20 cm
- Dans la direction longitudinale : , donc c'est 11T8/e=20 cm

Dispositions d'armatures :

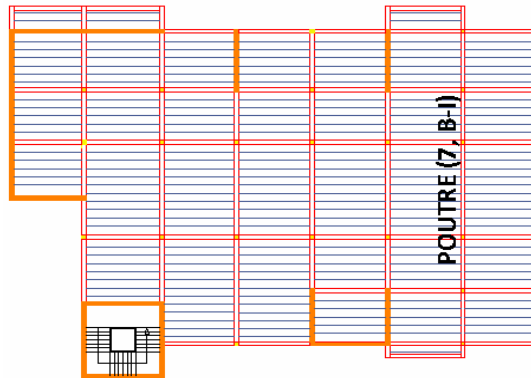


Ferrailage de la semelle filante

3) Dimensionnement des poutres en B.A.

Calcul manuel:

Cette partie présente le calcul manuel de la poutre (7, B-I) du PH RDC (niveau 0) (voir figure)



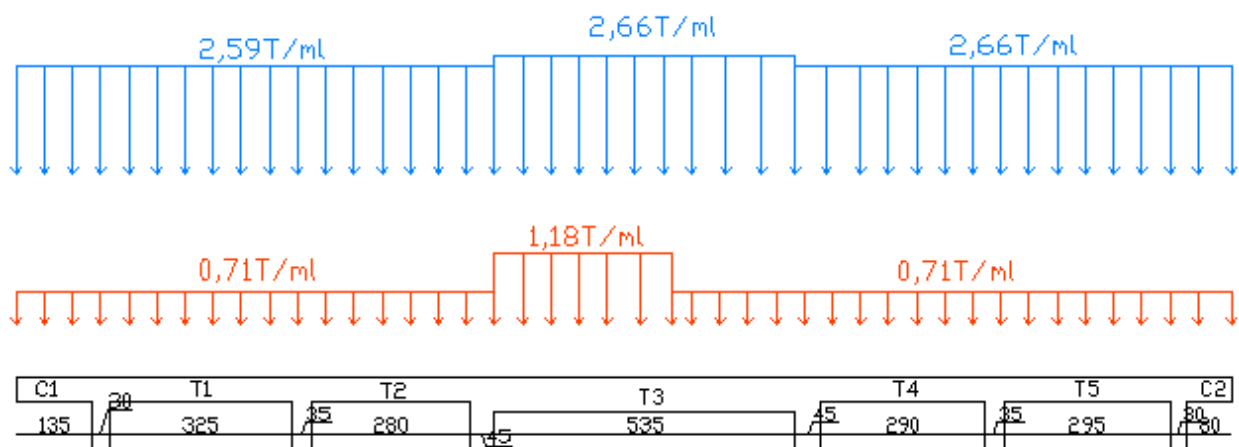
➤ Définition des charges :

- Charges permanentes :

Travée	T1	T2	T3	T4	T5	C1	C2
Charge(t/ml)	2,59	2,59	2,59	2,66	2,59	2,59	2,59

- Charges d'exploitation :

Travée	T1	T2	T3	T4	T5	C1	C2
Charge(t/ml)	0,71	0,71	0,71	0,71 /1.18	0,71	0,71	0,71



➤ Méthode de calcul :

Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes.

- la méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque $q < 2g$ ou $q < 5 \text{ kN/m}^2$.
- les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 (25%).
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements. (Fissuration peut préjudiciable).

⇒ La condition a) est vérifiée mais la condition b) non. Donc on appliquera la méthode de **Caquot minorée**.

➤ Principe de la méthode :

La méthode proposée par Albert Caquot tient compte :

- de la variation du moment d'inertie due aux variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- de l'amortissement de l'effet des chargements des poutres en BA, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

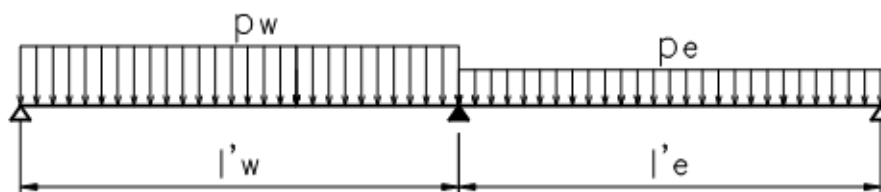
➤ Evaluation des moments sur appui

Hypothèses : Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte,
- on adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l' = l$ pour les deux travées de rive,
 - $l' = 0,8l$ pour les travées intermédiaires.

Valeurs des moments sur appui : Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_a = -\frac{p_w l_w'^3 + p_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$



Pour des travées d'inerties différentes, on applique la correction suivante :

$$M_a = -\frac{p_w l_w'^2 + \beta \times p_e l_e'^2}{8,5(1 + \beta)}$$

$$\text{Avec } \beta = \frac{l_e'}{l_w'} \times \frac{I_w}{I_e}$$

I_w et I_e étant les moment d'inertie respectifs des travées à gauche et à droite de l'appui concerné.

Méthode de Caquot minorée : Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée (voir condition ci-dessus), le calcul des moments sur appui dus aux charges permanentes se fait avec un coefficient minorateur compris entre 2/3 et 1. Dans notre cas, le calcul sera effectué avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée)

➤ Moments et effort tranchant en travée

Pour les calculs des moments en travée M_t , on fait les hypothèses suivantes :

- on utilise la longueur des portées réelles l (et non plus l'),
- on ne considère que les deux travées adjacentes et les trois cas de charge définis sur la Figure suivante.

L'évolution du moment en travée $M(x)$ et de l'effort tranchant $T(x)$, pour un cas de charge, est donné par :

$$M(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}$$

$$V(x) = -\frac{d\mu(x)}{dx} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

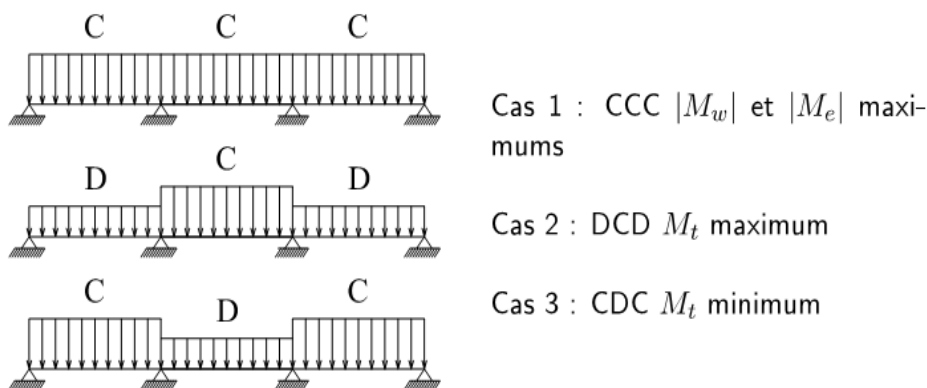
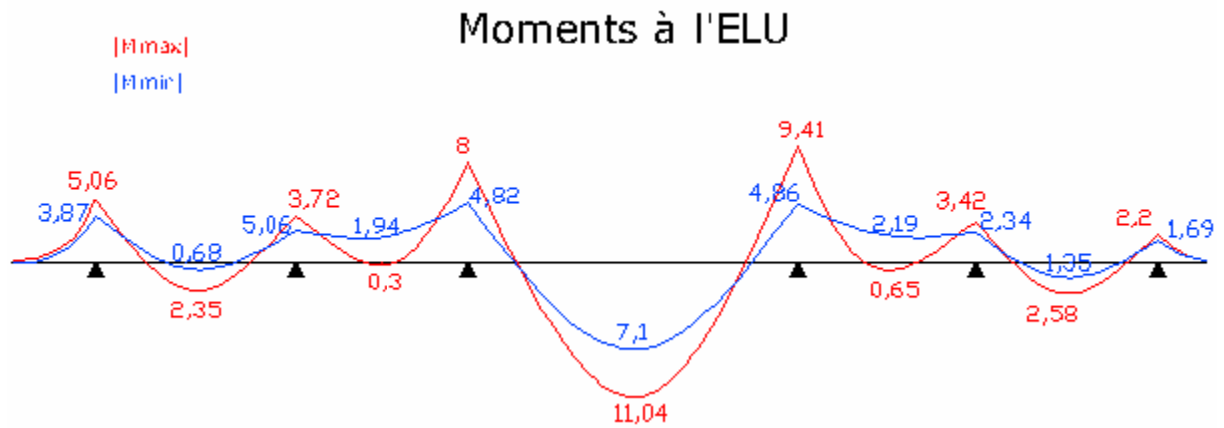


Fig. 56 : Définition des trois cas de charge à prendre en compte. Chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3. A l'ELU $C = 1.35g + 1.5q$ et $D = 1.35g$ et à l'ELS $C = g + q$ et $D = g$.

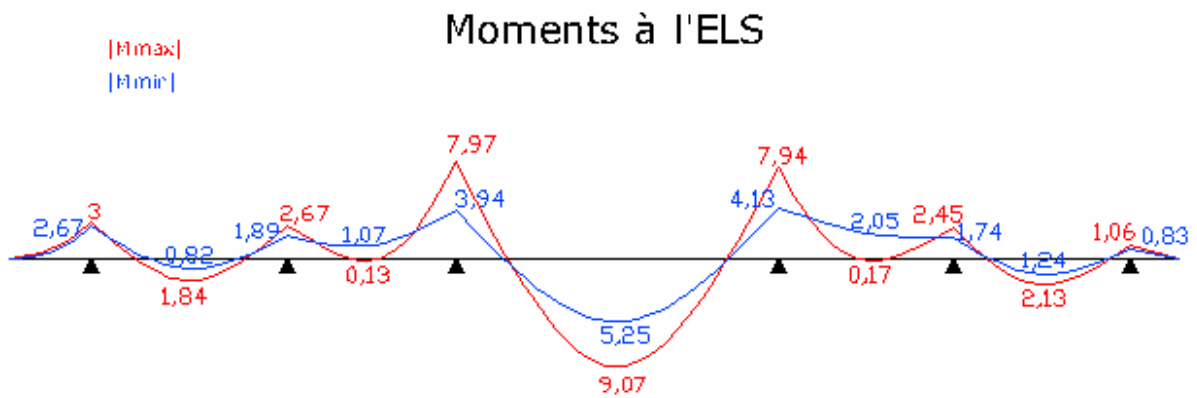
Résultats :

Tout calcul fait, on obtient les résultats suivants :

A l'ELU : (unité des moments Tm)



A l'ELS : (unité des moments Tm)



Nous trouvons pour le calcul de ferrailage de la travée centrale :

Ast = 4,76cm² en travée.

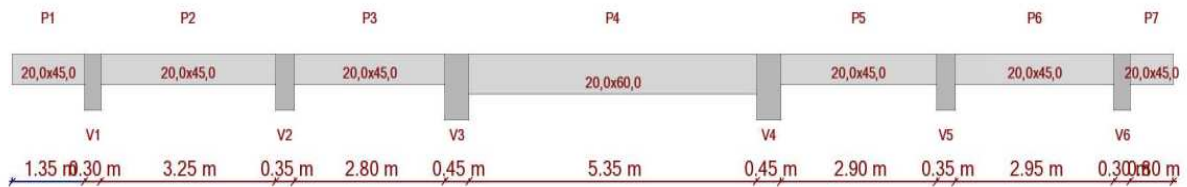
Ast = 4,8cm² en appui gauche.

Ast = 5,75 cm².

Calcul avec Robot :

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :

Poutre (7, B-I) du PH RDC:



Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : CM66 Avril 2000
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : non
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 3,0$ (cm)
: Lateral $c1 = 3,0$ (cm)
: Supérieur $c2 = 3,0$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui: 0,67
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

Chargements :

Type	Nature	X0 (m)	Pz0 (T/m)	X1 (m)
uniforme	permanente	-	2,59	-
uniforme	d'exploitation	-	0,72	-
répartie	d'exploitation	3,15	1,2	5,35

Résultats théoriques :

➤ Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (T*m)	Mtmin. (T*m)	Mg (T*m)	Md (T*m)	Vg (T)	Vd (T)
C1	0	-3,76	0	-4,02	0	-5,95
P1	3,55	-0,84	-4,02	-2,44	7,84	-7,16
P2	1,75	-3,19	-2,44	-6,44	5,28	-8,62
P3	12,09	0	-6,44	-6,89	12,7	-15,22
P4	1,81	-3,35	-6,89	-2,41	8,83	-5,49
P5	3,62	-0,12	-2,41	-1,41	7,17	-6,36
C2	0	-1,41	-1,41	0	3,53	0

➤ Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (T*m)	Mtmin. (T*m)	Mg (T*m)	Md (T*m)	Vg (T)	Vd (T)
P1	0	-1,42	0	-2,9	0	-4,3
P2	2,53	0	-2,9	-1,72	5,65	-5,15
P3	1,22	-1,11	-1,72	-4,56	3,77	-6,18
P4	8,67	0	-4,56	-4,86	9,12	-10,81
P5	1,29	-1,16	-4,86	-1,7	6,33	-3,93
P6	2,6	0	-1,7	-1,02	5,17	-4,58
P7	0	-0,5	-1,02	0	2,55	0

➤ Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm2)		Appui gauche (cm2)		Appui droit (cm2)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
C1	0	0	0	0	0	2,37
P1	2,08	0	0,06	2,37	0,57	1,4
P2	1	0	0,16	1,41	0	3,93
P3	5,36	0	0	2,75	0,01	2,95
P4	1,04	0	0	4,23	0,13	1,39
P5	2,13	0	0,59	1,38	0,52	0,79
C2	0	0	0	0,81	0	0

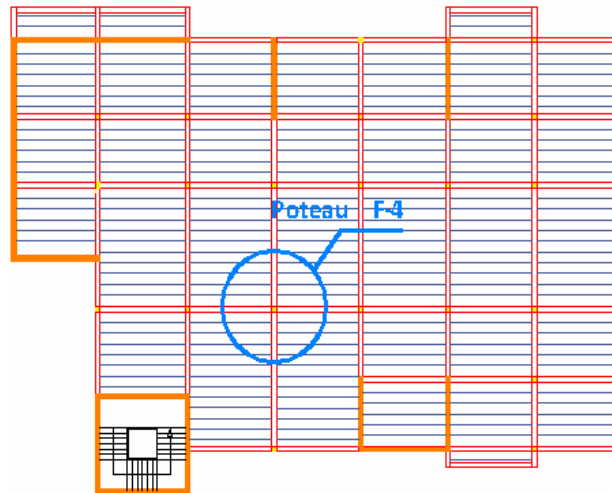
➤ Flèches

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	Dft (cm)	Fadm (cm)
C1	0	0	0	0,1	0,1	0,5
P1	0	0,1	0	0,1	0,1	0,7
P2	0	0	0	0	-0,1	-0,6
P3	0,1	0,3	0	0,2	0,4	1
P4	0	0	0	0	-0,1	-0,6
P5	0	0,1	0	0,1	0,1	0,6
C2	0	0	0	0	-0,1	-0,3

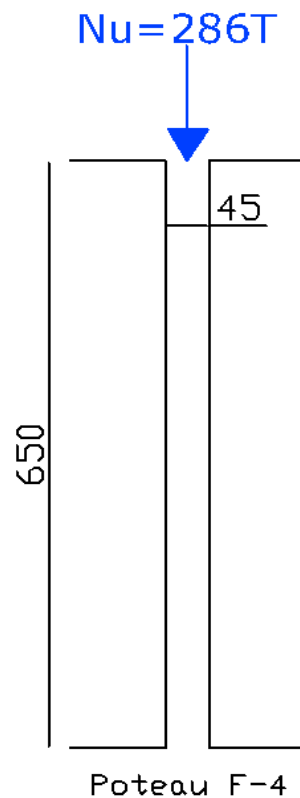
4) Dimensionnement des poteaux en B.A

Calcul manuel :

Cette partie présente le calcul manuel du poteau F-4 du sous-sol (niveau -1) (voir figure)



➤ Définition des charges:



D'après le tableau de la partie VI .1, la valeur de l'effort normal ultime que subit le poteau F-4 est :

$$Nu = 286T$$

➤ Elancement du poteau :

L'élancement du poteau est :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} = \frac{4,55 \times \sqrt{12}}{0,45} \approx 35$$

Avec $l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 6,5 = 4,55m$ Longueur de flambement (Poteau bi-encasté).

Donc $\lambda < 80$ L'élancement reste dans la marge admissible.

➤ Effort normal résistant ultime :

L'effort normal ultime N_u du poteau doit être au plus égal à :

$$N_u \leq N_{u\lim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\Rightarrow 286 \times 10^{-2} \leq N_{u\lim} = 0,708 \left[\frac{(0,45-0,02)^2 \times 25}{0,9 \times 1,5} + A \frac{500}{1,15} \right]$$

$$\Rightarrow \boxed{A \geq 14,2 \text{ cm}^2}$$

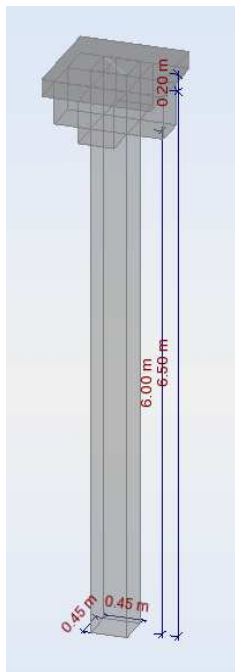
où $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$, et l'expression de $\alpha(\lambda)$ est donnée par :

λ	0	→	50	→	70
α	0.85	$\frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$	0.6	$0.6(50/\lambda)^2$	0.31

Ce qui donne un ferrailage réel de 4T12 + 4T16

Calcul avec Robot :

Poteau F-7 , au niveau du sous sol :



Hypothèses de calcul :

- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui (R.P.S. 2000)
- Poteau préfabriqué : non
- Tenue au feu : forfaitaire
- Pré dimensionnement : non
- Prise en compte de l'élanement : oui
- Compression : avec flexion
- Cadres arrêtés : sous plancher
- Plus de 50% des charges appliquées : après 90 jours

Chargements : (charges tirées de CBS)

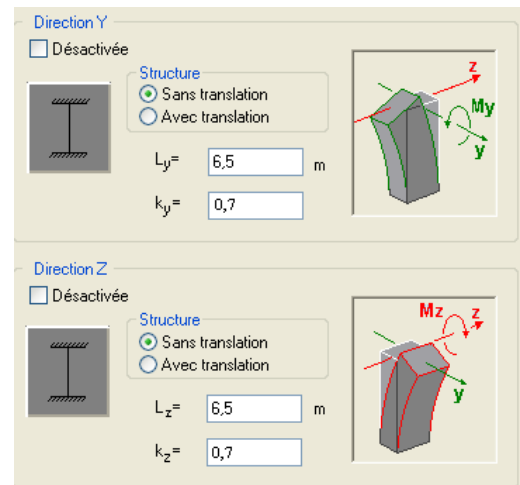
Cas	Nature	N(T)
G1	permanente	59,77
G2	permanente	90,26
Q3	d'exploitation	25,14

Combinaison défavorable : 1.35G1+1.35G2+1.50Q3

⇒ **N = 240,24 (T)**

Modèle de flambement :

Pour le modèle de flambement, nous avons considéré le poteau comme encastéré dans les deux extrémités, vue d'une part sur la dimension de la semelle correspondante est importante par rapport à la dimension du poteau lui-même (plus de 2m de largeur), d'autre parts le poteau est traversé dans les deux directions par des poutres de dimensions respectives 25x45 et 25x60 (sous la forme b x h ; b étant la largeur de la poutre et h sa hauteur).



Résultat : Ferrailage :

- Ferrailage - section théorique : **A = 7,20 (cm²)**
- Barres principales :
4 HA 16,0 l = 6,46 (m)
- Ferrailage transversal :
27 Cadre HA 6,0 l = 1,61 (m)
e = 3*0,23 + 24*0,24 (m)

Tableau récapitulatif de tous les étages :

niveau	Poteau F-4				dimensions (cm*cm)	section théorique (cm ²)	section réelle (cm ²)
	G1:poid propre (T)	G2: Permanente (T)	Q3: d'exploitation (T)	N= 1.35G1+1.35G2+1.50Q3 (T)			
PH s-soul	61,9	88,6	24,7	240,23	45* 45	7,2	4 HA 16
PH 0	49,6	72,3	20,6	195,47	35*35	10	4 HA 20
PH 1	39,39	56,9	16,78	155,16	30*30	11,46	4 HA 20
PH 2	29,5	39,4	12,5	111,77	30*30	4,8	4 HA 14
PH 3	19,36	23,31	8,4	70,20	25*25	4	4 HA 12
P TERASSE	10	6,6	4,3	28,86	25*25	4	4 HA 12

X. Remarques et commentaires.

Jusqu'à présent, nous n'avons fait que calculer et vérifier la fiabilité des résultats vis-à-vis des règlements en vigueur. Toute foi, le but du présent projet est plus profond. Nous allons donc dans cette partie, essayer de commenter le résultat obtenu, faire des comparaisons et souligner nos remarques, ce qui correspond le mieux à l'esprit de l'ingénieur.

1) Résultats du calcul statique.

Comparaisons des résultats du calcul manuel avec le calcul du logiciel Robot concernant la descente de charge en ELU ($Nu=1.35*G+1.5*Q$) pour le poteau F-4 :

	Nu manuel	Nu robot	$\Delta Nu/Nu$ (manuel)	$\Delta Nu/Nu$ (robot)
PH s-soul	286,09	240,23		
PH 0	233,95	195,47	18,2%	18,6%
PH 1	182,35	155,16	22,1%	20,6%
PH 2	131,25	111,77	28,0%	28,0%
PH 3	80,54	70,2	38,6%	37,2%
P TERASSE	30,22	28,86	62,5%	58,9%

On remarque l'existence d'une différence de 40T au niveau du plancher haut sous sol par exemple ; ceci est justifié par les majorations prise dans le calcul manuel pour raison de simplification, par exemple, le faite qu'on a pris une valeur de 1T/ml au lieu de 910.8 kg/ml pour les charge linéaire dans les calculs. Toute foi, les variations entre étage de l'effort normal sont quasi identiques.

Pour le calcul des sections d'acier, et en se basant sur les résultats obtenu par le logiciel, on a trouvé :

Niveau	dimensions (cm*cm)	section théorique (cm ²)	section réelle (cm ²)
PH s-soul	45* 45	7,2	4 HA 16
PH 0	35*35	10	4 HA 20
PH 1	30*30	11,46	4 HA 20
PH 2	30*30	4,8	4 HA 14
PH 3	25*25	4	4 HA 12
P TERASSE	25*25	4	4 HA 12

On remarque que la section d'acier trouvée dans le sous sol est moindre que celle du RDC. En effet, c'est la section minimale calculée par : $4 \text{ cm}^2 \times (4 \times 0.45) = 7.2 \text{ cm}^2$, ceci prouve que le poteau du

RDC est surdimensionné. Par contre, les poteaux du PH RDC et PH 1 donnent des sections positives. Pour les autres niveaux le calcul donne la section minimale.

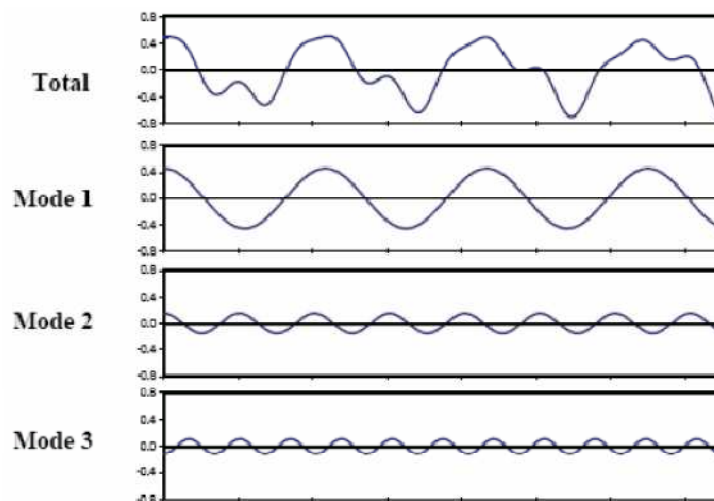
2) Résultats du calcul dynamique.

- a) Comparaison des résultats de la méthode statique équivalente (calcul manuel) et de la méthode modale spectrale (calcul avec le logiciel Robot) :

A cet effet, on va étudier les résultats du voile 1-(B-E) :

	statique équivalente			modale spectrale		
	N (T)	V(T)	M(T.m)	N(T)	V(T)	M(T.m)
PH s-soul	177,7	208,2	3816,7	215,06	81	561,2
PH 0	147,6	208,2	2453,5	137,92	90,8	316,9
PH 1	117,5	193,5	1768,3	107,04	89,2	232,9
PH 2	87,4	164	1131,8	78,44	81,3	173,4
PH 3	57,3	119,8	592,5	49,1	65,3	77,3
P TERASSE	27,2	60,3	199	20,1	36,4	42,2

On constate que les valeurs de l'effort normal accidentel $N = G + 0.2Q$ sont comparables dans les deux cas. Cependant les valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour le calcul modal spectral sont très petites par rapport à ceux du calcul avec la méthode statique équivalente. On peut expliquer cette grande différence par que les grandeurs calculées par l'analyse modale (efforts, moments, déplacement) représentent la combinaison de plusieurs valeurs obtenue chacune à partir d'un certain mode de déformation du bâtiment. Ces grandeurs pouvant être positives comme négatives, l'effort total voit sa valeur réduite. Alors que pour la méthode statique équivalente on ne travail qu'avec un seul mode, qui est le mode fondamentale de déformation du bâtiment.



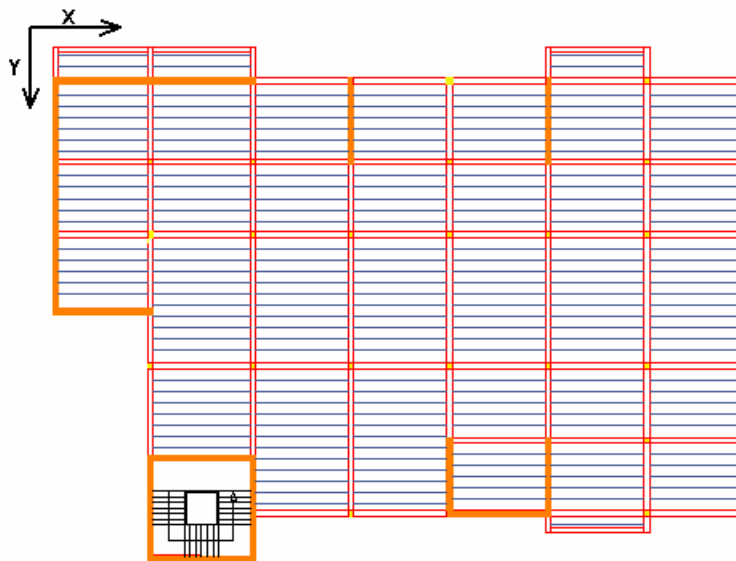
b) répartition de l'effort sismique sur les voiles.

- la distribution de l'effort suivant le direction Y dans les niveaux :

les voiles	moment d'inertie	X_i	$I_i \cdot X_i^2$	d	part de chaque voile
1(B-E)	13,58	-16,26	3592,86	-0,64	39,6%
2(H-J)	1,19	-12,06	173,21	-0,64	3,4%
3(H-J)	1,47	-7,56	84,02	-0,64	4,2%
4(B-C)	0,75	-3,26	7,94	-0,64	2,1%
5(G-I)	0,57	1,09	0,68	2,84	1,6%
6(B-C)	0,75	5,44	22,04	2,84	2,2%
6(G-I)	0,57	5,44	16,91	2,84	1,7%
8(B-F)	17,17	14,04	3383,16	2,84	57,0%
somme	36,05		7280,81		

- la distribution de l'effort suivant le direction X dans les niveaux :

les voiles	moment d'inertie	Y_i	$I_i \cdot Y_i^2$	d	part de chaque voile
B(1-3)	7,37	7,03	364,48	-2,24	46,7%
E(1-2)	1,23	-3,17	12,39	-6,01	12,3%
H(2-3)	1,16	-9,62	107,44	-6,01	16,2%
I(5-6)	1,27	-12,07	185,64	-6,01	19,7%
J(2-3)	1,52	-14,07	300,57	-6,01	25,3%
somme	12,56		970,51		



On remarque que dans la direction Y, il existe des voiles qui reprennent une part négligeable de l'effort sismique (moins de 5%), ceci est dû à une grande différence des moments d'inertie entre les voiles. Par contre dans la direction X, où les inerties des voiles sont proches, chaque voile reprend au moins 10% de l'effort sismique. On conclut donc qu'il est préférable d'utiliser des voiles à inertie comparable dans chaque direction.

3) résultats de l'analyse modale.

On a remarqué durant notre travail, que plus on a de voiles dans notre structure, plus il est difficile de mobiliser 90% de la masse. Lorsqu'on a modifié la conception du premier bloc, en diminuant la longueur des voiles, on obtient des résultats meilleurs. Donc, il est recommandé d'utiliser un nombre optimal de voile pour assurer, d'une part, le contreventement de la structure, et d'autre part, avoir une mobilisation adéquate de la masse.

Conclusion :

Au terme de ce travail, nous pouvons dire que nous avons réussi à atteindre les buts fixés au début.

En effet nous avons pu établir une conception parasismique du bâtiment, mené des calculs manuels en vue de déterminer les sollicitations statiques et dynamiques agissant sur la structure selon les normes BAEL91 et RPS2000.

Par ailleurs nous avons aussi procédé à une analyse modale spectrale de la structure à l'aide du logiciel de calcul par la méthode des éléments finis Robot millenium, et Les résultats ont été extraits à partir de ces calculs et des vérifications réglementaires relatives au RPS2000 ont été menées.

Enfin nous avons pu valider le prédimensionnement des sections de bétons vis-à-vis de l'action sismique et établir les plans de ferrailage qui en découle.

A travers ce travail, nous avons pu renforcer nos connaissances techniques et établir des liens étroits avec le monde professionnel. Le fait de traiter un projet réel d'une grande envergure, et de se familiariser avec les logiciels Robot et CBS en est une parfaite illustration.

Reste à signaler quelques remarques que nous estimons être intéressantes :

- Le manque d'une explication détaillée de l'analyse modale spectrale dans le règlement parasismique marocain, ainsi que d'autres détails de calcul. Nous avons donc fait recours au règlement français.
- Lors de la conception des plans de coffrage. Nous avons rencontré les éléments de contreventement, à savoir les voiles, ceci montre bien un manque de coopération entre l'architecte et l'ingénieur lors de la réalisation des plans architecturaux.
- Pour le calcul sous le logiciel Robot, les deux versions 19 et 23 ont été utilisées. Nous avons remarqué que la version 19 est rapide dans la saisie de la structure mais moins rapide dans les calculs, par contre la version 23 est plus rapide dans les calculs mais se révèle lente dans la saisie de la structure. Nous recommandons donc d'améliorer le fonctionnement du logiciel pour les versions à venir.

En outre, nous espérons avoir réalisé un travail satisfaisant.

Références bibliographiques :

- Guide de la conception parasismique des bâtiments – Association française du génie parasismique – Eyrolles, 2004.
- Règles B.A.E.L.91 et annexes – règle techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – CSTB et Eyrolles 1992.
- Pratique du BAEL 91 – Jean PERCHA et Jean ROUX, 3^{ème} édition, Eyrolles 1999.
- Conception et calcul des structure du bâtiment - tome 3 – Henry THONIER – Paris, presses de l'ENPC, 1993.
- Formulaire du béton armé – volume 2 : constructions – Victor DAVIDOVICI – Paris, moniteur, 1995.
- Calcul dynamique des structures en zone sismique – Victor DAVIDOVICI et ALAIN CAPRA – Paris, Eyrolles, 1980.
- La construction en zone sismique – Victor DAVIDOVICI - Moniteur
- R.P.S.2000 – Règlement de construction parasismique (applicable aux bâtiments) – Secrétariat d'Etat à l'Habitat, Juillet 2001.
- P.S.92 – Règle de construction parasismique (applicable aux bâtiments) – Décembre 1995.
- Cours de béton armé – M. GUISSI – EHTP.
- Cours de contreventement – M. NIAZI – EHTP.
- Cours de dynamique de structures – Mme AZMI – EHTP.